

atp

asociación técnica
española del pretensado

hormigón y acero n. 101

4824

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN
MADRID - 16



HORMIGON
Nº 101 y acero

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y **a**cero

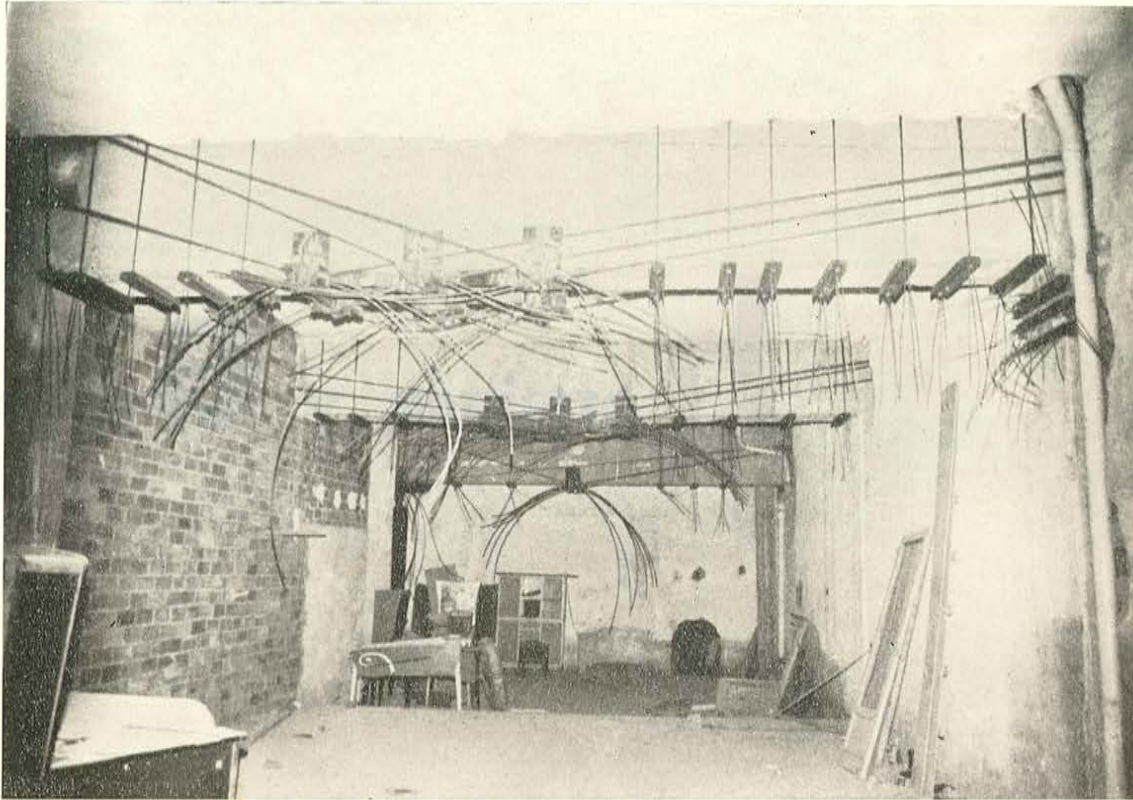
n. 101

4.º trimestre 1971

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

Depósito Legal: M. 853-1958
Tipografía Artística. - Madrid.

procedimientos **Barredo**



REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON

- Sistemas Barredo y Multi-B de hormigón postesado
- Cimbras para lanzamientos de vigas

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00 - MADRID - 3

asociación técnica española del pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares
Miembros protectores	5.000	100,--
Miembros colectivos	2.000	40,--
Miembro personal, no adherido al I. E. T. c. c.	600	12,--
Miembro personal, adherido al I. E. T. c. c.	300	6,--

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

hormigón y acero n. 101

índice

Páginas

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

AROCA, Ricardo
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
JODAR, Juan
MANTEROLA, Javier
MARTINEZ SANTONJA, Antonio
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael

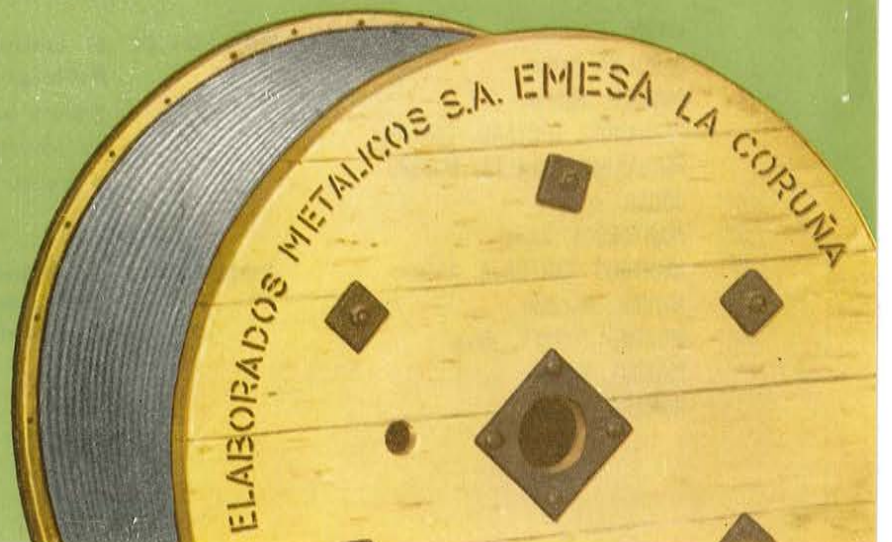
457 - 2 - 14	Criterio para el cálculo de tubos de hormigón pretensado	9
	Analysis criterion for prestressed concrete pipes. Critère pour le calcul des tuyaux en béton précontraint. G. Turazza.	
457 - 8 - 39	Contribución al estudio del comportamiento al fuego del hormigón pretensado	31
	Contribution to the study of fire resistance of prestressed concrete. Contribution à l'étude du comportement au feu du béton précontraint. R. Baus, A. Brenneisen y J. M. Longueville.	
591 - 2 - 52	Proyecto de puente para autopista, con aparcamiento-mirador	125
	Design of a bridge for a motor-way with parking. Projet de pont pour autoroute, avec parking-mirador	
685 - 0 - 7	El control estadístico de la calidad en hormigones	133
	Statistic survey of concrete quality. Le contrôle statistique de la qualité dans les bétons A. Verde.	
PORTADA:	Aparcamiento en Munich. Proyecto: Arq. Prof. Karl Schwanzer. Fotografía: Rokos.	

CABLES DE ACERO PARA
HORMIGON "POSTENSADO"

EMESA



STRESS-RELIEVED STRAND FOR
PRESTRESSED CONCRETE



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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. L. — Gerona.
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
BAGANT. — Castellón.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
CAMARA, S. A. — VIGUETAS CASTILLA. — Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A. — Madrid.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIMACO, S. A. — Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid.
CIA. DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — HIDROCIVIL. — Madrid.
CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES PUJOL, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUPRE. —Valladolid.
DIREC. GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS.—MINIST. DEL EJERCITO.—Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.

EDES, S. A. — Madrid.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
EXPOSICION PERMANENTE E INFORMACION DE CONSTRUCCION. — EXCO. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.
FERROLAND, S. A. — Valencia.
FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A. — Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINIST. DE O. P. — Madrid.
HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.
HIDAQUE, S. A. — Granada.
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — HIFORCEM. — Sevilla.
HORMYCER, S. L. — Madrid.
HORSA, S. A. — Barcelona.
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza.
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — INHOR. — Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION. — Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE ALMERIA. — Almería.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE SALAMANCA. — Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS DE VALENCIA. — Valencia.
3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.
3.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE MATERIALES. — Bilbao.
5.^a JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián (Guipúzcoa).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
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.
OTAISA — Sevilla.
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
V. PEIRO, S. A. — Valencia.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria (Alava).
PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.
PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona).
PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUCC., S. A. — Manresa (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona (Navarra).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — POSTENSA. — Bilbao.
PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid.
RENFE. — Madrid.
ROSADO, S. A. — Cáceres.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S. A. E. M. — Valencia.
SAINCE. — Madrid.
SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.
SECOTEC. — Madrid.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
SIKA, S. A. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREO,
SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES. — OBRASCON. — Córdoba.
TAU CENTRO, S. A. — Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).

TOSAM, S. L. — Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPASA. — Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián (Guipúzcoa).
VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
VIGUETAS BORONDO. — Madrid.
VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).

EXTRANJERO

BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA. — Buenos Aires (República Argentina)
B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).
CACERES & PIAGGIO, CONTRATISTAS GENERALES, S. A. — Lima (Perú).
EMPRESA DE CONSTR. CIVIS E INDUSTRIAIS, LDA. — Lourenço Marques (Mozambique).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Univ. Católica de Valparaíso. Valparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA. — Universidad Católica de Salta. — Salta (Rep. Argentina).
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (BIBLIOTECA). — Monterrey N. L. (México).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. — DIRECCION DE VIALIDAD. — DIV. BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES. — La Plata (Prov. de Buenos Aires), República Argentina.
NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND INVENTION. — Londres (Inglat.).
UNIVERSIDAD DE CHILE. — AREA DE ARTE Y TECNOLOGIA (Departamento Tecnológico). — Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO (BIBLIOTECA). — Mayaguez (Puerto Rico).

criterio para el cálculo de tubos de hormigón pretensado (*)

G. TURAZZA

SINOPSIS

El Autor expone un método para el cálculo de tubos de hormigón pretensado. Los resultados que con dicho método se obtienen se comparan con los que se deducen utilizando un procedimiento simplificado adoptado en los Estados Unidos. Se incluyen dos ejemplos numéricos relativos a un tubo de gran diámetro y a otro de pequeño diámetro.

INTRODUCCION

En el presente estudio se hace referencia a dos métodos de cálculo diferentes. Uno es, precisamente, el expuesto por el Autor en el libro "Tuyaux de grand diamètre en béton armé et précontraint" (Editorial Dunod. París, 1962), y que, en lo que sigue, será designado como método T. El otro es el método propuesto por H. V. Swanson, descrito en el artículo titulado "Design of prestressed concrete pressure pipe", publicado en el número de agosto de 1965 de la revista *P.C.I. Journal*. A éste se le designa como método S.

El método T es más completo y permite tener en cuenta la presencia del revestimiento del tubo y determinar las diversas sollicitaciones que se presentan durante las sucesivas etapas de la construcción y de la vida de servicio del tubo, así como las tensiones correspondientes. El método S es un método simplificado que prescinde del revestimiento y permite deducir, únicamente, las tensiones finales.

Método T.

(NOTA DEL TRADUCTOR: En el artículo original no se indica la notación ni la deducción de las distintas fórmulas que se aplican, tomadas directamente de la obra del Autor, a la que anteriormente se ha hecho referencia. Para aquellos lectores que no posean la obra citada, al final de esta traducción se incluye un breve apéndice, en el que, resumidamente, se exponen la notación y algunas aclaraciones consideradas imprescindibles para poder seguir los razonamientos del presente trabajo).

Se adoptan los siguientes valores para los módulos de elasticidad:

$$\text{Acero: } E_f = 2.100.000 \text{ kg/cm}^2.$$

(*) *Nota de la Redacción.*—Este artículo es traducción del publicado en el número correspondiente a marzo de 1969 de la revista *Giornale del Genio Civile*. Deseamos hacer constar nuestro agradecimiento al editor de la revista y al autor del artículo, Prof. Ing. Giacinto Turazza, por su amable autorización para incluir en HORMIGÓN Y ACERO la versión española de este interesante trabajo.

Hormigón de las paredes del tubo:

En el momento del pretensado: $E_c = 260.000 \text{ Kg/cm}^2$.

En el momento de la prueba inicial: $E_c = 300.000 \text{ Kg/cm}^2$.

Módulo final de elasticidad: $E_c = 420.000 \text{ Kg/cm}^2$.

Hormigón del revestimiento:

Módulo final de elasticidad: $E_r = 300.000 \text{ Kg/cm}^2$.

Por tanto, se tendrá:

En el momento del pretensado: $n = 8$.

En el momento de la prueba inicial: $n = 7$.

Al final:

$$n = \frac{E_f}{E_c} = 5,$$

$$n_1 = \frac{E_f}{E_r} = 7,$$

$$n_2 = \frac{E_r}{E_c} = 0,714.$$

El valor $n = 8$ tiene en cuenta la deformación plástica instantánea. Los valores $n = 5$, $n_1 = 7$ y, por consiguiente, $n_2 = 0,714$ corresponden al estado del tubo una vez experimentadas todas las deformaciones lentas.

Partiendo de estos valores se pueden simplificar las fórmulas generales del siguiente modo:

La tensión del acero en el momento de introducir el pretensado (fórmulas 123 y 124 de la obra citada) viene dada por:

$$\sigma'_f = \sigma_f \frac{B_f s - 2R - 2r}{B_f s},$$

designando por s el espesor del núcleo del tubo ($R - r$), y la tensión máxima del hormigón resulta entonces:

$$\sigma_i = -\sigma'_f C/B_f.$$

La tensión en el hormigón, en dirección longitudinal, de acuerdo con la fórmula 121, tomando:

$$r_m = \frac{R + r}{2}; \quad p = t_1 = \sigma_f/B_f,$$

y suponiendo una pérdida de tensión en el acero de un 3 por 100, aproximadamente, viene dada por:

$$\sigma_c = \pm 0,17 \frac{R + r}{B_f s} \sigma_f.$$

Se supone que el tubo se prueba inicialmente a una presión tal, que produce en la superficie interna del tubo una tensión de tracción de 5 kg/cm². Admitiendo una caída de tensión en el acero igual al 3 por 100, la tensión σ_i^* viene dada por:

$$\sigma_i^* = \sigma_i \frac{\sigma'_f - 0,03 \sigma_f}{\sigma'_f}$$

De las fórmulas 139 y 141 se obtiene entonces, haciendo $\sigma_i = -\sigma_i^* + 5$, la tensión de prueba:

$$p = \frac{-\sigma_i^* + 5}{B - C \frac{7A}{7B + B_f}}$$

Si se admite una pérdida total de tensión en el acero para tiempo infinito, debida a la fluencia, igual al 7 por 100, entonces la expresión 125 resulta:

$$\sigma''_f = \sigma'_f - 0,07 \sigma_f$$

A continuación se estudian dos estados importantes a lo largo de la vida de servicio del tubo:

Estado *a*) El tubo mantenido durante un período de tiempo bastante largo en ambiente normal, es decir, depositado a la intemperie a lo largo de la conducción que con él se va a construir.

Estado *b*) El tubo en servicio después de un período de tiempo de al menos un año, a contar desde la fecha de construcción de la conducción.

El estado *a*) puede considerarse como transitorio, y el estado *b*), como final.

En el estado *a*) el hormigón del núcleo está sometido a los efectos de la retracción y de la fluencia y, como consecuencia, se contrae sensiblemente, sometiendo al revestimiento a una importante compresión, que se compensa en parte a causa de la retracción y fluencia experimentada por el propio revestimiento.

En el estado *b*) se producen los siguientes fenómenos:

1. Cesa completamente la retracción del tubo-núcleo y prácticamente también la dilatación debida a la fluencia, siendo muy pequeña la tensión de compresión del hormigón.
2. El revestimiento puede considerarse prácticamente que ya no experimenta retracción alguna, dado el ambiente húmedo al cual se encuentra sometido.
3. Se produce un fenómeno de imbibición del hormigón del tubo-núcleo. Como consecuencia, aumenta el diámetro de este tubo-núcleo y se recupera una parte de la caída de tensión experimentada por el alambre de pretensado.

El fenómeno es muy complejo, y en ausencia de datos experimentales más precisos se pueden admitir para ϵ y φ los valores medios que a continuación se indican. Para comodidad de cálculo se utilizan las formas simplificadas de las expresiones 126 a 141.

Estado a):

$$\begin{aligned}\varepsilon_c = \varepsilon_r &= -0,00020 & \varphi &= 2 \\ & & \varphi' &= 1\end{aligned}$$

$$\Delta'''_{\sigma_f} = \frac{20 B \omega \sigma''_f + 420 R (2 + 0,714 k)}{R (2 + 0,714 k) + 20 B \omega}$$

$$t = \frac{\Delta'''_{\sigma_f} - 420}{14 B_r}$$

Estado b):

$$\begin{aligned}\varepsilon_c &= -0,00010 & \varphi &= 1,5 \\ \varepsilon_r &= -0,00015 & \varphi' &= 0,5\end{aligned}$$

$$\Delta'''_{\sigma_f} = \frac{11,25 B \omega \sigma''_f + 315 R (1 + 0,714 k)}{R (1,5 + 0,714 k) + 13,125 B \omega}$$

$$t = \frac{\Delta'''_{\sigma_f} - 315}{10,5 B_r}$$

Si no se tiene en cuenta el revestimiento, el valor de Δ'''_{σ_f} viene dado por la fórmula 129 y resulta:

$$\Delta'''_{\sigma_f} = \frac{7,50 B \cdot \omega \cdot \sigma''_f + 210 R}{R + 8,75 B \cdot \omega}$$

Las tensiones se determinan siempre mediante las expresiones 130. En particular, la tensión en la superficie exterior del revestimiento viene dada por:

$$\sigma'_r = -t \cdot A_r,$$

haciendo $A_r = B_r - 1$, por analogía con las expresiones 122 y siguientes.

Las tensiones originadas por la presión hidrostática se determinan mediante las fórmulas 139. De acuerdo con las expresiones 140, se obtiene:

$$D = 0,714 B (B_f + 7 B_r) + B_r B_f,$$

$$t_1 = \frac{0,714 A}{D} (B_f + 7 B_r) p,$$

$$t_2 = \frac{0,714 A}{D} B_f p.$$

Se tiene además:

$$\sigma'_r = A_r \cdot t_2.$$

Y prescindiendo del revestimiento resulta, aplicando la fórmula 141:

$$t_1 = \frac{5A}{5B + B_f} p.$$

PRETENSADO LONGITUDINAL

El efecto del pretensado longitudinal, al que normalmente se someta el tubo-núcleo en el momento de su construcción, puede definirse en función de los siguientes factores:

- a) Las tensiones longitudinales originadas por el progresivo enrollamiento del alambre de pretensado circunferencial.
- b) Las tensiones longitudinales que se producen como consecuencia del comportamiento del tubo como viga.
- c) Las tensiones tangenciales debidas al pretensado circunferencial.

Por lo que respecta a las tensiones *a*), debe señalarse que pueden calcularse con suficiente aproximación. Dada la alta calidad del hormigón, se pueden admitir tracciones en los extremos o bocas del tubo del orden de los 20 a 30 kg/cm².

Las tensiones *b*) pueden alcanzar un valor considerable en tubos de pequeño diámetro y bastante longitud. Suponiendo un momento máximo dado por:

$$M = \pm \frac{1}{16} q \cdot l^2,$$

pueden admitirse tracciones del orden de los 20 a 30 kg/cm².

Finalmente, en relación con las tensiones *c*) hay que indicar que resulta conveniente someter el homigón a un esfuerzo de pretensado, cuyo valor sea aproximadamente igual a los $\frac{8}{10}$ de la presión máxima de servicio.

En cualquier caso, el pretensado longitudinal debe originar por lo menos una compresión de 15 a 20 kg/cm² con los valores menores para tubos que hayan de estar sometidos a una presión $p \leq 10$ kg/cm².

Método S.

Al aplicar el método S se estudia sólo la condición final, suponiendo nula la deformación originada por la retracción y admitiendo un coeficiente de fluencia $C_r = 1,5$. Por lo que respecta a la pérdida de tensión en la armadura se admiten los dos factores de reducción siguientes:

$R_1 = 0,05$ a causa de la relajación del acero;

$R_2 = 0,005$ a causa de la incrustación del alambre en el hormigón.

Este segundo factor, que no estaría justificado por la sola incrustación del alambre (ya que este efecto es muy pequeño y prácticamente despreciable), tiene también en cuenta, probablemente, la disminución del diámetro del tubo al introducir el pretensado (valor Δ'_{τ_f} del método T).

Designando por s el espesor del tubo-núcleo y aplicando a los demás valores la misma notación que en el método T, los valores de las tensiones finales en el hormigón vienen definidos por:

$$\sigma_c = \frac{\omega \cdot \sigma_{fi} (1 - R_1 - R_2)}{s + n_i \cdot \omega} \times \frac{s + n_f \cdot \omega}{s + n_f \cdot \omega (1 + C_r)},$$

en donde n_i y n_f son los valores inicial y final de n . Suponiendo $n_i = 6$ y $n_f = 5$ y teniendo en cuenta los valores de C_r , R_1 y R_2 , la anterior expresión se simplifica y queda reducida a:

$$\sigma_c = \frac{0,9 \omega \sigma_{fi}}{s + 6 \omega} \times \frac{s + 5 \omega}{s + 12,5 \omega}$$

La "presión de descompresión" p_{co} , es decir, la presión hidrostática que anula la compresión introducida en el hormigón del tubo-núcleo, viene definida por:

$$p_{co} = \frac{s}{r} \sigma_c \left(1 + n_f \frac{\omega}{s} \right)$$

que admitiendo como antes $n_f = 5$, resulta:

$$p_{co} = \frac{s}{r} \sigma_c \left(1 + 5 \frac{\omega}{s} \right)$$

EJEMPLOS NUMERICOS

Con el fin de poder efectuar un estudio comparativo del método T y del método S y dar los datos necesarios para poder juzgar sobre los resultados que con los mismos se obtienen, a continuación se exponen los cálculos de dos tubos: uno, de gran diámetro, y otro, de pequeño diámetro. Con respecto al hormigón y al acero se aplican las prescripciones de la "Norma Técnica Italiana" vigente (Circular núm. 1.398 del Ministerio de Obras Públicas) y, en particular, las siguientes:

$$\begin{aligned} \sigma_c &\leq 200 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (inicial)} & \sigma_f &\leq 13.000 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (inicial)} \\ & & \sigma_f &\leq 10.500 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (final)}. \end{aligned}$$

En los cálculos siguientes se toman siempre como unidades el kg y el cm.

TUBO DE GRAN DIAMETRO

Método T.

Las magnitudes características son las siguientes:

$$\begin{aligned} r &= 125 & A &= 2 \times 125^2 / (138^2 - 125^2) = 9,14 \\ R &= 138 & B &= 10,14 \\ R_1 &= 141 & C &= 11,14 \\ B_r &= \frac{138^2 + 141^2}{141^2 - 138^2} = 46,51 & k &= 0,218 \\ \omega &= 0,203 & B_f &= 138 / 0,203 = 680 \end{aligned}$$

En el momento del pretensado circunferencial:

$$\begin{aligned}\sigma_{fi} &= 13.000 \\ \sigma'_f &= 13.000 \frac{8.314}{8.840} = 12.230 \\ \sigma_i &= -12.230 \times 11,14/680 = -200,4 \\ \sigma_c &= \pm 0,17 \frac{263}{8.840} 13.000 = \pm 65,8\end{aligned}$$

Presión inicial de prueba:

$$\begin{aligned}\sigma_i &= -200,4 \frac{12.230 - 13.000 \times 0,03}{12.230} = -194,0 \\ p &= \frac{194,0 + 5,0}{10,14 - 11,14 \frac{63,98}{750,98}} = 21,7\end{aligned}$$

Tensiones finales:

$$\sigma''_f = 12.230 - 13.000 \times 0,07 = 11.320$$

Estado a):

$$\begin{aligned}\Delta''_{\sigma_f} &= \frac{466.025 + 124.940}{297,48 + 41,17} = 1.740 \\ t &= 1.320/651,14 = 2.027 \\ \sigma'''_f &= 11.320 - 1.740 = + 9.580 \\ \sigma_i &= - \left(\frac{9.580}{680} - 2.027 \right) 11,14 = -134,4 \\ \sigma_c &= -12.061 \times 10,14 = -122,3 \\ \sigma_r &= -46,51 \times 2.027 = -94,3 \\ \sigma'_r &= -45,51 \times 2.027 = -92,2\end{aligned}$$

Estado b):

$$\begin{aligned}\Delta'''_{\sigma_f} &= \frac{262.140 + 50.235}{228,48 + 27,02} = 1.220 \\ t &= 905 / 488,36 = 1.853 \\ \sigma'''_f &= + 10.100 \\ \sigma_i &= - 144,8 \\ \sigma_f &= - 131,8 \\ \sigma_r &= - 86,2 \\ \sigma'_r &= - 84,3\end{aligned}$$

Si no se tiene en cuenta el revestimiento se tiene:

$$\Delta \sigma_f''' = \frac{174.760 + 28.980}{138 + 18,01} = 1.310$$

$$\sigma_f''' = + 10.010$$

$$\sigma_i = - 164,0$$

$$\sigma_c = - 149,3$$

Tensiones debidas a la presión interna convencional $p = 10$:

$$D = 7,24 \times 1.006 + 680 \times 46,51 = 38.910$$

$$t_1 = 6.526 \times 1.006 \times 10 / 38.910 = 1,687$$

$$t_2 = 6.526 \times 680 \times 10 / 38.910 = 1,140$$

$$\sigma_f = 680 (1,687 - 1,140) = + 375$$

$$\sigma_i = 10,14 \times 10 - 11,14 \times 1,687 = + 82,6$$

$$\sigma_c = 9,14 \times 10 - 10,14 \times 1,687 = + 74,3$$

$$\sigma_r = 1.140 \times 46,51 = + 53,0$$

$$\sigma'_r = 1.140 \times 45,51 = + 51,9$$

Despreciando el revestimiento resulta:

$$t_1 = \frac{5 \times 9,14 \times 10}{5 \times 10,14 + 680} = 0,625$$

$$\sigma_f = 680 \times 0,625 = + 425$$

$$\sigma_i = 10,14 \times 10 - 11,14 \times 0,625 = + 94,4$$

$$\sigma_c = 9,14 \times 10 - 10,14 \times 0,625 = + 85,1$$

La presión p_{co} de descompresión, referida a la superficie interior del tubo, resulta: teniendo en cuenta el revestimiento:

$$p_{co} = \frac{144,8 \times 10}{82,6} = 17,5$$

despreciando el revestimiento:

$$p_{co} = \frac{164,0 \times 10}{94,4} = 17,4$$

La presión p'_r de descompresión, referida a la superficie exterior del revestimiento será:

$$p'_r = \frac{84,3 \times 10}{51,9} = 16,2$$

A la presión $p = 17,5$ le corresponde una tensión en el revestimiento de:

$$\sigma'_r = - 84,3 + 51,9 \times 1,75 = + 6,5$$

La pérdida de tensión en el acero viene definida por:

$$\left(1 - \frac{10.100}{13.000}\right) 100 = \sim 22,3 \%$$

El pretensado longitudinal se determina partiendo del valor :

$$\sigma_c = 65,8 - 30 = \sim 36 \text{ kg/cm}^2$$

con lo cual su magnitud total resulta:

$$N = 36 \times \pi \times 263 \times 13 = \sim 390.000 \text{ kg}$$

que puede obtenerse con 75 Ø 8 (σ_f final = 10.500).

Método S.

$$\sigma_c = - \frac{0,203 \times 13.000 \times 0,9}{13 + 6 \times 0,203} \frac{13 + 5 \times 0,203}{13 + 12,5 \times 0,203} = - 150,7$$

$$p_{c0} = \frac{13}{125} 150,7 \left(1 + 5 \frac{0,203}{13}\right) = 16,9$$

TUBO DE PEQUEÑO DIAMETRO

Las magnitudes características son las siguientes:

$$r = 45 \quad A = 2 \times 45^2 / (51,5^2 - 45^2) = 6,46$$

$$R = 51,5 \quad B = 7,46$$

$$R_1 = 54 \quad C = 8,46$$

$$B_r = \frac{54^2 + 51,5^2}{54^2 - 51,5^2} = 21,11 \quad k = 0,353$$

$$\omega = 0,099 \quad B_f = 51,5 / 0,099 = 520$$

En el momento del pretensado circunferencial:

$$\sigma'_f = 13.000 \frac{3.187}{3.380} = 12.260$$

$$\sigma_i = - 12.260 \times 8,46 / 520 = - 199,5$$

$$\sigma_c = \pm 0,17 \frac{96,5}{3.380} 13.000 = 63,1$$

Presión inicial de prueba:

$$\sigma_i = -199,5 \frac{12.260 - 13.000 \times 0,03}{12.260} = -193,2$$
$$p = \frac{193,2 + 5,0}{\frac{7,46 - 8,46}{572,22}} = 29,2.$$

Tensiones finales:

$$\sigma''_f = 12.260 - 13.000 \times 0,07 = 11.350.$$

Estado a):

$$\Delta'''_{\sigma_f} = \frac{167.650 + 48./10}{115,98 + 14,77} = 1.650$$
$$t = 1.230/295,54 = 4.162$$
$$\begin{aligned}\sigma'''_f &= + 9.700 \\ \sigma_i &= - 122,6 \\ \sigma_c &= - 108,1 \\ \sigma_r &= - 87,9 \\ \sigma'_r &= - 83,7\end{aligned}$$

Estado b):

$$\Delta'''_{\sigma_f} = \frac{94.300 + 20.310}{90,23 + 9,69} = 1.150$$
$$t = 385/221,66 = 3,767$$
$$\begin{aligned}\sigma'''_f &= + 10.200 \\ \sigma_i &= - 134,1 \\ \sigma_c &= - 118,2 \\ \sigma_r &= - 79,5 \\ \sigma'_r &= - 75,2\end{aligned}$$

Si no se tiene en cuenta el revestimiento se tiene:

$$\Delta'''_{\sigma_f} = \frac{62.870 + 10.815}{51,5 + 6,46} = 1.270$$
$$\begin{aligned}\sigma'''_f &= + 10.080 \\ \sigma_i &= + 164,0 \\ \sigma_c &= - 144,6\end{aligned}$$

Tensiones debidas a la presión interna convencional $p = 10$:

$$\begin{aligned}D &= 5.326 \times 668 + 520 \times 21,11 = 14.535 \\ t_1 &= 4.612 \times 668 \times 10 / 14.535 = 2,120 \\ t_2 &= 4.612 \times 520 \times 10 / 14.535 = 1,650 \\ \sigma_f &= + 245 \\ \sigma_i &= + 56,7 \\ \sigma_c &= + 48,8 \\ \sigma_r &= + 34,8 \\ \sigma'_r &= + 33,2\end{aligned}$$

Despreciando el revestimiento resulta:

$$t_1 = \frac{5 \times 6,46 \times 10}{5 \times 7,46 + 520} = 0,580$$

$$\sigma_f = + 302$$

$$\sigma_i = + 69,7$$

$$\sigma_c = + 60,3$$

La presión de descompresión, referida a la superficie interior del tubo, resulta, teniendo en cuenta el revestimiento:

$$p_{co} = \frac{134,1 \times 10}{56,7} = 23,7,$$

despreciando el revestimiento:

$$p_{co} = \frac{164,0 \times 10}{69,7} = 23,5.$$

La presión p'_r de descompresión, referida a la superficie exterior del revestimiento, será:

$$p'_r = \frac{75,2 \times 10}{33,2} = 22,7.$$

A la presión $p = 23,7$ le corresponde una tensión en el revestimiento de:

$$\sigma'_r = -75,2 + 33,2 \times 2,37 = + 3,5.$$

La pérdida de tensión en el acero viene definida por:

$$\left(1 - \frac{10.080}{13.000}\right) 100 = \sim 22,5 \%$$

El pretensado longitudinal se determina partiendo del valor:

$$\sigma_c = 63,1 - 30 = \sim 33 \text{ Kg/cm}^2,$$

con lo cual su magnitud total resulta:

$$N = 33 \times \pi \times 96,5 \times 6,5 = \sim 65.000 \text{ Kg},$$

que puede obtenerse con 22 \varnothing 6 (σ_f final = 10.500).

Método S.

$$\sigma_c = \frac{0,9 \times 0,099 \times 13.000}{7,094} \frac{6,995}{77,375} = 147,6$$

$$p_{co} = \frac{6,5}{45} 147,6 \left(1 + \frac{0,099}{6,5}\right) = 22,9.$$

CONCLUSIONES

1.^a La confrontación de los estados *a*) y *b*) demuestra claramente cómo, con el tiempo, va aumentando la compresión del tubo-núcleo y disminuyendo la del revestimiento. El estado *a*) es transitorio y únicamente será necesario estudiarlo en casos particulares.

2.^a El método T y el método S, para tiempo infinito, dan para la presión de descompresión valores prácticamente iguales.

Esto confirma la validez del método T, el cual da además un cuadro completo del comportamiento del tubo.

3.^a En las condiciones normales de servicio los esfuerzos de tracción en el revestimiento se mantienen dentro de valores plenamente admisibles y no resulta, por tanto, correcto prescindir en los cálculos de la presencia de dicho revestimiento.

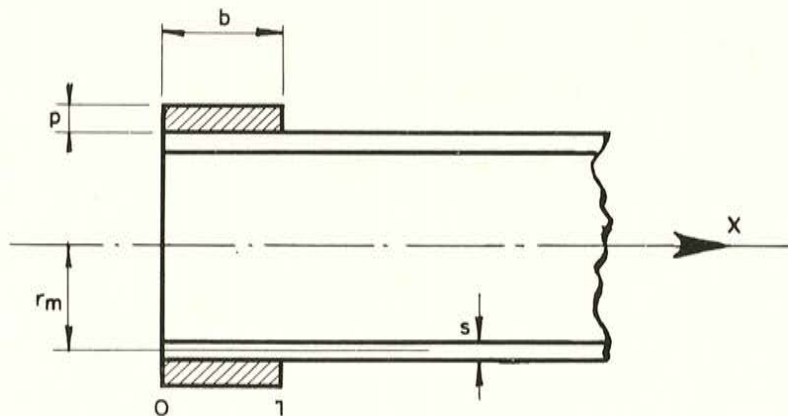
4.^a La presión de cálculo debe tener en cuenta no sólo la presión hidráulica, con el eventual funcionamiento del tubo a régimen rápidamente variable, sino también las sollicitaciones dependientes de la modalidad de prueba y de las sollicitaciones secundarias, es decir, de las producidas por el peso propio, el agua contenida en el tubo, las reacciones de apoyo y, finalmente, de la acción de la capa de tierra que recubre la conducción, de la cual forma parte el tubo en estudio.

En el caso de conducciones al descubierto y en otros casos especiales deberán también tenerse en cuenta las variaciones térmicas.

APENDICE

Esfuerzos originados, en un tubo prefabricado, por el zunchado progresivo a partir de un extremo.

Cuando en un tubo prefabricado el pretensado circunferencial se introduce mediante zunchado, gracias al enrollamiento progresivo del alambre a partir de un extremo del tubo, este último llega a estar sometido a una presión externa que actúa sobre un segmento que aumenta gradualmente de longitud a medida que se va efectuando el enrollamiento del alambre.



El estudio de este estado de carga puede realizarse basándose en la teoría de las láminas cilíndricas, considerando una presión externa constante, no sólo en dirección radial, sino también en dirección longitudinal, y haciendo variar gradualmente la longitud del segmento inicial del tubo, sobre el cual se aplica la presión externa.

Dicho estudio se efectúa partiendo de la exposición general de la teoría de las láminas cilíndricas hecha por Timoshenko y con la siguiente notación relativa a la figura 1:

r_m = radio medio del tubo.

s = espesor constante del tubo.

b = longitud del segmento del tubo al cual se aplica la presión unitaria p .

w = desplazamiento radial.

ν = coeficiente de Poisson.

E = módulo de elasticidad.

$$D = \frac{E \cdot s^3}{12(1 - \nu^2)} = \text{módulo de rigidez a flexión.}$$

En el segmento cargado entre las secciones 0 y 1, es decir, para $x \leq b$ la ecuación diferencial de la elástica constituida por cada generatriz es la siguiente:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4\beta^4 w = \frac{D}{p}; \quad [109]$$

en la cual:

$$\beta^4 = \frac{E \cdot s}{4r_m^2 D} = \frac{3(1 - \nu^2)}{r_m^2 \cdot s^2}.$$

Se designa además por δ el desplazamiento radial para un tubo totalmente cargado, pero libre de uniones, es decir, que se toma:

$$\delta = \frac{p \cdot r_m^2}{E \cdot s}.$$

La ecuación diferencial (109) puede entonces escribirse:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4\beta^4 (w - \delta) = 0;$$

cuya integral general, según se sabe, es:

$$w = \delta + e^{\beta x} (C_1 \cos \beta x + C_2 \sin \beta x) + e^{-\beta x} (C_3 \cos \beta x + C_4 \sin \beta x) \quad [110]$$

En el segmento no cargado, más allá de la sección 1, es decir, para $x \geq b$, el desplazamiento está definido por la ecuación diferencial:

$$\frac{d^4 w}{dx^4} + 4\beta^4 w = 0; \quad [111]$$

cuya integral general tiene la expresión:

$$w = e^{-\beta x} (C_5 \cos \beta x + C_6 \sin \beta x); \quad [112]$$

ya que la deformación se anula a corta distancia de la sección 1 y, por consiguiente, desaparecen los términos crecientes, en los cuales aparece $e^{\beta x}$ como factor.

Como en los dos segmentos se conocen ya las expresiones de w , las pendientes, momentos flectores y esfuerzos cortantes vendrán dados, respectivamente, por:

$$\frac{d\tau w}{dx}; \quad -D \frac{d^2\tau w}{dx^2}; \quad -D \frac{d^3\tau w}{dx^3}. \quad [115]$$

Conviene precisar que los desplazamientos positivos w corresponden a una disminución del radio del tubo; que los momentos flectores positivos corresponden a una tracción en la superficie interna del tubo, y que los esfuerzos cortantes positivos corresponden a una fuerza dirigida del exterior al interior en la cara izquierda de la sección considerada.

La determinación de las seis constantes de integración de las ecuaciones (110) y (112) resulta posible estudiando las seis condiciones en los límites siguientes:

a) En la sección 0, el momento flector y el esfuerzo cortante son nulos; por consiguiente, para $x = 0$:

$$\frac{d^2\tau w}{dx^2} = 0; \quad \frac{d^3\tau w}{dx^3} = 0.$$

b) En la sección 1, los desplazamientos, las pendientes, los momentos flectores y los esfuerzos cortantes son iguales; por consiguiente, para $x = b$ son iguales los valores de w y sus tres derivadas sucesivas, tanto para el segmento inicial cargado como para el segmento siguiente.

Por tanto, se pueden calcular los valores de las seis constantes de las ecuaciones (110) y (112) para un valor dado de βb y todas las características de las tensiones del tubo.

Se pueden preparar tablas y gráficos que dan los valores de las funciones fundamentales y los de w , M y Q para los diversos valores de βb .

Del examen de estas tablas se deduce claramente el comportamiento del tubo durante el enrollamiento del alambre. Deben distinguirse dos fases en este comportamiento: el comportamiento en los extremos y el comportamiento en las zonas centrales.

a) En los extremos:

En el extremo libre se tienen desplazamientos radiales netamente superiores a los finales δ , y se producen en ellos momentos flectores absolutos (negativos al principio y positivos al final del enrollamiento) de un orden de magnitud:

$$M_1 = 0,2 \frac{p}{2\beta^2}. \quad [116]$$

b) En las zonas centrales:

El momento flector se transmite a lo largo del tubo con valores positivos y negativos simétricos con respecto a la sección en que termina el zunchado, en la cual el momento es nulo. El valor de este momento es:

$$M_2 = 0,161 \frac{p}{2\beta^2}. \quad [117]$$

El desplazamiento radial w en la sección en que termina el zunchado tiene un valor igual a la mitad de δ , y tiende a estabilizarse en el valor δ en el segmento ya zunchado.

El esfuerzo cortante Q alcanza siempre su valor máximo:

$$Q_1 = 0,5 \frac{p}{2\beta}; \quad [118]$$

en la sección en que termina el zunchado.

La tensión máxima en los extremos, siendo el momento resistente de la sección igual a $\frac{1}{6} \cdot l \cdot s^2$, resulta:

$$\sigma_1 = \pm 0,35 \frac{r_m}{s} p. \quad [121]$$

El comportamiento del tubo en las zonas distantes de los extremos puede obtenerse fácilmente, considerando que se tiene un tubo de longitud infinita hacia la derecha, mientras que a la izquierda está limitado por la sección en que termina el enrollamiento. Por razones evidentes de simetría, en esta sección supuesta de abscisa $x = 0$, el desplazamiento radial es igual a $\frac{\delta}{2}$, y en ella el momento flector es nulo.

El esfuerzo cortante viene definido por la condición:

$$\omega = \frac{1}{2} \delta = \frac{p \cdot r_m^2}{2 E \cdot s}.$$

Esfuerzos tangenciales.

El estudio de los esfuerzos tangenciales en los tubos pretensados puede hacerse fácilmente partiendo de las conocidas fórmulas de Lamé, asimilando el tubo a una serie de capas cilíndricas, coaxiales y adherentes.

Para este estudio se considera un tubo prefabricado de hormigón, que constituye la capa más interna, zunchado por un alambre de acero teso que forma la segunda capa; el alambre se protege con una tercera capa de hormigón que es el revestimiento.

Las fórmulas de Lamé para un tubo de radio interno, r_i , y radio externo, r_e , sometido a presiones p_i y p_e , dan los siguientes valores para las tensiones tangenciales en el intradós y en trasdós (el signo + representa tracciones):

$$\sigma_i = B p_i - C p_e; \quad \sigma_e = A p_i - B p_e; \quad [122]$$

en donde:

$$A = \frac{2 r_i^2}{r_e^2 - r_i^2}; \quad B = A + 1; \quad C = A + 2.$$

Las ecuaciones de compatibilidad que se obtienen igualando las dilataciones unitarias de las dos superficies continuas, dan los esfuerzos unitarios para cualquier capa del tubo.

En los tubos pretensados hace falta considerar además los fenómenos de retracción del hormigón y de fluencia del hormigón y el acero. En el cálculo, las expresiones de los efectos de la retracción y fluencia se añaden algébricamente a las de las dilataciones unitarias correspondientes a las presiones. De todas formas, debe tenerse en cuenta que resulta difícil asignar un valor exacto a las dilataciones originadas por la retracción y fluencia.

La notación empleada es la siguiente:

- r = radio interno del tubo prefabricado.
- R = radio externo del tubo prefabricado, que coincide prácticamente con el radio medio de la capa de alambre enrollado y con el radio interno de la capa de revestimiento.
- R_1 = radio externo del revestimiento.
- ω = sección del alambre de pretensado por unidad de longitud; ω es también el espesor de la capa equivalente al alambre.
- E_f = módulo de elasticidad del alambre.
- E_c = módulo de elasticidad del hormigón del tubo.
- E_r = módulo de elasticidad del hormigón del revestimiento.
- ϵ_c = dilatación por retracción del hormigón del tubo.
- ϵ_r = dilatación por retracción del hormigón del revestimiento.
- ϕ = coeficiente de deformación lenta del hormigón del tubo.
- ϕ' = coeficiente de deformación lenta del hormigón del revestimiento.

Se toma además:

$$n = E_f/E_c; \quad n_1 = E_f/E_r; \quad n_2 = E_r/E_c;$$

$$A = \frac{2r^2}{R^2 - r^2}; \quad B = A + 1; \quad C = A + 2; \quad B_r = \frac{R^2_1 + R^2}{R^2_1 - R^2};$$

$$B_f = R/\omega; \quad k = B/B_r.$$

Se consideran como positivas las tensiones unitarias de tracción, así como las dilataciones correspondientes a los alargamientos.

Tensiones debidas al pretensado, en los tubos prefabricados.

Llamando σ_f a la tensión inicial del alambre enrollado, la presión centrípeta que se ejerce sobre el tubo viene definida por:

$$t_1 = \omega \sigma_f / R = \sigma_f / B_f.$$

A una cierta distancia de los extremos, sin embargo, el alambre llegará a una zona en la cual sólo se producirá la mitad de la deformación final δ . Por tanto, a medida que el enrollamiento progresa, el alambre sufre una dilatación negativa, con la correlativa pérdida de tensión.

Esta dilatación unitaria ϵ será, por consiguiente, igual a la relación entre $\delta/2$ y el radio medio del tubo.

Se tendrá, por tanto:

$$\epsilon = \frac{\delta}{2} : r_m = \frac{t_1}{4 E_c} \cdot \frac{R + r}{R - r};$$

y la pérdida de tensión correspondiente será:

$$\Delta'_{\sigma_f} = E_f \cdot \varepsilon = \frac{n \cdot t_1}{4} \frac{R + r}{R - r}. \quad [123]$$

Este resultado puede aplicarse, con suficiente aproximación, a todos los tubos, y puede servir también para calcular los esfuerzos longitudinales disminuyendo proporcionalmente la presión p en la fórmula (121).

La tensión en el alambre resulta, por tanto:

$$\sigma'_f = \sigma_f - \Delta'_{\sigma_f}; \quad [123 \text{ bis}]$$

y los esfuerzos unitarios máximos en el tubo, en el momento del zunchado, serán:

$$\begin{aligned} \text{en el intradós: } \sigma_i &= -C \cdot \omega \cdot \sigma'_f / R, \\ \text{en el trasdós: } \sigma_e &= -B \cdot \omega \cdot \sigma'_f / R. \end{aligned} \quad [124]$$

Es evidente que estas fórmulas son sólo aproximadas, ya que el fenómeno es mucho más complejo. Pero teniendo en cuenta la incertidumbre sobre el módulo de elasticidad del hormigón y sobre el valor de la deformación plástica instantánea, en particular en el caso de hormigones jóvenes, como son aquéllos sobre los cuales se ejerce el esfuerzo de pretensado, las fórmulas indicadas dan valores prácticamente aceptables.

Se sabe que los aceros de alta resistencia sometidos a tensiones unitarias muy próximas al límite elástico sufren un alargamiento plástico que se efectúa casi totalmente durante las primeras semanas. Se produce, por tanto, una caída de tensión Δ''_{σ_f} , a consecuencia de la cual, después del intervalo de tiempo indicado, la tensión unitaria del alambre será:

$$\sigma''_f = \sigma'_f - \Delta''_{\sigma_f} \quad [125]$$

Los fenómenos de retracción y fluencia del hormigón determinan, con el tiempo, otra caída de tensión en el alambre, que se puede calcular teóricamente en las dos hipótesis siguientes:

- a) tubo con revestimiento,
- b) tubo sin revestimiento,

admitiendo que la deformación plástica del alambre ha terminado y que, por consiguiente, su tensión es, inicialmente, igual a σ''_f .

En la hipótesis a) ocurre que el tubo al contraerse arrastra consigo al revestimiento, sometido a su vez a la retracción y fluencia, y cuya entrada en compresión hace disminuir la pérdida de tensión que el alambre hubiese experimentado si sólo se hubiese deformado el tubo.

Si se designa por Δ'''_{σ_f} la caída de tensión efectiva, y por t , la tracción ejercida por el tubo sobre su revestimiento, estas serán las dos incógnitas del problema que se puede resolver planteando las ecuaciones de compatibilidad de las dilataciones del alambre, del trasdós del tubo y del intradós del revestimiento.

Estas tres dilataciones son:

1. La del alambre:

$$-\Delta'''_{\sigma_f}/E_f.$$

2. La del trasdós del tubo que se compone de los cuatro factores siguientes:

- ε_c producida por la retracción.
- ε_φ producida por la fluencia.
- ε_f producida por la pérdida de tensión del alambre.
- ε_t producida por la tracción t .

Por lo que respecta a la dilatación ε_c , no hay ninguna observación que hacer desde el punto de vista analítico. Se introduce en el cálculo con su valor numérico. A la ε_φ , como la fluencia se va produciendo lentamente con el tiempo, no debe asignársele su valor máximo inicial σ_e , sino un valor intermedio que para simplificar se supone igual a su valor medio:

$$\sigma_e = -B \omega \left(\sigma''_f - \frac{1}{2} \Delta'''_{\sigma_f} \right) / R.$$

Por consiguiente:

$$\varepsilon_\varphi = -\frac{\varphi \sigma_e}{E_c} = -\frac{\varphi \omega B}{E_c R} \left(\sigma''_f - \frac{1}{2} \Delta'''_{\sigma_f} \right).$$

La dilatación ε_f viene dada por:

$$\varepsilon_f = \frac{\omega B}{E_c R} \Delta'''_{\sigma_f}$$

y la ε_t por:

$$\varepsilon_t = t B / E_c.$$

3. La dilatación del intradós del revestimiento se compone de tres factores:

- ε_r procedente de la retracción.
- $-t \cdot B_r / E_r$ procedente de la tensión t .
- $-\varphi' \cdot t \cdot B_r / E_r$ procedente de la fluencia.

Igualando dos a dos estas dilataciones resulta:

$$\Delta'''_{\sigma_f} = 2 \frac{n \varphi \omega B \sigma''_f (1 + \varphi') - E_f \varepsilon_c (1 + \varphi') R - E_f \varepsilon_r n_2 k R}{2 R (1 + \varphi' + n_2 k) + n \omega B (1 + \varphi') (2 + \varphi)} \quad [126]$$

$$t = \frac{E_f \varepsilon_r + \Delta'''_{\sigma_f}}{n_1 B_r (1 + \varphi')} \quad [127]$$

La tensión en el revestimiento será, por tanto:

$$\sigma_r = -t B_r. \quad [128]$$

En la hipótesis *b*) la tensión *t* desaparece evidentemente, y los términos que dependen del revestimiento se anulan. Así, se obtiene:

$$\Delta_{\sigma_f}''' = 2 \frac{n \varphi \omega B \sigma_f'' - E_f \varepsilon_c R}{2R + n \omega B (2 + \varphi)} \quad [129]$$

La pérdida Δ_{σ_f}''' se produce lentamente con el tiempo y puede considerarse prácticamente terminada al cabo de uno o dos años.

Las tensiones finales, para tubo vacío, serán, por consiguiente:

En el alambre:

$$\sigma_f''' = \sigma_f'' - \Delta_{\sigma_f}'''$$

En el tubo:

$$\sigma_i = -C \left(\frac{\omega \sigma_f'''}{R} - t \right)$$

$$\sigma_c = -B \left(\frac{\omega \sigma_f'''}{R} - t \right) \quad [130]$$

En el revestimiento:

$$\sigma_r = -t B_r.$$

Tensiones en los tubos pretensados durante su fabricación.

En la primera fase, que puede llamarse de pretensado (zunchado), se ejerce en el intradós del tubo una presión uniforme p_0 de una intensidad suficiente para transmitir, a través del hormigón ya bastante endurecido, la tensión inicial σ_f del alambre que se va enrollando. La presión ejercida por el hormigón sobre el alambre será:

$$p_1 = p_0 \cdot r/R;$$

y la tensión vendrá, por tanto, definida por:

$$\sigma_f = p_1 \cdot R/\omega = p_0 \cdot r/\omega. \quad [131]$$

Inversamente se tendrá:

$$p_0 = \sigma_f \cdot \omega/r. \quad [132]$$

Al endurecerse el hormigón interviene la totalidad de la presión p_0 y se entra en una segunda fase, que dura prácticamente hasta que terminan las deformaciones por retracción y fluencia. El fenómeno de la caída de tensión por fluencia, en el acero, es contemporánea y se superpone a las anteriores. Por tanto, puede valorarse en parte, en función del método de construcción y de la duración de la fase de pretensado.

Al principio de la segunda fase, el alambre tendrá una tensión σ_f^* igual a la inicial σ_f , disminuida en la pérdida de tensión ya experimentada a consecuencia de la fluencia

del acero. Se puede entonces calcular la pérdida de tensión originada por la compresión del hormigón. Será análoga a la dada por la fórmula (123), teniendo en cuenta que en estos tubos:

$$E_c = E_r \quad \varphi = \varphi' \quad n = n_1 \quad n_2 = 1 \quad \varepsilon_c = \varepsilon_r = \varepsilon;$$

y designando por t^* la tensión unitaria entre el tubo y el revestimiento.

Las tres dilataciones que intervienen serán:

1. La del alambre:

$$-\Delta'_{\sigma_f}/E_f.$$

2. La del trasdós del tubo, compuesta de dos factores: uno debido a la compresión ejercida por el alambre, y el otro, debido a la tracción t^* . Estos factores vienen definidos, respectivamente, por:

$$-\frac{\omega B}{E_c R} (\sigma_f^* - \Delta'_{\sigma_f}) \quad \text{y por} \quad t^* B/E_c.$$

3. La del intradós del revestimiento, originada por la tracción t^* y dada por:

$$-t^* B_r/E_c.$$

Igualando dos a dos estas dilataciones se obtiene:

$$\Delta'_{\sigma_f} = \frac{n \omega B \sigma_f^*}{n \omega B + R(1+k)}. \quad [133]$$

$$t^* = \Delta'_{\sigma_f}/n B_r. \quad [134]$$

Conociendo estos valores, se pueden ya calcular las tensiones máximas iniciales, que serán:

$$\left. \begin{aligned} \sigma'_f &= \sigma_f^* - \Delta'_{\sigma_f} \\ \sigma_i &= -C \left(\frac{\omega \sigma'_f}{R} - t^* \right) \\ \sigma_c &= -B \left(\frac{\omega \sigma'_f}{R} - t^* \right) \\ \sigma_r &= -t^* B_r. \end{aligned} \right\} \quad [135]$$

La ulterior pérdida de tensión se debe a la fluencia del alambre, a la retracción y a la fluencia del hormigón. Puede calcularse basándose en la fórmula (126) y teniendo en cuenta que el valor σ'_f es en este caso igual al valor inicial σ_f disminuido en la pérdida de tensión dada por (133) y la caída total de tensión Δ''_{σ_f} originada por el alargamiento plástico del alambre.

Debe observarse que la fórmula (126) puede simplificarse y tomar la forma siguiente:

$$\Delta''_{\sigma_f} = 2 \frac{n \omega B \sigma''_f (\varphi + \varphi^2) - E_f \varepsilon R (1 + \varphi + k)}{2R(1 + \varphi + k) + n \omega B (2 + 3\varphi + \varphi^2)}; \quad [136]$$

y que también se tiene:

$$t = \frac{\varepsilon E_f + \Delta_{\sigma_f}'''}{n B_r (1 + \varphi)}. \quad [137]$$

En el tubo vacío las tensiones finales serán, por consiguiente, las siguientes:

$$\left. \begin{aligned} \sigma_f''' &= \sigma_f'' - \Delta_{\sigma_f}''' \\ \sigma_i &= -C \left(\frac{\omega \sigma_f'''}{R} - t^* - t \right) \\ \sigma_e &= -B \left(\frac{\omega \sigma_f'''}{R} - t^* - t \right) \\ \sigma_r &= -(t^* + t) B_r. \end{aligned} \right\} \quad [138]$$

Tensiones debidas a la presión hidrostática.

Cuando el tubo está sometido a la presión hidrostática p , el problema se resuelve con auxilio de las fórmulas generales (122) y las ecuaciones de compatibilidad, designando por:

- t_1 la presión radial entre el tubo prefabricado y el alambre de zunchado (tomada con signo positivo si es centrípeta hacia el tubo);
- t_2 la presión radial entre el alambre y el revestimiento (tomada con signo positivo si es centrípeta hacia el alambre).

Las tensiones unitarias son, por tanto:

$$\left. \begin{aligned} \text{En el tubo: } \sigma_i &= B p - C t_1 \\ &\sigma_e = A p - B t_1 \\ \text{En el alambre: } \sigma_f &= B_f (t_1 - t_2) \\ \text{En el revestimiento: } \sigma_r &= B_r t_2 \end{aligned} \right\} \quad [139]$$

Las ecuaciones de compatibilidad son ahora:

$$\frac{\sigma_c}{E_c} = \frac{\sigma_f}{E_f} = \frac{\sigma_r}{E_r};$$

y, por tanto, se deduce:

$$t_1 = \frac{n_2 A}{D} (B_f + n_1 B_r) p; \quad t_2 = \frac{n_2 A}{D} B_f p, \quad [140]$$

en donde se ha hecho:

$$D = n_2 B (B_f + n_1 B_r) + B_r B_f.$$

Si no existe revestimiento o éste está muy fisurado, se tendrá $t_2 = 0$ y procediendo de un modo análogo se obtendrá:

$$t_1 = \frac{n A}{n B + B_f} p. \quad [141]$$

Traducido por R. PIÑEIRO.

última publicación de la asociación técnica española del pretensado

HORMIGON PRETENSADO. REALIZACIONES ESPAÑOLAS-Mayo 1970

Con motivo del VI Congreso Internacional de la F.I.P. celebrado en Praga en junio del presente año, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha editado un libro en el que se describen todas las obras españolas realizadas en hormigón pretensado hasta diciembre de 1968.

Este libro, de 600 páginas, formato de 21 x 30 cm, con numerosas fotografías, láminas y planos, impreso en papel cuché, encuadernado en tela y con sobrecubierta plastificada en color, se ha puesto a la venta al precio de 2.000 pesetas cada ejemplar (30 dólares para el extranjero).

Las estructuras que en el mismo se describen aparecen clasificadas en los siguientes apartados:

- Puentes.
- Cubiertas.
- Obras hidráulicas.
- Depósitos y silos.
- Obras especiales.
- Estructuras a base de elementos prefabricados con armaduras pretesas.

Los interesados en su adquisición pueden dirigirse a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado o a la Sección de Distribución del Instituto Eduardo Torroja. La dirección de ambas es la siguiente:

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Apartado 19.002
Costillares-Chamarlín
MADRID-16

contribución al estudio del comportamiento al fuego del hormigón pretensado

R. BAUS(*)
A. BRENNEISEN
J. M. LONGUEVILLE

RESUMEN

Tras un breve análisis de las condiciones de ensayo empleadas en los diferentes países, se examinan con detalle las conclusiones de cuatro investigaciones experimentales extranjeras.

En los capítulos II y III se trata de los ensayos realizados en el Laboratorio de Ingeniería Civil de la Universidad de Lieja; estos ensayos se hicieron, respectivamente, sobre diferentes tipos de armaduras de pretensado y diferentes series de probetas de hormigón. Su objeto es precisar la influencia de ciertos parámetros sobre el comportamiento mecánico del hormigón pretensado expuesto al calor y proporcionar datos de partida para los métodos de cálculo.

El último capítulo se dedica a la descripción de un método que permite calcular la resistencia al fuego de las piezas de hormigón pretensado y determinar la evolución de las tensiones y las deformaciones de estas piezas en función del aumento de temperatura. Se comparan los resultados obtenidos con este método con los resultados experimentales obtenidos en el extranjero.

CAPITULO I

INTRODUCCION BIBLIOGRAFICA

1.1. Preámbulo.

Es interesante pasar revista al estado actual de conocimientos y de experiencias relativas al comportamiento del hormigón pretensado sometido al fuego.

Actualmente, cada país posee sus propias reglas para especificar la resistencia mínima al fuego de los elementos resistentes; en general, estas reglas se han establecido sobre la

(*) *Nota de la Redacción.*—Agradecemos muy sinceramente al Prof. Baus su amabilidad al concedernos la necesaria autorización para incluir en nuestra Revista la traducción al español de este interesante artículo, publicado en "Memoires C.E.R.E.S." (Nouvelle Série), núm. 26, octubre 1968, y facilitarnos los originales de las figuras que lo ilustran.

base de ensayos de diferentes elementos estructurales; los distintos informes, en los que se indican las formas de las estructuras sometidas a ensayo, precisan su "resistencia al fuego", es decir, el período de garantía durante el cual son capaces de desempeñar la misión para la que fueron proyectadas, a pesar de la acción de un incendio.

En la mayor parte de los países no existen aún normas completas para la protección preventiva contra el fuego, en las que se den listas de las formas o elementos estructurales aprobados, así como principios o recomendaciones aplicables a estructuras completas.

La inexistencia de normas internacionales para la ejecución de ensayos de resistencia al fuego, dificulta las comparaciones entre las experiencias efectuadas en los diferentes laboratorios; estas experiencias, por otra parte, son relativamente escasas debido a su duración, su dificultad y su coste.

Además, no ha sido posible hasta ahora reunir información suficientemente precisa sobre grandes incendios, lo cual es una gran limitación, ya que las informaciones equivocadas o incompletas, así como las observaciones mal interpretadas, pueden conducir a prescripciones en las Normas, sin relación con la realidad.

En lo relativo al hormigón pretensado, se estudiarán sucesivamente los materiales hormigón y acero, los elementos estructurales y los edificios.

1.2. Comportamiento de los materiales.

1.2.1. Hormigones.

La resistencia y la deformabilidad de los hormigones a altas temperaturas presenta todavía bastantes incertidumbres.

Es frecuente encontrar en la literatura especializada resultados contradictorios, sobre todo en la primera fase de los ensayos de aumento de temperatura. Ello puede ser debido al hecho de que un aumento de la temperatura puede provocar un aumento de la resistencia por hidratación, si el hormigón contiene agua y si la temperatura no aumenta muy rápidamente. Por el contrario, un aumento brusco de temperatura provoca una fisuración abundante, como consecuencia de la desecación, y origina una disminución de la resistencia.

El hormigón puede presentar un comportamiento diferente, según su composición y según las condiciones de conservación; este problema ha sido estudiado por Malhotra, Wierig (1) y Kordina (3); no obstante, la Portland Cement Association ha comprobado que estos factores influyen relativamente poco en la resistencia al fuego de una viga de hormigón pretensado.

A medida que aumenta la temperatura, el hormigón se dilata de modo no uniforme, encontrándose esta dilatación parcialmente compensada por la retracción de la pasta. Pueden resultar de ello microfisuras y fisuras, así como ciertas modificaciones de los fenómenos de fluencia y relajación.

En el transcurso del proceso de enfriamiento del hormigón no se observa siempre una contracción tan importante como la prevista; esta contracción puede incluso ser nula, probablemente a causa del ensanchamiento de las fisuras de la microestructura.

Es necesario realizar nuevas investigaciones sistemáticas para poder llegar a definir

el comportamiento del hormigón, desde el punto de vista de su resistencia y de sus deformaciones, a temperaturas elevadas.

En el estado actual de conocimientos, sólo se pueden mencionar algunos elementos que influyen en el comportamiento al fuego del hormigón:

La naturaleza del árido.

Los áridos pueden ser de naturaleza muy diferente: silíceos, calcáreos, esquistos expandidos, cenizas volantes...

Algunos áridos naturales experimentan transformaciones acompañadas de aumentos de volumen; así, por ejemplo, el cuarzo cambia de fase a 573° C. (1).

El contenido de humedad.

Un alto contenido de humedad, en el caso de un hormigón que presenta una elevada resistencia a la difusión del vapor de agua, conduce a presiones internas elevadas si hay un aumento rápido de la temperatura (*steam-boiler effect*) (2).

Como consecuencia, se producen a veces explosiones en el hormigón, que salta y deja desprotegidas a las armaduras.

Otras causas que pueden provocar que salte el hormigón son:

La tensión residual resultante de un calentamiento desigual de la sección transversal.

La dilatación de barras de diámetros grandes, colocadas cerca de la superficie.

Las tensiones elevadas que resulten de la coacción a la dilatación de ciertos elementos.

La resistencia a compresión.

Un calentamiento demasiado rápido, en presencia de agua en el hormigón, puede tener como resultado un aumento de la resistencia, hasta que la temperatura llega a los 300° C., y después una disminución bastante rápida. Hacia los 600° C. se puede esperar una caída del orden del 60 por 100 del valor de la resistencia a la temperatura ambiente.

Estos datos están sujetos a confirmación y son muy variables con la naturaleza del árido y las condiciones del calentamiento y del ensayo (1) y (3).

El módulo de elasticidad.

Se observan caídas importantes del módulo de elasticidad cuando aumenta la temperatura:

E , a 300° C, vale alrededor del 20 al 40 por 100 de E a 20° C; y

E , a 600° C, vale alrededor del 5 al 10 por 100 de E a 20° C.

1.2.2. Aceros.

La mayor parte de los autores consideran (2), (3) y (4) que el factor de mayor influencia en la resistencia al fuego del hormigón pretensado es la fluencia del acero a temperaturas elevadas.

Los aceros que se emplean en hormigón armado y en hormigón pretensado presentan características muy diferentes.

En efecto, los aceros dulces y semiduros tienen una temperatura crítica (temperatura a la que rompe una probeta en el ensayo de fluencia) de $\pm 650^{\circ}\text{C}$; a partir de los 500°C , los alargamientos resultan superiores a los provocados por la dilatación térmica (20).

En cambio, los aceros de pretensado presentan, para valores pequeños de las tensiones estabilizadas, una temperatura crítica de 450 a 500°C y su alargamiento deja de ser lineal en función de la temperatura a partir de los 300°C . Hay que hacer notar, sin embargo, que el problema de la temperatura crítica se ha estudiado también en los ensayos de aceros que aquí se describen, obteniéndose resultados más pesimistas que los anteriormente mencionados.

La velocidad de calentamiento y la tensión impuesta a los aceros influyen en su comportamiento.

La temperatura crítica crece con el aumento de la velocidad de calentamiento y con la disminución de tensión. Estas variaciones son poco importantes ($\pm 50^{\circ}\text{C}$) comparadas con las producidas por un cambio en la naturaleza del acero (4).

Puede admitirse, como valor prudente, el de 450°C para los aceros de pretensado y 650°C para el acero dulce (20).

Merece atención igualmente el problema de los anclajes y empalmes de las armaduras activas, si bien los anclajes están colocados generalmente cerca del apoyo y, por tanto, quedan poco expuestos al fuego.

1.3. Resistencia al fuego de los elementos estructurales.

1.3.1. Métodos de ensayo y estados límites.

Las investigaciones más importantes efectuadas en este campo son las realizadas por:

- “Development Laboratories de la Portland Cement Association”, en Estados Unidos (7, 8, 9, 10, 11 y 12).
- “Fire Research Station”, en Gran Bretaña (5 y 6).
- “Commissie voor nitvoering van Research” (C.U.R.), en Holanda (4).

En estos ensayos, los elementos se colocan en un horno de forma tal que su cara superior esté libre y pueda recibir las cargas; las temperaturas se miden con termopares.

Para poner de relieve las diferencias entre los distintos métodos adoptados en los diferentes países, se comparan a continuación las principales condiciones de ensayo.

a) Curvas tiempo-temperatura.

La figura 1-a muestra la curva normal de un incendio tipo, según la Norma NBN 713.02. Las curvas propuestas por las diferentes normas difieren poco; se representan en la figura 1-b.

La ISO ha admitido una curva logarítmica, para poder accionar los hornos electrónicamente; la ecuación de esta curva es la siguiente: $t - t_0 = 345 \log_{10} (8\tau + 1)$.

Siendo:

- t = temperatura del horno en $^{\circ}\text{C}$;
- t_0 = temperatura ambiente;
- τ = tiempo en minutos.

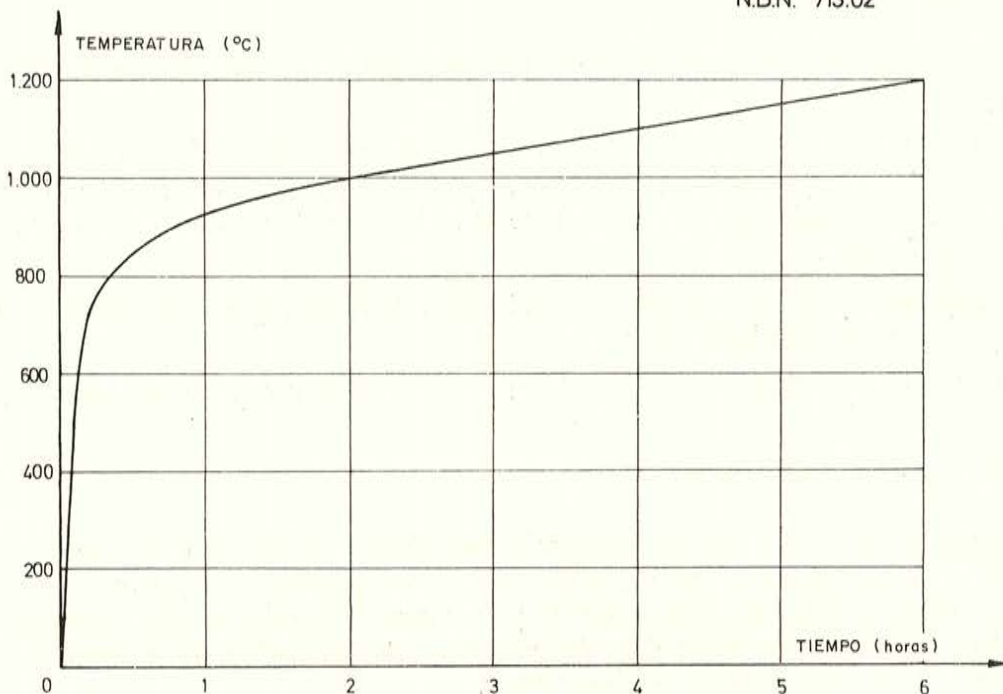
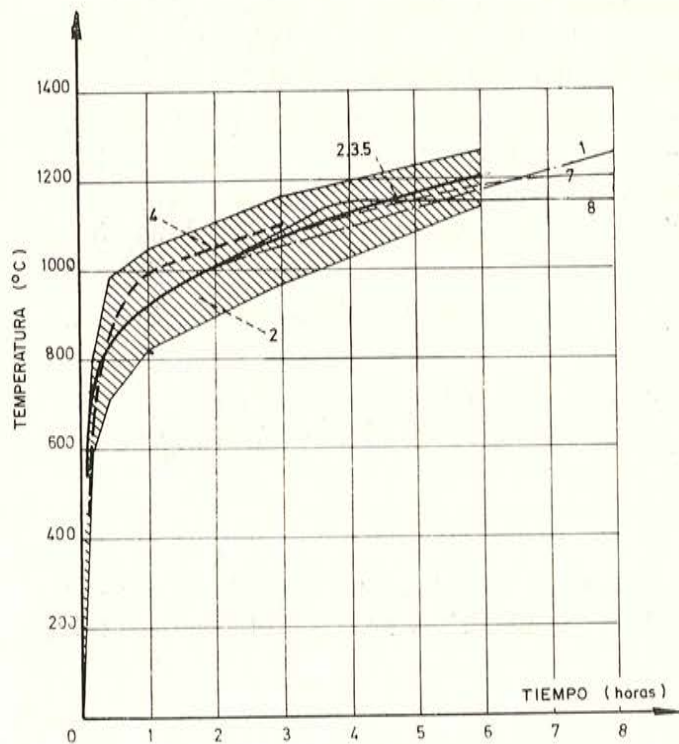


Fig. 1-a. — Curva normal de un incendio tipo.



- | | | |
|----------------------------|---|-----------------------|
| 1. ESTADOS UNIDOS - CANADA | : | A.S.T.M. E 119 |
| 2. INGLATERRA | : | B.S. 476 |
| 3. HOLANDA | : | N.E.N. 1076 |
| 4. ALEMANIA | : | D.I.N. 4102 |
| 5. FRANCIA | : | DECRETO DEL 9-12-1957 |
| 6. BELGICA | : | N.B.N. 713.02 |
| 7. SUIZA | : | |
| 8. SUECIA | : | |

Fig. 1-b. — Curvas normales de incendio, en diferentes países.

b) *Posición de los termopares.*

Los termopares no pueden, de ninguna manera, estar en contacto con los elementos de ensayo.

La ASTM especifica que entre los termopares y los elementos debe dejarse una distancia de 12" (30 cm) para las vigas, soportes y forjados, y de 6" (15 cm) para los muros y tabiques. Debe señalarse que estas distancias varían durante el ensayo como consecuencia de las deformaciones.

En Inglaterra y Holanda se prevé una distancia de 7,5 cm, que debe ajustarse durante el ensayo, en función de la deformación.

En Alemania y Bélgica se prevén 10 cm entre el elemento y la soldadura caliente.

c) *Medición de las temperaturas.*

La ASTM y las normas francesas prevén termopares protegidos por tubos de hierro forjado o cerámica, mientras que las normas holandesas, inglesas y belgas prevén termopares no protegidos. Las normas americanas y francesas son más severas, principalmente al comienzo del ensayo, a causa del sobrecalentamiento necesario para compensar la inercia térmica de la protección de los termopares.

d) *Métodos de calentamiento.*

Estos métodos se diferencian por la naturaleza del combustible, el aspecto de la llama y el grado de irradiación. Los combustibles utilizados son el gas natural, el propano y el mazout. La llama debe ser clara, larga y humeante; sin embargo, en Estados Unidos se adopta una llama corta, activa e incolora, en tanto que en Gran Bretaña los hornos funcionan con quemadores de gas múltiples que dan una llama corta y azulada.

En lo que respecta al grado de irradiación, el horno del T.N.O. de Delft está equipado con quemadores de propano que calientan un lecho de ladrillos refractarios machacados. Las vigas se calientan por convección y por radiación. Es posible que los termopares no den una idea exacta de la temperatura, pues la radiación juega un papel muy importante.

En Francia no hay radiación al principio, porque la combustión se efectúa en una cámara separada.

Obsérvese que estas diferentes disposiciones corresponden, principalmente, al comienzo del ensayo y es, por tanto, en los ensayos de corta duración donde más influyen.

e) *Dimensiones de las muestras.*

El ensayo más interesante es el que se realiza sobre elementos a escala natural; si las dimensiones son demasiado grandes, las probetas deben tener las dimensiones mínimas siguientes:

TABLA 1

PAÍS	Vigas (m)	Soportes (m)	Muros y tabiques anchura × longitud (m)	Forjados anchura × longitud (m)
Estados Unidos	3,60	2,70	9,30 m ²	3 × 3,60
Canadá	3,60	2,70	9,30 m ²	3 × 3,60
Inglaterra	3,00	3,00	3 × 3	3 × 3
Francia	4,00	2,30	2 × 2	3 × 4
Holanda	8,00	—	2 × 3	2 × 4
Suecia	4,50	3,00	2 × 3	2 × 4,50
Bélgica	6,00	3,00	2 × 3	2 × 6

f) *Proceso de carga.*

Las normas actuales prevén como carga el peso propio más las sobrecargas de servicio.

La sobrecarga se aplica siempre repartida en varios puntos mediante gatos o pesos, con interposición de elementos de reparto.

Para la puesta en carga de losas es necesario que los pesos no tengan influencia en la forma en que el calor se evacua por la cara no expuesta al fuego, para no falsear las medidas de temperatura en esta cara.

En el caso de carga mediante pesos hay que vigilar que éstos no se toquen cuando la viga se deforma, para que el reparto de cargas continúe siendo uniforme.

g) *Contenido en agua.*

Una humedad excesiva puede provocar explosiones importantes y, en consecuencia, una ruina prematura.

La ASTM prevé una humedad relativa máxima del 70 por 100 en la parte más húmeda del elemento, en tanto que las reglas francesas adoptan la posición siguiente: "Las piezas deben construirse en las condiciones habituales de una buena fabricación y conservarse luego de tal modo que se asegure una estabilización del contenido de agua de sus elementos constituyentes, que corresponda a las condiciones normales de empleo".

h) *Limitación de las deformaciones longitudinales.*

La mayor parte de las normas imponen a los ensayos el que reproduzcan lo mejor posible las condiciones de utilización, en lo que se refiere a las tensiones axiales y rotaciones.

Las prescripciones a este respecto son vagas, por lo que las disposiciones adoptadas varían de un laboratorio a otro.

Impedir por completo la dilatación y la rotación, puede conducir sea al pandeo, sea a explosiones; en caso contrario, se pueden obtener flechas excesivas. Las condiciones reales corresponden, generalmente, a una situación intermedia.

i) *Estados límites.*

Los únicos estados límites contemplados en los ensayos son los de rotura y deformación.

En el C.U.R., las vigas se someten siempre al fuego hasta rotura, mientras que en la Portland Cement Association los ensayos se prosiguen hasta rotura o hasta obtener una deformación límite de 38 cm para una luz de 6 m.

La deformación límite adoptada en Bélgica y en Francia es de 1/30 de la longitud de las vigas.

Para los forjados y tabiques se impone además la condición de que los ensayos deben detenerse cuando la temperatura de la cara no expuesta al fuego sobrepasa los límites que se indican en la tabla 2.

TABLA 2

PAÍ S	TEMPERATURAS LÍMITES	
	Media de al menos 9 termopares	Máxima local
Estados Unidos	139° C.	181° C.
Canadá		
Inglaterra		
Holanda	130° C.	170° C.
Francia	140° C.	180° C.
Bélgica		

Las Normas ASTM y NBN prevén medidas de temperaturas mediante termopares protegidos por medio de un forro de amianto normalizado, mientras que otras normas prevén solamente que los termopares deben protegerse de las fuertes corrientes de aire.

Esto puede dar lugar a desviaciones de importancia, de hasta 40° C, entre la temperatura medida con termopares protegidos y no protegidos.

1.3.2. Descripción de los ensayos.

a) Ensayos de la "Commissie voor Vitvoering van Research".

DISPOSITIVO DE ENSAYO.

La figura 2 representa la sección transversal del horno. Las vigas de ensayo se colocan sobre un apoyo fijo situado en el horno y un apoyo móvil situado fuera de él.

El calentamiento de la viga se efectúa con ayuda de un conjunto de 40 quemadores dirigidos hacia un lecho de ladrillos refractarios machacados, donde tiene lugar la combustión del propano. Los gases quemados ascienden a lo largo de la viga y son evacuados por una chimenea.

El calentamiento de la viga se produce por radiación del lecho de ladrillos refractarios y convección de los gases quemados.

Se efectúa la puesta en carga de las vigas mediante placas de hormigón de 40 kilo-

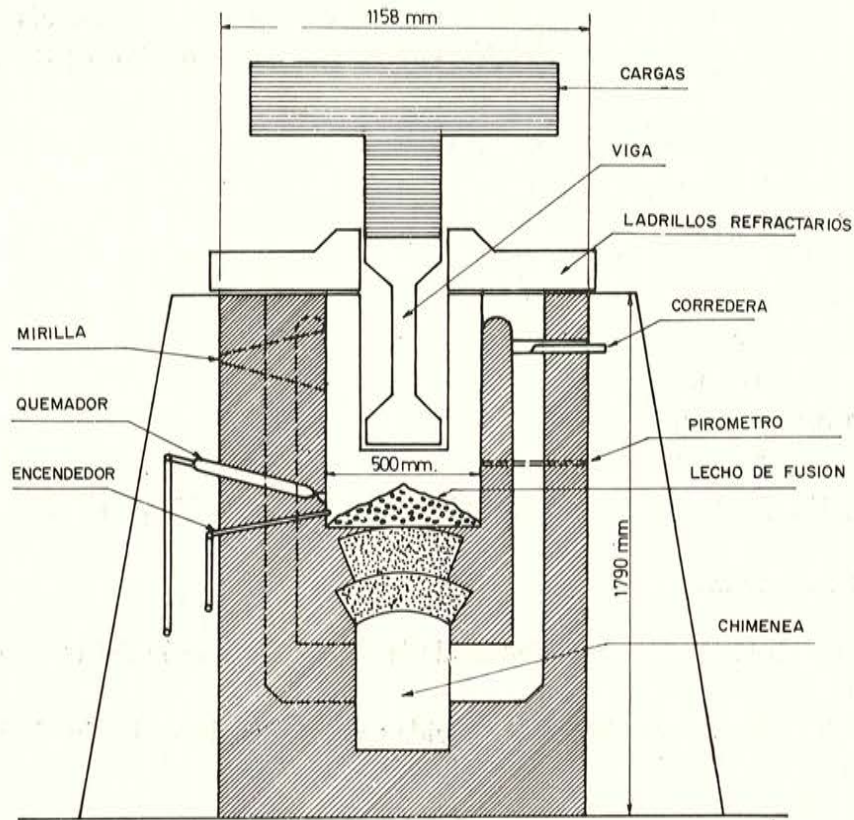


Fig. 2. — Sección transversal del horno de ensayo de la (C.U.R.).

gramos. Estas placas se colocan en montones lo suficientemente espaciados como para que no entren en contacto pese a las grandes deformaciones de la viga.

La parte superior del horno va cerrada con ladrillos refractarios.

PROGRAMA DE ENSAYOS.

La investigación se ha extendido a 41 vigas armadas o pretensadas, cuyas dimensiones se indican en la tabla 3.

TABLA 3

Tipo de sección	Dimensiones de la sección (cm)	Luz (cm)	NÚMERO DE VIGAS		
			De hormigón pretensado		De hormigón armado
			Postensadas	Pretensadas	
Rectangular	14 × 35	8,00	—	14	—
Rectangular	10 × 15	3,50	—	2	—
I	24 × 40	8,00	15	6	—
Rectangular	28,5 × 57	8,00	—	—	1
Rectangular	28,5 × 56	8,00	—	—	1
Rectangular	26 × 51	8,00	—	—	2

Para las vigas pretensadas, la resistencia del hormigón a veintiocho días sobre probeta cúbica de 20 cm es de 400 a 450 kg/cm², mientras que para las vigas de hormigón armado es de 250 kg/cm².

Los parámetros estudiados son los siguientes:

- Espesor del recubrimiento.
- Sección transversal.
- Tipo y forma de los alambres.
- Tipo de pretensado.
- Importancia de las cargas.
- Uniones de los elementos.
- Edad del hormigón.
- Existencia de estribos en la parte central.
- Inyección en el caso de utilizarse el sistema Freyssinet de pretensado.

RESULTADOS DE LOS ENSAYOS.

La figura 3 da las curvas de variación de la flecha, en función del tiempo, para cada tipo de viga.

Para las vigas postensadas (sistemas Dywidag y Magnel) la variación de la flecha se efectúa en tres fases: la primera, lentamente creciente; la segunda, decreciente, y la tercera, rápidamente creciente, hasta la rotura.

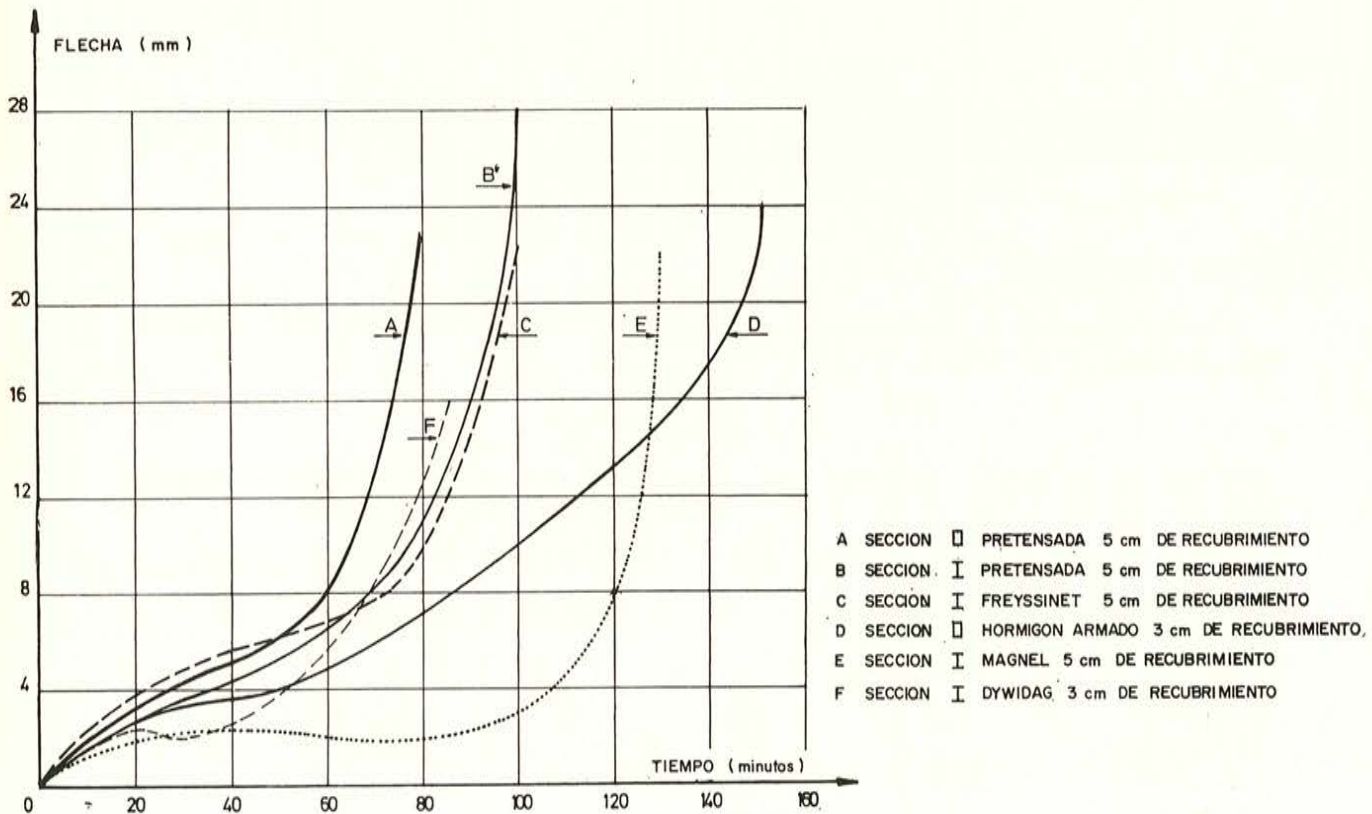


Fig. 3. — Evolución de la flecha en función del tiempo (C.U.R.).

El comportamiento del hormigón del recubrimiento es menos bueno, en general, en el caso de vigas postensadas que en el de las pretensadas.

Se observa, además, que los recubrimientos pequeños se comportan mejor que los grandes.

En el transcurso de los ensayos aparece a menudo una fisura horizontal al nivel de las armaduras, o al nivel de la unión entre el alma y el talón en tracción en el caso de las vigas en I. Tras la aparición de fisuras horizontales, se observa el desarrollo de una fisuración vertical; una de las fisuras verticales se abre progresivamente hasta la rotura de la viga.

En el caso del hormigón armado, la fisuración vertical aparece desde el principio del ensayo.

La velocidad de calentamiento del acero depende:

- De la edad de la lechada de inyección (ver tabla 4):
- Del desarrollo de la fisuración.
- De la magnitud y comportamiento del recubrimiento, así como de la sección de las vigas (ver tabla 5).

TABLA 4

Influencia de la edad de la lechada de inyección.

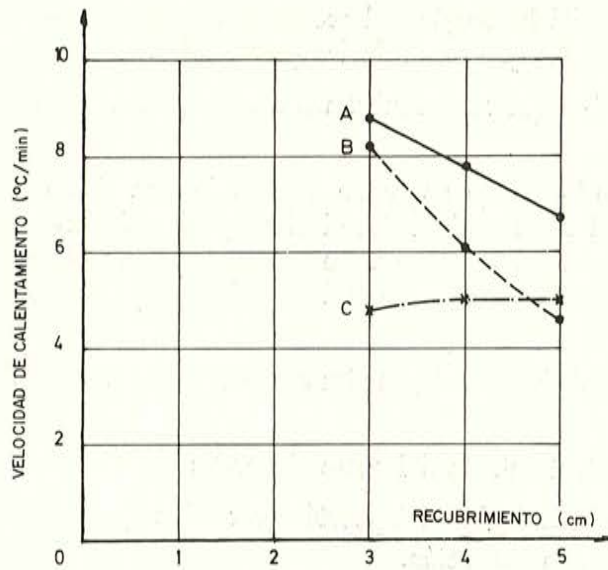
Edad	Veloc. de calentamiento (°C./min.)	Resistencia al fuego (min.)
14 días.	10,9	46
125 días.	10,5	45
9 meses.	10,7	45
24 meses.	8,0	60

TABLA 5

Valores medios de la velocidad de calentamiento en °C/min

Sección (cm ²) Recubrimiento (cm)		150 cm ²	490 cm ²	704 cm ²
2	Pretensada.	15,0	8,7	8,1
	Postensada.	—	—	4,8
3	Pretensada.	—	7,8	6,0
	Postensada.	—	—	4,9
5	Pretensada.	—	6,5	4,5
	Postensada.	—	—	4,8

Como muestra la figura 4, en el caso de vigas pretensadas por adherencia aparece claramente la influencia del espesor del recubrimiento.



- A PRETENSADO, SECCION 490 cm²
- B PRETENSADO, SECCION 704 cm²
- C POSTENSADO, SECCION 704 cm²

Fig. 4. — Velocidad de calentamiento de los aceros en función del recubrimiento.

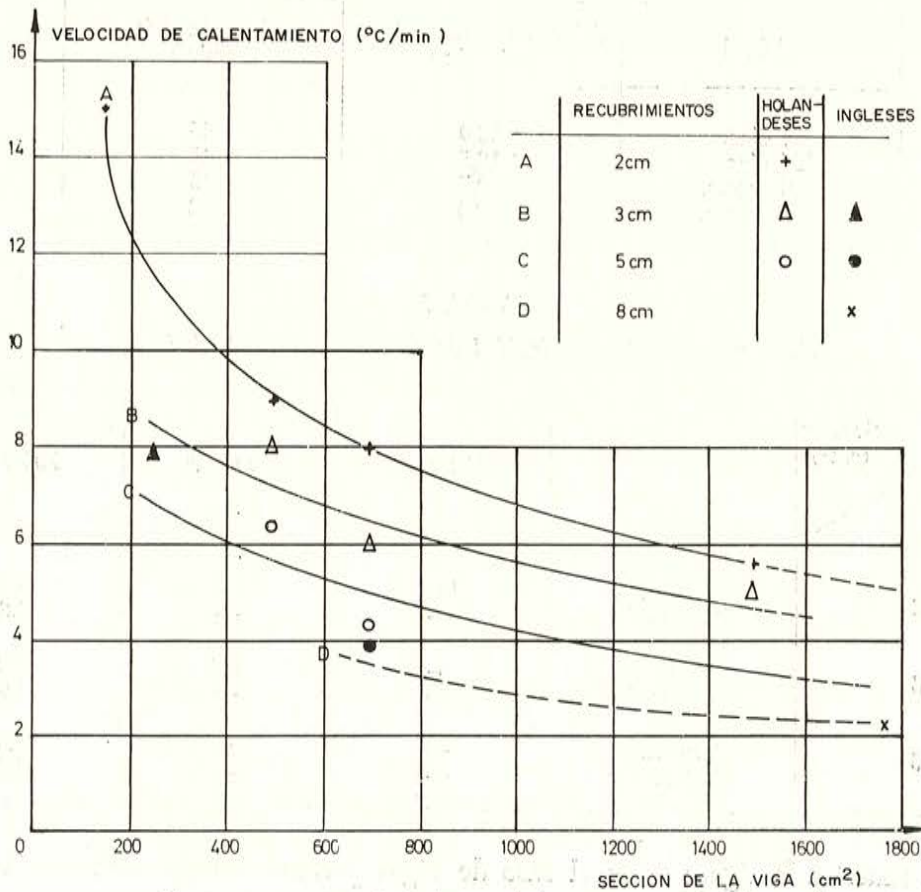


Fig. 5. — Comparación de resultados holandeses e-ingleses.

No sucede lo mismo para las vigas postensadas, en las que parece que el recubrimiento no juega ningún papel, probablemente por el hecho de que, en estas vigas, el recubrimiento se destruye más aprisa que en las pretensadas, cuya regular distribución de armaduras en la sección favorece un buen comportamiento del recubrimiento.

Es probable, además, que, bajo el efecto del vapor incluido, la expansión de las vainas de los cables actúe desfavorablemente sobre el recubrimiento, y cabría esperar por este hecho una velocidad de calentamiento de los aceros más importante. Sin embargo, los resultados muestran que esto no es así, debido a que una parte del calor se emplea en evaporar el líquido contenido en la inyección.

La figura 5 pone de relieve la influencia de la sección transversal y del recubrimiento sobre la velocidad de calentamiento del acero; en esta figura se representan igualmente los resultados obtenidos en Inglaterra sobre vigas en T postensadas (21). Se observa que los resultados obtenidos en Inglaterra indican velocidades de calentamiento menores a las obtenidas en los ensayos holandeses, seguramente a causa de las diferentes calidades de hormigón empleadas.

La tabla 6 resume el conjunto de resultados de los ensayos; las resistencias al fuego medidas se comparan a las calculadoras, dividiendo sencillamente la temperatura crítica del acero por la velocidad de calentamiento del acero.

TABLA 6
Resistencia al fuego de las vigas.

Categoría	Sección transversal (cm ²)	Recubrimientos (cm)	Velocidad de calentamiento medida °C./min.	Valor medio de la resistencia al fuego (experimental) (min.)	Valor de la resistencia al fuego (calculada) (min.)
Vigas de hormigón pretensadas por adherencia	150	2	15,0	36	30
	490	2	8,7	57	52
		3	7,8	68	58
		5	6,5	84	69
		704	2	8,1	66
	704	3	6,0	78	75
		5	4,5	100	100
Vigas de hormigón postensado	704	2	4,8	93	94
		3	4,9	89	92
		5	4,8	90	94
	704	5	3,4	131	132
		Vigas de hormigón armado	1630	2	4,5
1340	3		4,5	158	114
	2		5,7	128	114
	3		5,7	116	114

La figura 6 presenta la comparación de las resistencias al fuego experimentales y calculadas. Se comprueba que los valores calculados para las vigas pretensadas y para las armadas quedan del lado de la seguridad, mientras que para las vigas postensadas los

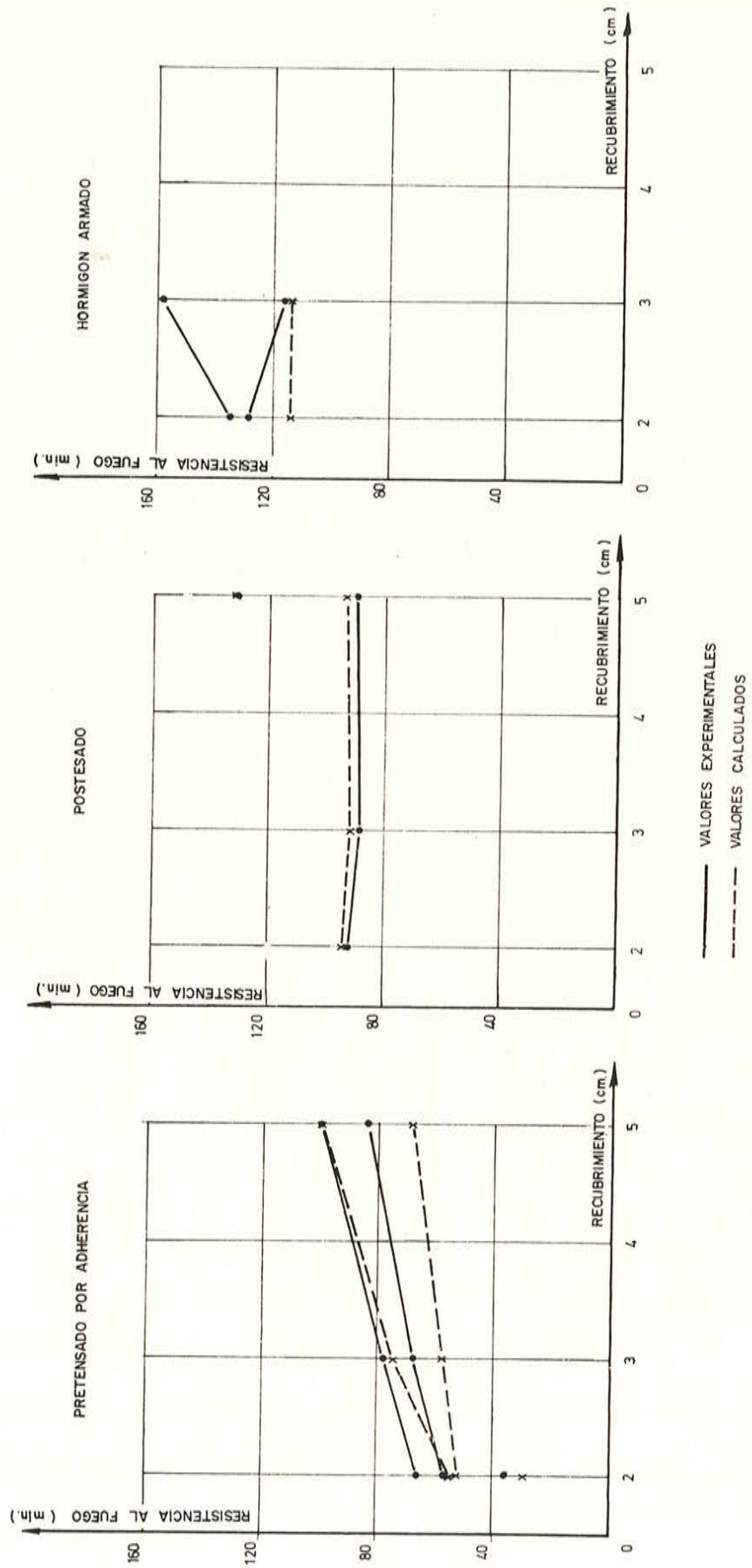


Figura 6.

valores experimentales y los calculados casi se confunden:

$$B = \frac{T_{\text{crit}}}{C}$$

B = resistencia al fuego en minutos.

T_{crit} = temperatura crítica del acero en °C.

= 450° C. para los aceros de pretensado.

= 650° C. para los aceros dulces.

C = velocidad de calentamiento en °C./min.

La satisfactoria concordancia obtenida parece confirmar la validez de las temperaturas críticas adoptadas, a saber, 450° C para los aceros de pretensado y 650° C para las armaduras de hormigón armado.

Según estos ensayos, los restantes factores, tales como la tensión en el acero, el tipo de acero y la velocidad de calentamiento, quedan diluidos en las dispersiones experimentales; estos resultados están en contradicción con los ensayos efectuados en los laboratorios de Ingeniería Civil de la Universidad de Lieja.

Los ensayos holandeses han permitido poner en evidencia los siguientes fenómenos y conclusiones adicionales:

- La rotura de vigas sometidas a la influencia del calor viene condicionada por el comportamiento del acero, que presenta grandes deformaciones antes de la rotura; en general, la ruina es progresiva, como en los ensayos de carga estática a temperatura ambiente.
- Para las vigas pretensadas y para las de hormigón armado, las deformaciones aumentan rápidamente cuando la temperatura del acero sobrepasa, respectivamente, los 300° C y 500° C.
- En el transcurso de los ensayos, la temperatura de las armaduras aumenta linealmente en función del tiempo.
- La existencia de estribos contribuye a conservar intacto el recubrimiento y, por ello, disminuye grandemente los valores de las velocidades de calentamiento del acero; así, para una viga postensada, con estribos, se ha obtenido una resistencia un 40 por 100 superior a la de la misma viga sin estribos.

b) *Ensayos de la "Portland Cement Association".*

En la Fire Research Station, de la P.C.A. (Estados Unidos), se han llevado a cabo varias series de ensayos al fuego de vigas pretensadas.

Las vigas tienen todas la misma sección en I y la misma luz de 6 m.

El pretensado se efectúa con cables de 3/8" (9,5 mm), compuestos de siete alambres.

En el curso de dos series de ensayos, se ha estudiado la influencia del recubrimiento de las armaduras, de la naturaleza de los áridos y de la importancia de las cargas.

Los resultados de la primera serie de ensayos muestran un buen acuerdo con los resultados de la "C.U.R.", especialmente para una sección transversal de 10,5 dm² y un recubrimiento de 2" (5 cm); los ensayos holandeses dieron una resistencia al fuego de ciento trece minutos y los americanos de ciento veinte minutos.

La segunda serie de ensayos muestra que un aumento de carga de un 30 por 100 lleva consigo una disminución de resistencia al fuego de alrededor del 20 por 100, cualquiera que sea la clase de áridos, ordinarios o ligeros.

Al comparar el comportamiento de los áridos ligeros y ordinarios se observa que las vigas confeccionadas con los primeros dan una resistencia al fuego un 45 por 100 superior; en estas vigas no se han presentado roturas prematuras, mientras que 4 de las 19 vigas construidas con áridos ordinarios se rompieron prematuramente por fisuración longitudinal.

Entre los áridos ordinarios estudiados, los calizos conducen a los mejores resultados y los silíceos a los menos buenos.

c) *Ensayos del "American Concrete Institute".*

La mayor parte de estos ensayos se refieren a elementos pretensados, losas nervadas y elementos resistentes de forjados.

Los ensayos efectuados en las condiciones normales, con libre dilatación longitudinal de los elementos, dan resultados concordantes con los encontrados por la "C.U.R."

El estudio de la influencia de las tensiones longitudinales que resultan de la dilatación impedida de los elementos, muestra que tales tensiones aumentan la resistencia al fuego; puede comprobarse lo dicho en los dos ejemplos siguientes.

Ensayos de elementos de losa nervada, con sección en π , de 5,25 m de longitud, de 1,50 m de anchura y de 20 cm de canto total; el espesor de la losa es de 6,35 cm y el recubrimiento mínimo de las armaduras es de 5 cm. Las tensiones longitudinales provienen del bloqueo de los elementos de ensayo en un marco indeformable.

Los elementos ensayados bajo carga presentan, después de un ensayo al fuego de dos horas, una flecha del orden de 11 cm; esta flecha es netamente inferior al límite del treinta por ciento de la luz del elemento; veintidós horas después de apagado el horno, la flecha bajo carga quedó estabilizada en un valor del orden de los 15 cm. Al retirar la carga, la flecha disminuyó en 1,5 cm.

Ensayo de tres elementos resistentes de forjado, en T invertida, de 5,30 m de longitud, 40 cm de canto, 50 cm de anchura de cabeza y 25 cm de espesor de alma; los elementos se bloquean longitudinalmente, siendo uno de ellos pretensado por adherencia y los otros dos postensados.

Los elementos se han ensayado al fuego, bajo carga, durante cuatro horas; inmediatamente después fueron regados con agua y, luego, sometidos a una sobrecarga igual a la carga inicial.

Los principales resultados obtenidos se resumen en la tabla 7.

TABLA 7
Flechas en centímetros.

Condiciones y momentos de las mediciones	Viga pretensada	Vigas postensadas	
Al final del ensayo al fuego (cuatro horas) ...	2,66	2,97	2,44
Veintidós horas después de apagado el horno.	0,38	0,48	0,18
Bajo carga doble	1,27	1,30	—
Sin cargas	—0,25	—0,48	—0,86

Se comprueba que después del ensayo al fuego las diferentes vigas son capaces de soportar una carga doble de la carga normal y que presentan contraflecha después de la descarga.

d) *Ensayo al fuego de una pieza continua.*

Este ensayo se efectuó en el laboratorio "T.N.O." de Delft, por la empresa C.B.R.

La pieza de ensayo está constituida por tres elementos nervados, prefabricados y pretensados, de 6 m de luz; estos elementos se empalman entre sí mediante una junta de hormigón armado, capaz de hacerles trabajar como viga continua bajo las solicitaciones debidas al peso propio y a las sobrecargas normales. El elemento central, correspondiente al tramo intermedio de la viga continua, presenta una anchura de cabeza de 45 cm; los otros dos elementos, correspondientes a los tramos laterales, tienen una anchura de 25 centímetros. El conjunto de los tres elementos está recubierto por una losa de 5 cm de espesor.

Las cargas se colocaron un día antes del ensayo, que se efectuó según la norma holandesa; sólo el tramo intermedio se sometió al fuego.

El ensayo, que duró más de seis horas, permitió efectuar las siguientes observaciones:

- Después de doce minutos saltaron fragmentos de hormigón en la base inferior de los nervios.
- Después de treinta y tres minutos quedaron al descubierto, localmente, los estribos de los nervios.
- Después de ciento diez minutos aparecieron fisuras en la proximidad de los apoyos interiores.

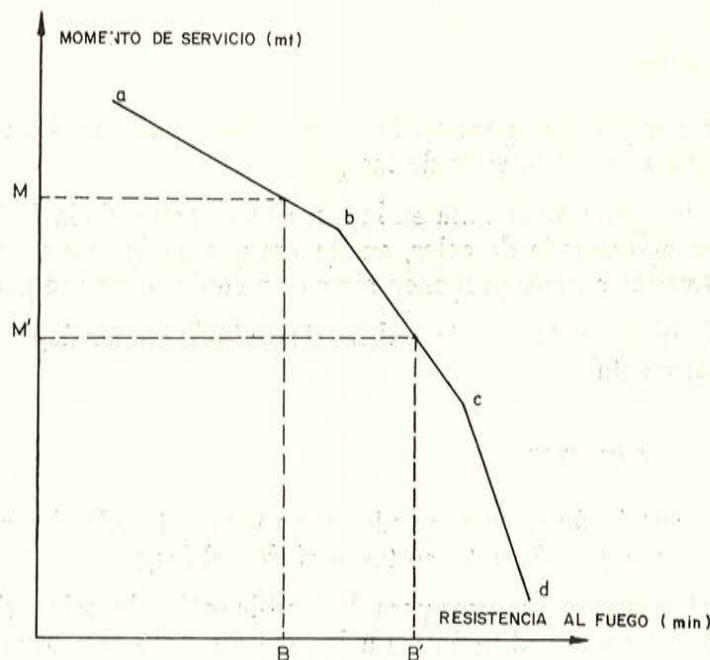


Figura 7.

La medición de las reacciones en los apoyos extremos ha permitido determinar la evolución de los momentos sobre los apoyos interiores y, por tanto, el momento en el centro del tramo intermedio.

El reparto desigual de las temperaturas en el tramo intermedio provoca, al principio del ensayo, una ligera disminución de las reacciones en los apoyos exteriores; al uniformarse las temperaturas en este tramo, se produce un aumento de estas reacciones, que corresponde a la redistribución clásica de momentos.

De acuerdo con este ensayo se comprueba que es posible obtener una redistribución satisfactoria de momentos siempre que exista, en los apoyos intermedios, una armadura superior suficiente; y siempre que la temperatura en las proximidades de esos apoyos no sea demasiado elevada.

La continuidad, al igual que los empotramientos de los extremos, conduce a un aumento de la resistencia al fuego de los elementos.

Sobre la base del ensayo descrito, la empresa C.B.R. ha establecido, para toda una serie de elementos, diagramas análogos a los de la figura 7, que permiten determinar el aumento de resistencia al fuego en función del grado de empotramiento. El diagrama a, b, c, d es característico de un elemento determinado.

Si OM es el momento de servicio en el centro de la luz del elemento simplemente apoyado, se obtiene, mediante el diagrama, su resistencia al fuego OB . Para aumentar la resistencia al fuego de este elemento de OB a OB' se puede: o bien reducir su momento de servicio de OM a OM' , o bien darle un grado de empotramiento igual a MM' , a base de disponer un dispositivo de extremidad adecuado y suficientes armaduras de empotramiento.

1.3.3. Consideraciones diversas.

PROCESO DE CALENTAMIENTO.

Es interesante e importante para las investigaciones tener una idea precisa sobre el reparto de temperaturas en el interior de las piezas.

Si la curva de temperatura se basa en las recomendaciones de la ISO, puede determinarse el incremento aproximado de calor, cualquiera que sea la forma o tamaño de la sección transversal. Diversos autores proponen algunos métodos a este respecto.

El capítulo IV del presente trabajo incluye dos métodos de carácter práctico, con una comprobación experimental.

REUTILIZACIÓN DE LOS ELEMENTOS.

Se plantea la cuestión de saber si pueden o no ser reutilizados los elementos de hormigón pretensado sometidos, durante cortos períodos, al fuego.

Se ha tratado de establecer normas para la reutilización de tales elementos; al respecto, sólo cabe, a la hora actual, referirse a las recomendaciones propuestas por los laboratorios ingleses.

INFLUENCIA DEL RECUBRIMIENTO DE LAS ARMADURAS.

Algunas normas nacionales imponen un valor mínimo al recubrimiento de las armaduras de hormigón pretensado.

En general, en pretensado por adherencia, no se tiene en cuenta el hecho de que los distintos alambres presentan espesores diferentes de recubrimiento; no obstante, interesa considerar igualmente, para el cálculo de la resistencia al fuego, el valor medio del recubrimiento de las armaduras.

Los laboratorios de la P.C.A. en Estados Unidos, que utilizan este concepto de recubrimiento medio, obtienen resultados satisfactorios.

En lo que respecta a la mejora de la resistencia al fuego, debida a la aplicación de una capa suplementaria de hormigón o de una pintura o producto análogo, sería interesante efectuar comparaciones desde el punto de vista eficacia y economía, especialmente en el caso de las losas.

Se observa que en los elementos postensados la lechada de inyección constituye una excelente protección suplementaria de las armaduras, especialmente si la lechada es porosa.

COMPORTAMIENTO DE LOS DIFERENTES TIPOS DE ELEMENTOS.

ELEMENTOS SIMPLEMENTE APOYADOS.

La resistencia al fuego de estos elementos depende directamente del calentamiento de los aceros; el hundimiento se produce cuando el límite de fluencia del acero desciende hasta alcanzar la tensión real de las armaduras. Las deformaciones de fluencia y las pérdidas de tensión a temperaturas elevadas complican el cálculo.

Partiendo de la noción de temperatura crítica, es posible determinar de forma sencilla y con suficiente aproximación la resistencia al fuego. Un método de este tipo se expone en el capítulo IV.

VIGAS O LOSAS CONTINUAS.

La resistencia al fuego de estas piezas es muy elevada en comparación con la de los elementos simplemente apoyados, a causa de las redistribuciones plásticas.

Las normas vigentes en algunos países permiten tener en cuenta estas redistribuciones en el cálculo de la resistencia al fuego.

SOPORTES.

La importancia de los soportes en la resistencia de conjunto de los edificios, justifica el que estos elementos requieran un estudio profundo.

Algunos ensayos poco numerosos y relativamente recientes han sido llevados a cabo en Alemania, cubriendo tan sólo soportes finos, cortos, sin revestir y sometidos a cargas axiales.

En general, las condiciones reales son mucho más complejas; puede observarse, por ejemplo, que en un incendio real los soportes se ven sometidos a momentos en sus extremos como consecuencia de la dilatación de las vigas y forjados.

1.4. Resistencia al fuego de los edificios.

Dado que las condiciones de ensayo de los elementos no corresponden, en general, a las condiciones reales de utilización en las construcciones, es necesario estudiar atentamente las relaciones entre los ensayos y la realidad.

El desarrollo de un incendio es esencialmente aleatorio y depende principalmente de la cantidad de productos combustibles afectados por las llamas, de su naturaleza y de la presencia de una cantidad de aire suficiente para obtener una combustión total.

Evidentemente, los ensayos no pueden tener en cuenta todos estos factores, por lo que hay que contentarse, en general, con adaptar la duración de los ensayos al fuego al potencial calorífico contenido en las edificaciones.

Este potencial calorífico corresponde a la energía susceptible de ser liberada por la combustión total de los productos inflamables existentes por unidad de superficie.

La tabla 8 da la equivalencia entre el potencial calorífico expresado en kilogramos de madera o en kilocalorías por metro cuadrado de forjado, y la duración correspondiente de los ensayos al fuego (14).

TABLA 8

Peso de madera (kg/m ² de forjado)	Energía calorífica potencial unitaria (kcal/m ²)	Duración correspondiente del incendio, expresada en horas de ensayo normalizado
50	217.000	1
75	326.000	1,5
100	434.000	2
150	651.000	3
200	868.000	4,5
250	1.031.000	6
300	1.172.000	7

Para determinar la resistencia al fuego de los elementos de un edificio es preciso calcular el potencial calorífico que en él habrá depositado, y transformarlo en horas de ensayo normalizado al fuego.

En Francia existen normas que regulan la resistencia al fuego que debe preverse para los elementos de construcción incorporados a edificios accesibles al público. Estas normas son aplicables a los edificios de menos de 28 m de altura, debiendo los demás ser objeto de aprobación individual.

En Inglaterra se consideran tres clases de edificios, según el potencial calorífico.

Clase 1: potenciales caloríficos inferiores a 270.000 kcal/m².

Clase 2: potenciales caloríficos de 270.000 a 540.000 kcal/m².

Clase 3: potenciales caloríficos de 540.000 a 1.080.000 kcal/m².

La clase 2, que comprende los almacenes de muebles, de tejidos, etc., corresponde como media a una duración de dos horas de un ensayo normalizado; por tanto, una resistencia de hora y media a dos horas puede ser suficiente en gran número de casos.

La mayor parte de los datos relativos a incendios reales de edificios en hormigón pretensado provienen de Estados Unidos y de Suecia. En Suecia se conocen 10 casos de incendios de edificios en hormigón pretensado, de los que sólo en uno se produjo un hundimiento total.

Los elementos de hormigón pretensado que se emplean en edificación son, generalmente, prefabricados, lo que facilita su sustitución en caso de necesidad.

Se ha observado que las vigas sometidas a un ensayo al fuego o a un incendio, tras haber perdido prácticamente todo su pretensado, podían, sin embargo, seguir soportando cargas importantes después de enfriadas, lo que presenta un gran interés desde el punto de vista de la seguridad de las personas encargadas de la extinción y de las reparaciones; por otra parte, el hundimiento completo viene precedido de señales de aviso caracterizadas por un fuerte incremento de las deformaciones.

Cabe proteger los elementos insuficientemente resistentes al fuego mediante capas suplementarias de hormigón, yeso, etc. Así, por ejemplo, para un elemento de base que presente un recubrimiento de hormigón de un centímetro de espesor y una resistencia al fuego de cincuenta minutos, se comprueba que una protección suplementaria de 1,5 cm de mortero ordinario aumenta la resistencia al fuego en cuarenta y cinco minutos, mientras que un centímetro de mortero a base de perlita aumenta la resistencia al fuego en ciento ochenta minutos.

El precio de estas protecciones es bastante elevado, de forma que, en general, no es posible aplicarlas en la totalidad de las estructuras. Así, por ejemplo, para un soporte normal, una protección de un centímetro de hormigón aumenta el coste alrededor de un 5 por 100; un centímetro de yeso lo aumenta en un 30 por 100 y un centímetro de vermiculita en un 70 por 100.

1.5. Conclusiones.

Todavía está relativamente poco estudiado y se conoce mal el comportamiento al fuego del hormigón pretensado.

Sin embargo, las distintas investigaciones realizadas ponen de relieve el hecho de que se puede calcular, con buena aproximación, la resistencia al fuego de un elemento a partir del conocimiento del comportamiento de su armadura y de su hormigón en un ensayo al calor, y de la evolución en el tiempo del reparto de temperaturas en función de la curva de calentamiento.

Los estudios deben permitir, por un lado, la determinación de las características de los aceros y los hormigones, y por otro, el establecimiento preciso del reparto de temperaturas en la sección de los diferentes elementos, teniendo en cuenta los principales parámetros, tales como la composición del hormigón, el contenido en agua, la forma de las secciones, la distribución de las armaduras...; estos ensayos pueden realizarse con elementos cortos no cargados y resultar, por ello, poco costosos.

Los ensayos bajo carga de grandes piezas son largos y caros; deben servir únicamente para contrastar la validez de los métodos de cálculo basados en los resultados de los ensayos anteriores.

La velocidad de calentamiento de las armaduras está en relación directa con la resistencia al fuego, y depende principalmente del tamaño de la sección y del recubrimiento

de las armaduras. Desde este punto de vista, las vigas de hormigón pretensado están en desventaja respecto a las de hormigón armado, por el hecho de su ligereza y de la forma de sus secciones; en cambio, en lo relativo al recubrimiento de las armaduras conviene distinguir el pretensado por adherencia y el postensado, como a continuación se indica.

— En el caso del hormigón pretensado, al estar las armaduras distribuidas en toda la sección transversal, no hay más que unas pocas de ellas que se encuentran en las zonas más expuestas; en estas condiciones, ya no es el recubrimiento mínimo el que interviene, como en hormigón armado, sino el recubrimiento medio que es mucho más grande; en efecto, incluso después de haber fallado las armaduras próximas a la superficie, éstas forman con los estribos una malla que puede mantener al hormigón en su sitio, limitar los calentamientos y proteger con ello a las armaduras centrales.

— En el caso del hormigón postensado es difícil, en el estado actual de conocimientos, deducir conclusiones válidas. Se sabe, no obstante, que las lechadas de inyección pueden jugar un papel protector muy importante, con tal de que se respeten ciertas condiciones.

Diferentes estudios muestran que es posible conseguir en el hormigón pretensado una resistencia al fuego satisfactoria con tal de que:

- El recubrimiento medio y la distancia entre armaduras sea suficiente.
- Las piezas vengan provistas de estribos que permitan mantener en su lugar el recubrimiento; estos estribos formarán una malla, sea con los alambres adherentes dispuestos en la proximidad de la superficie, sea con las armaduras longitudinales de construcción en el caso del postensado.
- La ejecución sea cuidada, ya que el menor error puede tener graves consecuencias.

Debe señalarse que el empleo de áridos ligeros, tales como las arcillas expandidas y las cenizas volantes, permite aumentar la resistencia al fuego y eliminar en gran parte el riesgo de explosiones.

En la práctica, rara vez las piezas son libremente dilatables; la coacción o la dilatación, que en sí juega un papel favorable sobre el comportamiento al fuego de un elemento, es difícil de evaluar correctamente y de tener en cuenta en los cálculos. Por ello, sólo puede considerarse como factor favorable si se han adoptado las adecuadas disposiciones constructivas. Las tensiones debidas a la dilatación impedida deben crear momentos en sentido inverso a los originados por las cargas; estas tensiones no deben conducir a una rotura prematura de las piezas por pandeo o por aplastamiento del hormigón; los soportes deben poder resistir, sin romperse, las reacciones correspondientes.

En las estructuras hiperestáticas, los fenómenos de adaptación plástica juegan un papel favorable en la resistencia al fuego, siempre que se haya dispuesto la armadura adecuada a tal efecto. El aumento correspondiente de resistencia puede evaluarse actualmente, en ciertos casos, de forma aproximada; pero sería muy conveniente, sin embargo, desarrollar una teoría completa y consistente sobre el tema.

CAPITULO II

ENSAYOS SOBRE ACEROS

2.1. Introducción.

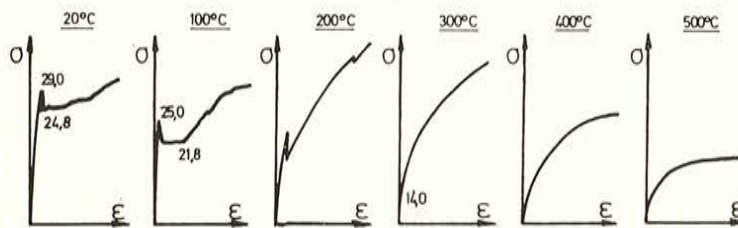
En el Laboratorio de Construcciones de Ingeniería Civil de la Universidad de Lieja se han efectuado ensayos de tracción en caliente, sobre diferentes tipos de alambre de pretensado, en parte a petición de Monsieur F. Dumas y de la Asociación Científica Francesa del Pretensado.

Tenían por objeto estos ensayos determinar varios de los parámetros que influyen en el comportamiento mecánico de los elementos pretensados expuestos a la influencia del calor.

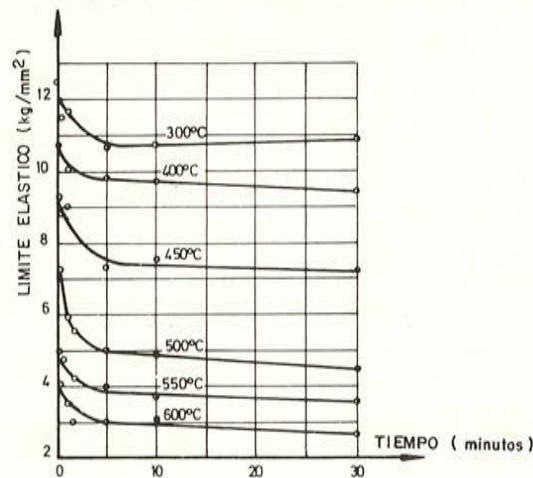
Los aceros dulces han sido objeto de diversas investigaciones, tanto en Bélgica como en el extranjero; la figura 8 da, a título de ejemplo, el aspecto general del diagrama tensión-deformación del acero ordinario a distintas temperaturas elevadas, así como un diagrama que muestra la influencia del tiempo de puesta en carga sobre el límite de elasticidad.

Los aceros dulces presentan un mínimo de ductilidad a 250° C (fragilidad al azul), el cual depende de la velocidad de deformación, y crece en función de esta velocidad.

En lo que respecta al hormigón pretensado, los siderúrgicos se han preocupado inicialmente en producir aceros de alta calidad destinados a ser utilizados a temperatura ambien-



ASPECTO GENERAL DE LOS DIAGRAMAS TENSION-DEFORMACION DEL ACERO ORDINARIO, A TEMPERATURA ELEVADA



INFLUENCIA DEL TIEMPO DE PUESTA EN CARGA SOBRE EL LIMITE ELASTICO DEL ACERO EN FUNCION DE LA TEMPERATURA

Figura 8.

te. Los ensayos efectuados a temperaturas más elevadas corresponden, en general, a las condiciones propias de las cubas de reactores nucleares, y tratan, por tanto, de determinar las deformaciones diferidas de los aceros bajo la acción prolongada de temperaturas del orden de 40 a 80° C.

En cambio, existen pocos estudios dedicados a determinar la evolución de los parámetros mecánicos de los aceros, en las condiciones correspondientes a los incendios, es decir, a temperaturas elevadas actuando durante un tiempo limitado.

Los ensayos que se comentan en el presente capítulo tienden a estudiar, en estas condiciones, los problemas de resistencia y de deformabilidad de las armaduras; se trata de ensayos de corta duración efectuados bajo una gama de temperaturas que llegan a 500° C y más.

2.2. Tipos de ensayos.

Los tres tipos de ensayos efectuados son los siguientes:

1.º Determinación del diagrama tensión-deformación de un alambre previamente calentado a una temperatura dada, variable entre 20 y 500° C (fig. 9).

La temperatura se mantiene constante durante el ensayo, determinándose:

- La resistencia.
- Los límites elásticos convencionales 0,1 y 0,2 por 100.
- El reparto de los alargamientos máximos bajo carga.

2.º Determinación de la temperatura que produce la rotura de un alambre previamente sometido a una tensión dada, variable entre 50 kg/mm² y la carga de rotura (figura 10).

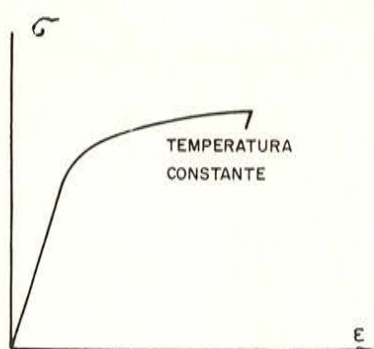


Figura 9.

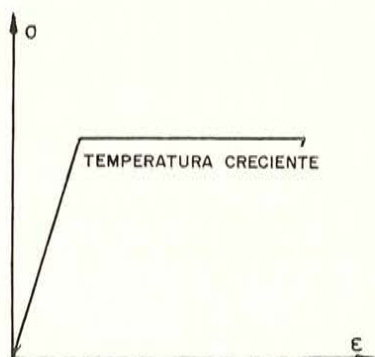


Figura 10.

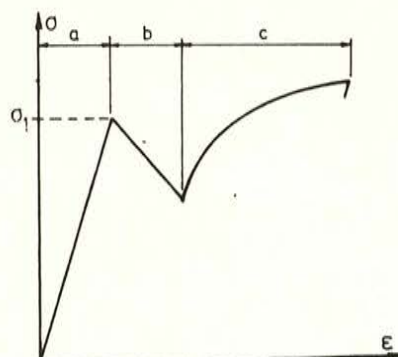


Figura 11.

La tensión se mantiene constante durante el ensayo. La ley de variación de la temperatura es la misma para todos los ensayos, determinándose:

- La temperatura de rotura (temperatura crítica).
- Los alargamientos correspondientes a temperaturas intermedias.
- Los alargamientos de rotura.

2.4. Descripción de los ensayos.

Los ensayos de tracción se efectúan sobre probetas de un metro de longitud, en una máquina de tracción Amsler de 20 t, trabajándolo a unas 10 t.

En toda la longitud de la probeta se colocan bases de medida de 80 mm, previamente al ensayo; la parte libre entre mordazas tiene unos 70 cm de longitud, o sea, unos 100 Ø.

En la zona central de las probetas se disponen dos bordes, distantes unos 30 cm entre sí, entre los cuales pasa una corriente eléctrica a baja tensión, cuya intensidad depende de la temperatura deseada; la parte calentada no experimenta la influencia de las mordazas de la máquina que están aisladas.

Para poder determinar el diagrama tensión-deformación en la parte calentada, se disponen abrazaderas, distantes 80 mm, colocadas disimétricamente y aisladas de la probeta mediante teflón.

El registro de las deformaciones se efectúa con ayuda de una bobina de inducción y un registrador Baldwin; la bobina va unida a las abrazaderas mediante dos varillas móviles, de forma que queda situada a una distancia suficiente de la probeta.

El dispositivo de ensayo permite obtener los diagramas tensión-deformación hasta rotura, fuera de la zona de estricción; si la estricción se produce en la longitud de la base del elongómetro, se desecha el resultado.

La distribución de las temperaturas a lo largo de los alambres se controla con cuatro termopares conectados a un registrador y repartidos como se indica en la figura 12.

La figura 14 muestra la curva de calentamiento adoptada en los ensayos.

Las velocidades de calentamiento se adoptan de manera que el dispositivo de ensayo (fig. 13) es estable, lo que permite reproducir fielmente la curva de calentamiento en todos los ensayos.

En el curso de los ensayos se han registrado los diagramas tensión-deformación y se han medido las temperaturas y las deformaciones.

Como notación se emplea la siguiente (fig. 12): E_{BB} para las deformaciones registradas en el transcurso del ensayo sobre la base BB ; $D_{3,4}$ para las deformaciones medidas después del ensayo sobre una base, tal como la 3-4, si esta base no contiene la estricción, y D_s si la contiene. El diámetro de la estricción se denomina \varnothing_s .

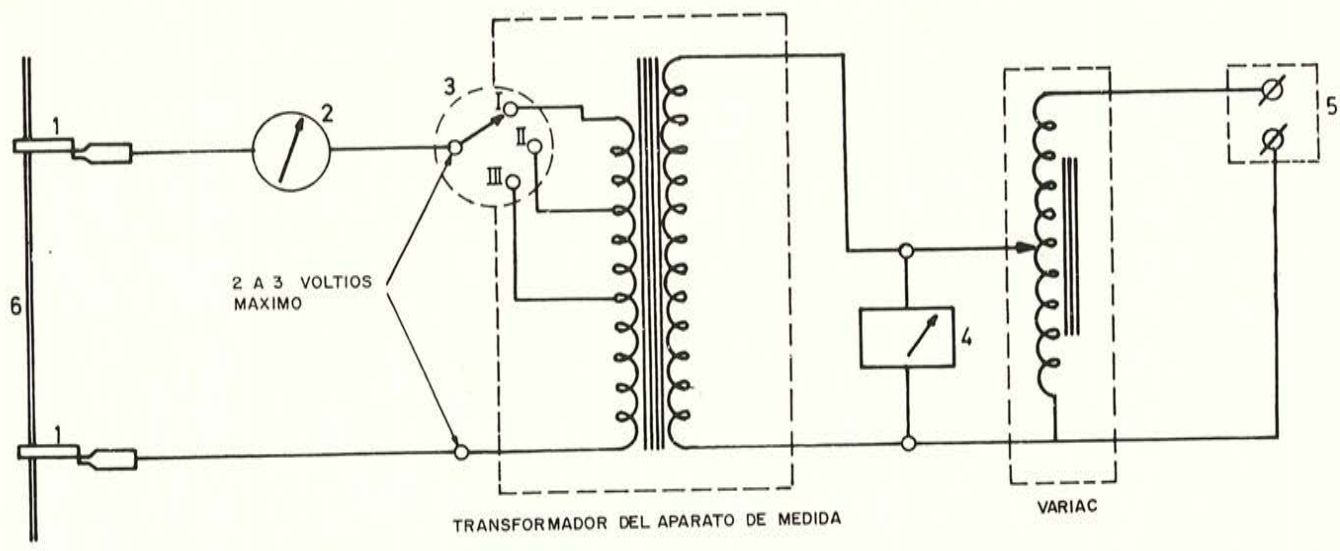
2.5. Primera serie de ensayos.

Estos ensayos tienen por objeto determinar los límites de rotura y alargamiento de los cuatro tipos de alambre estudiados, para diferentes temperaturas.

Las probetas de tracción se someten a una tensión previa comprendida entre 13 y 20 kg/mm², para evitar que las probetas se suelten de las mordazas como consecuencia de la dilatación debida al calentamiento.

Se calientan las probetas hasta la temperatura deseada, siguiendo la curva de calentamiento dada anteriormente; luego se someten a tracción hasta rotura.

La temperatura media del alambre en el momento de aparecer la estricción corresponde a la temperatura inicialmente escogida. Cada ensayo comprende dos probetas.



- 1 PINZAS DE CALENTAMIENTO
- 2 AMPERIMETRO (500 AMPERIOS MAXIMO) im)
- 3 CONMUTADOR
- 4 VOLTIMETRO
- 5 RED : 190 VOLTIOS
- 6 ALAMBRE DE PRETENSADO

EL REGLAJE DEL DISPOSITIVO SE REALIZA ACCIONANDO SIMULTANEAMENTE EL CONMUTADOR DEL APARATO DE MEDIDA Y EL REOSTATO DEL VARIAC

Fig. 13. — Dispositivo de calentamiento.

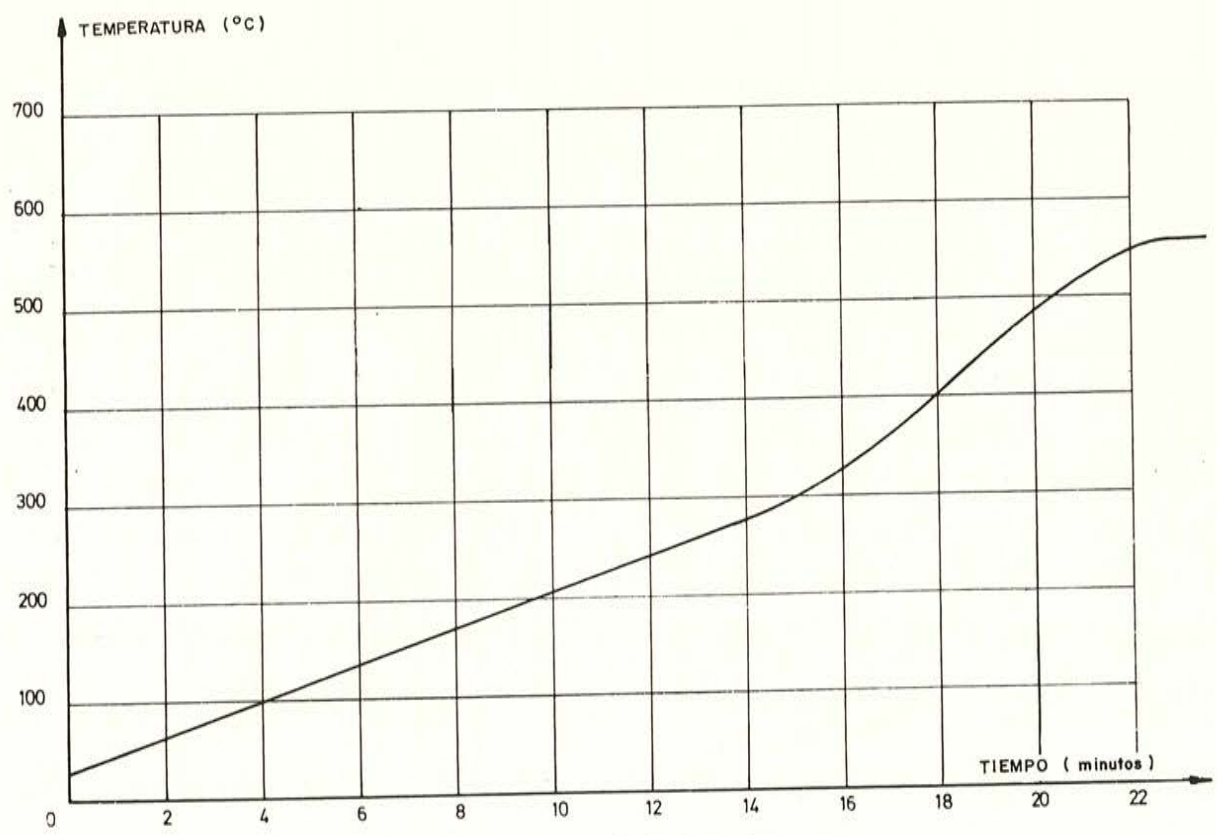


Fig. 14. — Curva de calentamiento de aceros.

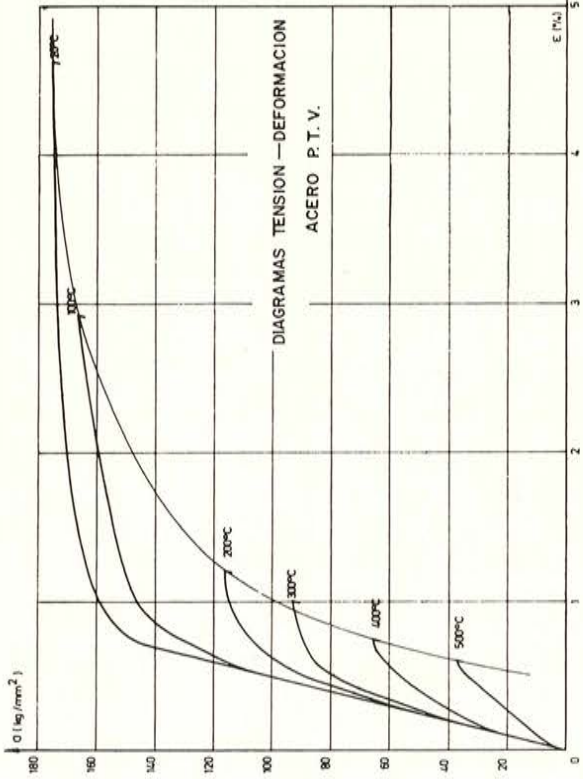


Figura 15.

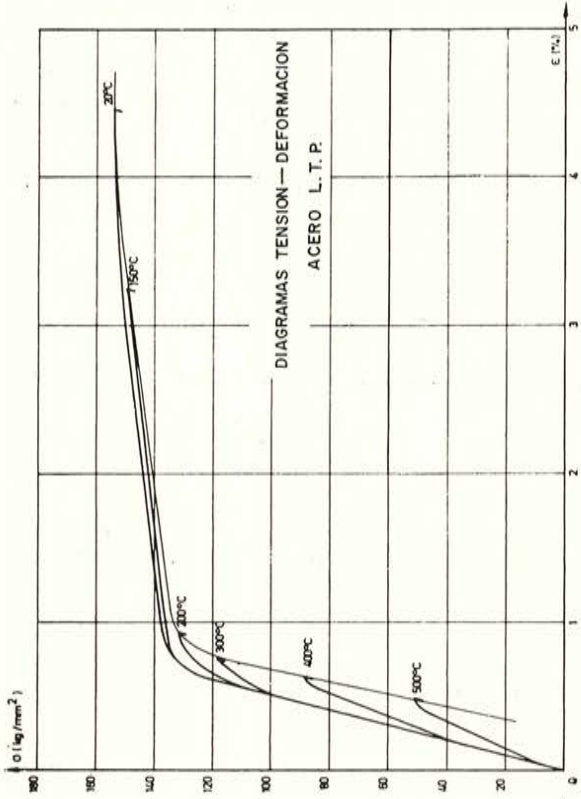


Figura 16.

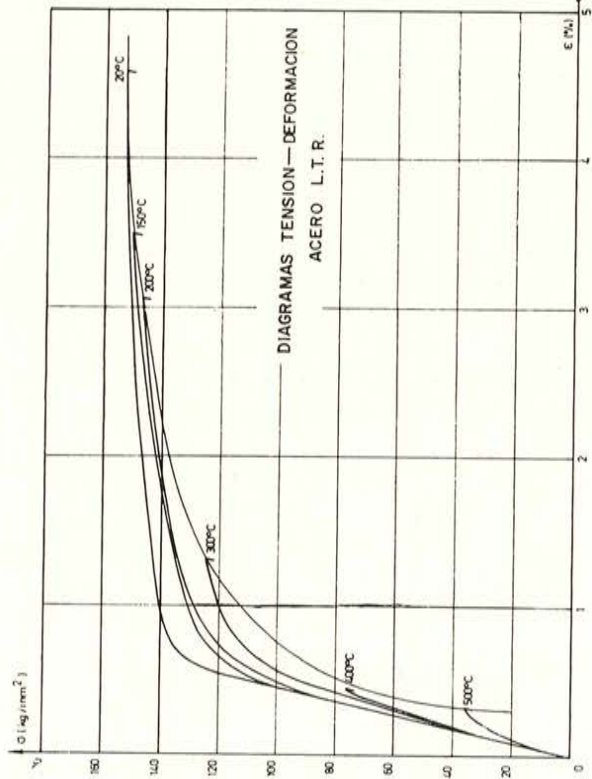


Figura 17.

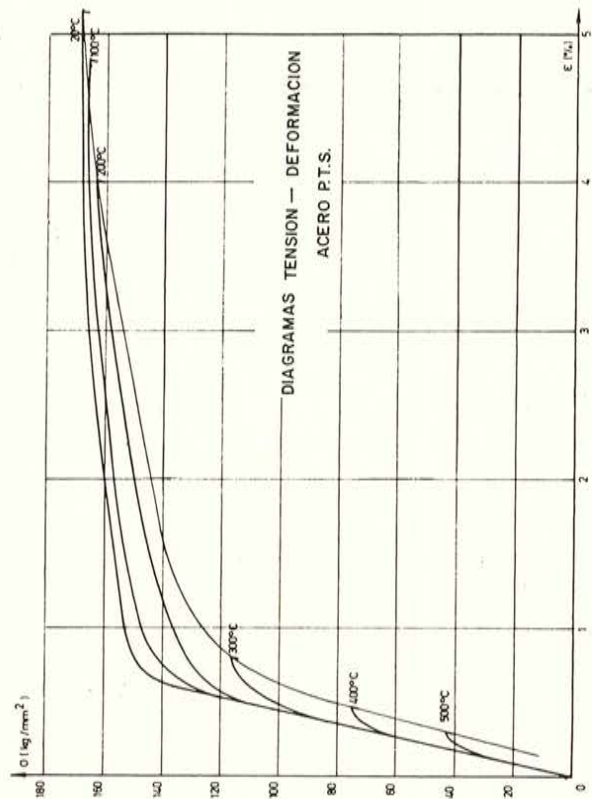


Figura 18.

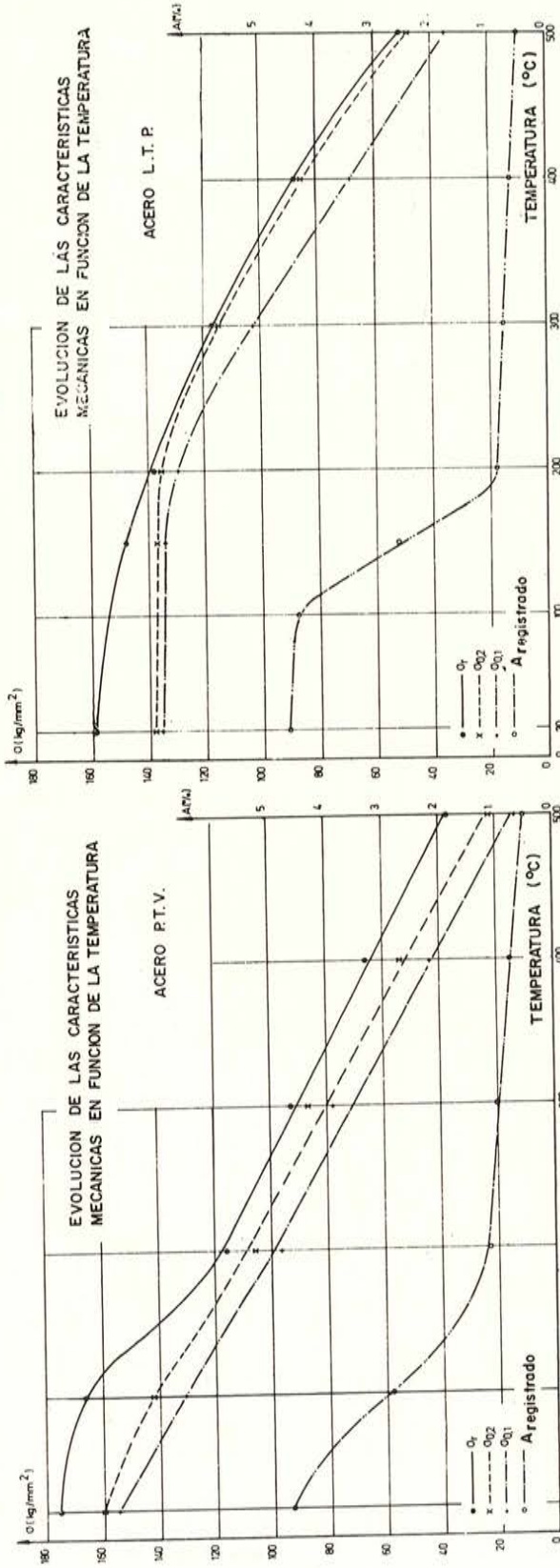


Figura 19.

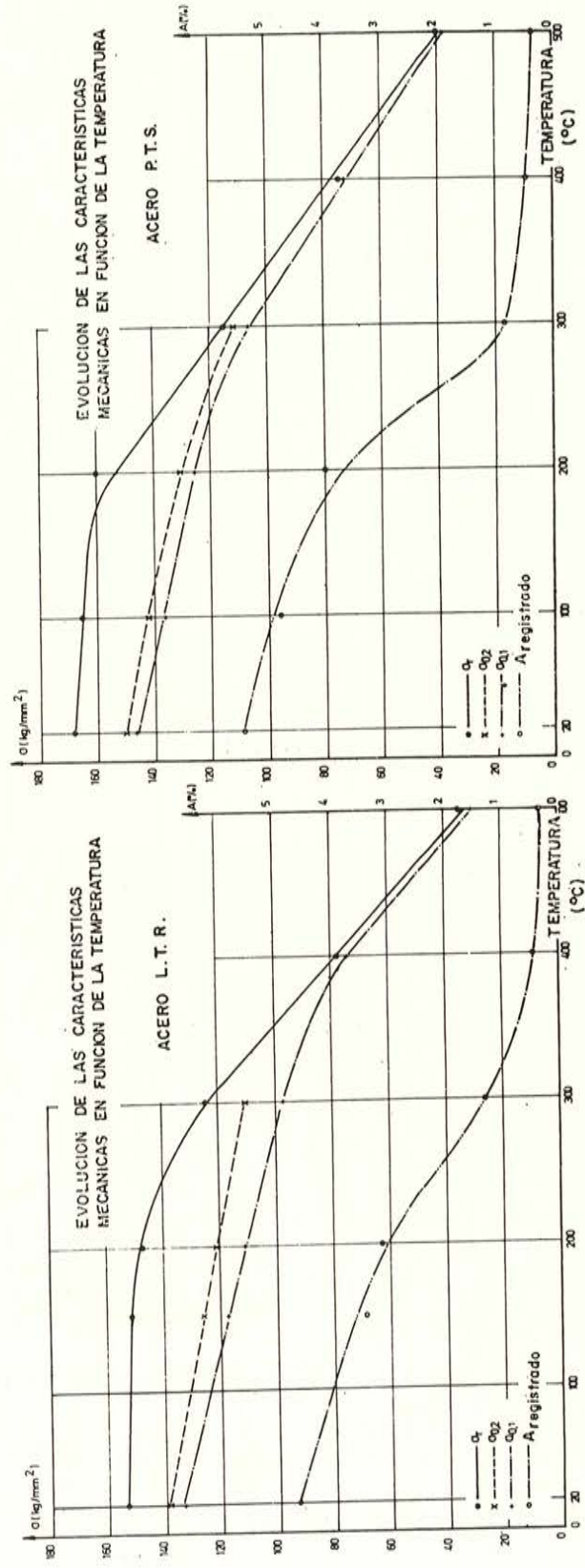


Figura 21.

Figura 20.

Figura 22.

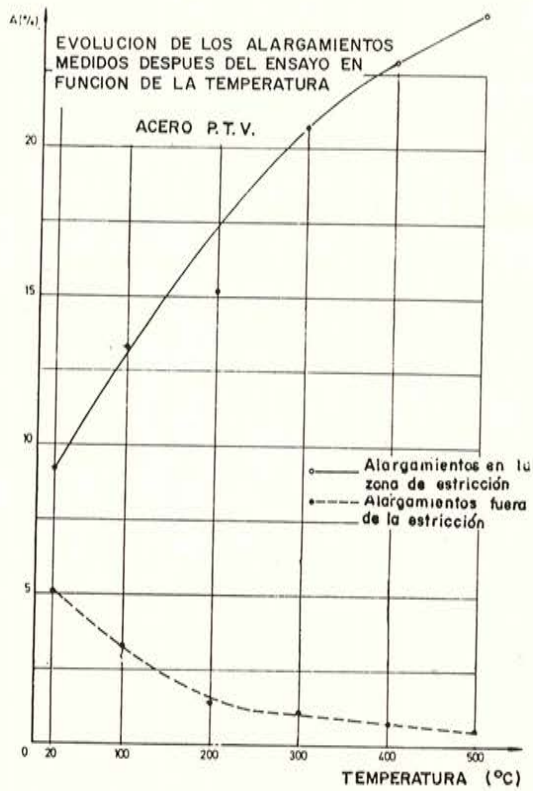


Figura 23.

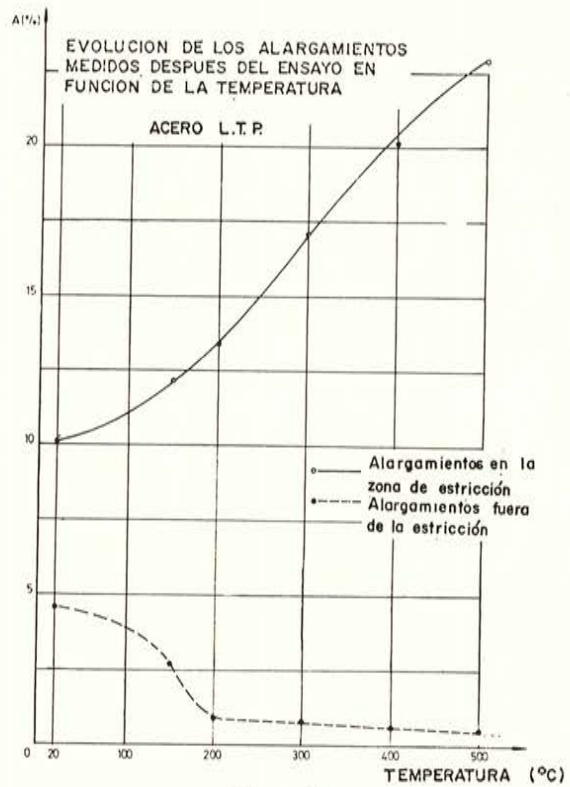


Figura 24.

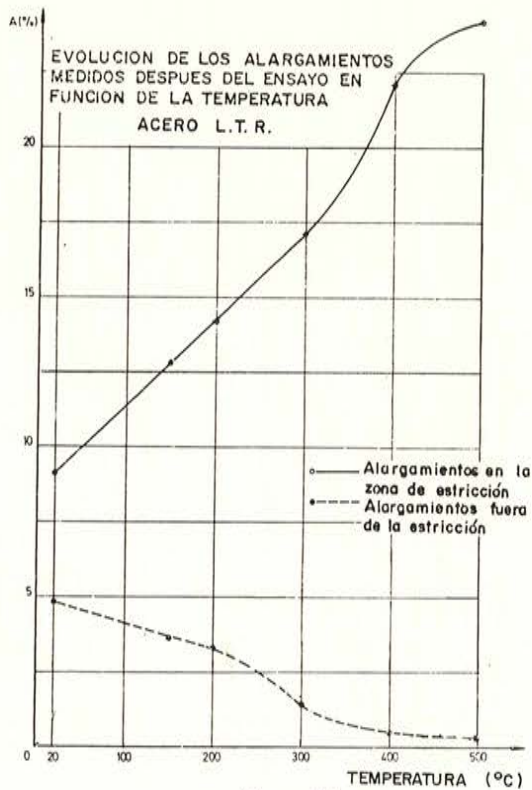


Figura 25.

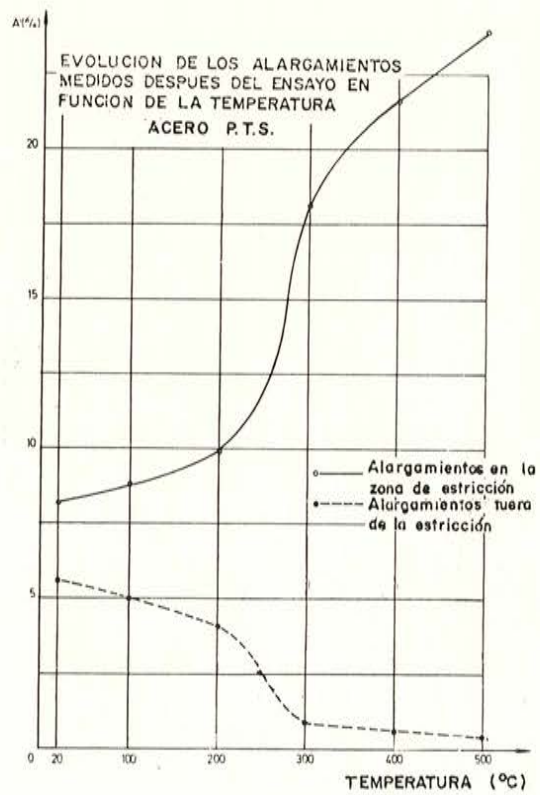


Figura 26.

Las figuras 15, 16, 17 y 18 dan, respectivamente, para cada tipo de alambre estudiado, las curvas tensión-deformación obtenidas fuera de la zona de estricción, para una serie de seis temperaturas comprendidas entre 20 y 500° C.

Las figuras 19, 20, 21 y 22 dan, en función de la temperatura, la evolución de la resistencia σ_r , de los límites de elasticidad $\sigma_{0,1}$ y $\sigma_{0,2}$, así como del alargamiento máximo, bajo la carga A fuera de la zona de estricción.

Los diagramas 23, 24, 25 y 26 dan la evolución de los alargamientos medidos, respectivamente, dentro y fuera de la zona de estricción, en función de la temperatura. El conjunto de resultados medios de las deformaciones medidas sobre dos probetas idénticas, figura en las tablas 9, 10, 11 y 12.

TABLA 9
Acero P.T.V.

Temperaturas °C.	Estricción		Alargamiento fuera de la estricción $D_{3,4}$		Alargamiento en la zona de estricción D_s		Alargamientos medidos E_{BB}	
	\varnothing_s (mm)	z %	cm	%	cm	%	cm	%
20	5,90	28,8	0,40	5,00	0,74	9,25	0,37	4,62
100	5,47	38,8	0,26	3,25	1,06	13,25	0,23	2,88
200	4,32	62,0	0,11	1,37	1,21	15,12	0,09	1,12
300	3,77	71,0	0,09	1,12	1,65	20,60	0,08	1,00
400	3,35	77,1	0,06	0,75	1,82	22,80	0,06	0,75
500	2,75	84,5	0,04	0,50	1,95	24,40	0,05	0,60

TABLA 10
Acero L.T.P.

Temperaturas °C.	Estricción		Alargamiento fuera de la estricción $D_{3,4}$		Alargamiento en la zona de estricción D_s		Alargamientos medidos E_{BB}	
	\varnothing_s (mm)	z %	cm	%	cm	%	cm	%
20	5,8	31,4	0,38	4,75	0,80	10	0,36	4,50
150	5,1	47,0	0,22	2,74	0,97	12,12	0,21	2,62
200	4,42	60,0	0,07	0,90	1,07	13,38	0,07	0,875
300	3,74	71,5	0,06	0,75	1,36	17,00	0,06	0,75
400	3,35	77,0	0,05	0,60	1,61	20,10	0,05	0,62
500	3,10	80,5	0,04	0,50	1,83	22,90	0,04	0,50

TABLA 11
Acero L.T.R.

Temperaturas °C.	Estricción		Alargamiento fuera de la estricción $D_{3,4}$		Alargamiento en la zona de estricción D_s		Alargamientos medidos E_{BB}	
	\varnothing_s (mm)	z %	cm	%	cm	%	cm	%
20	5,5	38,2	0,38	4,75	0,72	9,00	0,36	4,60
150	5,2	45,0	0,29	3,62	1,02	12,75	0,27	3,42
200	5,0	49,0	0,26	3,25	1,13	14,12	0,25	3,10
300	4,4	60,5	0,11	1,37	1,36	17,00	0,11	1,35
400	3,9	69,0	0,04	0,50	1,76	22,00	0,03	0,39
500	3,6	73,5	0,03	0,37	1,92	24,00	0,025	0,33

TABLA 12
Acero P.T.S.

Temperaturas °C.	Estricción		Alargamiento fuera de la estricción $D_{3,4}$		Alargamiento en la zona de estricción D_s		Alargamientos medidos E_{BB}	
	ϕ_s (mm)	ϵ %	cm	%	cm	%	cm	%
20	5,70	33,8	0,45	5,63	0,65	8,13	0,44	5,50
100	5,30	42,7	0,40	5,00	0,70	8,75	0,39	4,85
200	4,10	66,5	0,33	4,13	0,79	9,88	0,325	4,05
300	3,46	75,5	0,07	0,875	1,45	18,1	0,06	0,75
400	3,13	80,0	0,05	0,625	1,72	21,5	0,04	0,50
500	2,90	82,8	0,03	0,375	1,90	23,8	0,03	0,39

2.6. Segunda serie de ensayos.

Estos ensayos se orientan a determinar la temperatura crítica de los aceros; se emplean probetas marcadas, y además se registran los diagramas tensión-deformación.

Se empieza por introducir la tensión de partida escogida; luego se calienta la probeta a la temperatura adecuada, según la curva dada anteriormente.

Durante el calentamiento, la tensión se mantiene constante; las tensiones escogidas son las siguientes: 50, 75, 100, 125, 140, 150, 155 kg/mm², dependiendo los valores máximos del tipo de acero ensayado.

Los alargamientos correspondientes a las temperaturas características de 100, 200, 300 y 400° C figuran en los diagramas.

La temperatura crítica viene determinada por la rotura de la probeta.

La tabla 13 da, para cada tipo de acero y para cada tensión de partida, la relación entre la carga aplicada y la carga de rotura a temperatura ambiente.

Las tablas 14, 15, 16 y 17 ofrecen los principales resultados de los ensayos:

Las figuras 27, 28, 29 y 30 dan, respectivamente, para cada uno de los cuatro aceros, la evolución de las temperaturas críticas en función de la tensión inicial.

TABLA 13

Tensiones σ kg/mm ²	Relación entre la carga aplicada y la carga de rotura a 20° C del acero			
	P.T.V.	L.T.P.	L.T.R.	P.T.S.
50	0,29	0,32	0,33	0,30
75	0,43	0,49	0,49	0,45
100	0,57	0,65	0,66	0,60
125	0,72	0,81	0,82	0,74
140	0,80	0,91	0,92	0,83
150	0,86	0,97	0,99	0,89
155	0,89	—	—	0,92

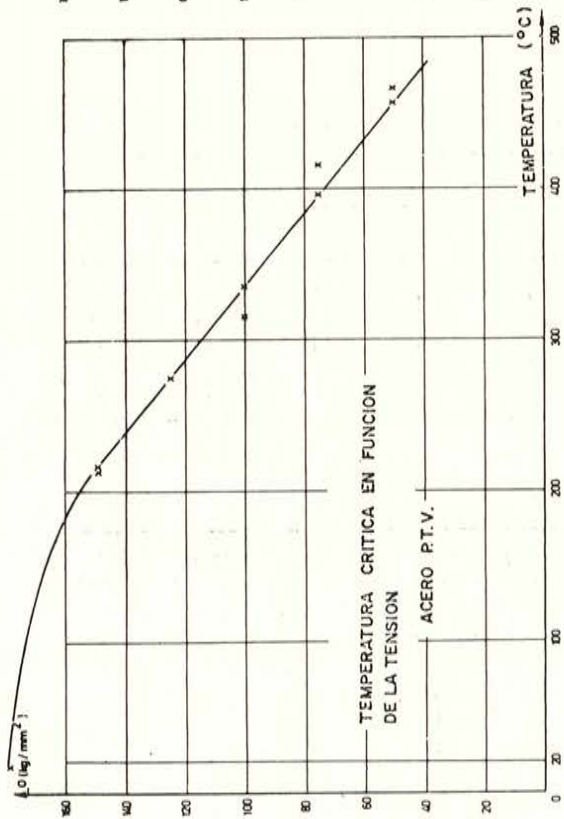


Figura 27.

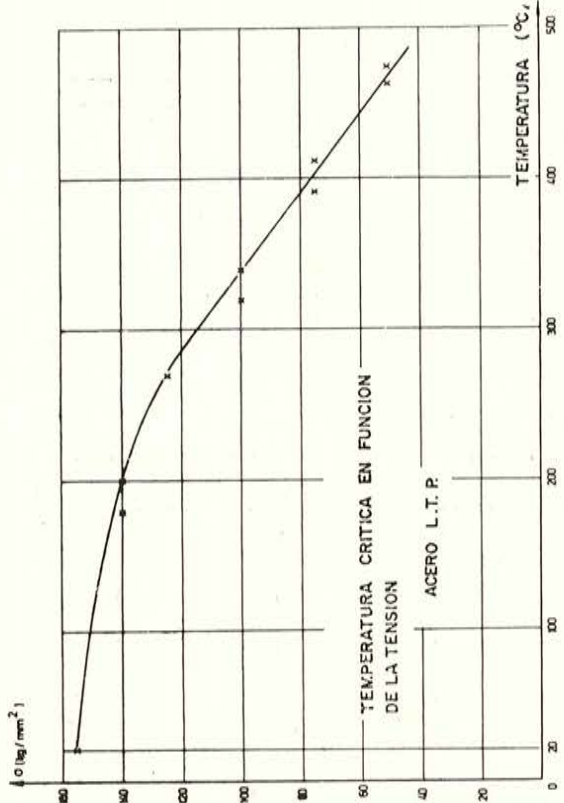


Figura 28.

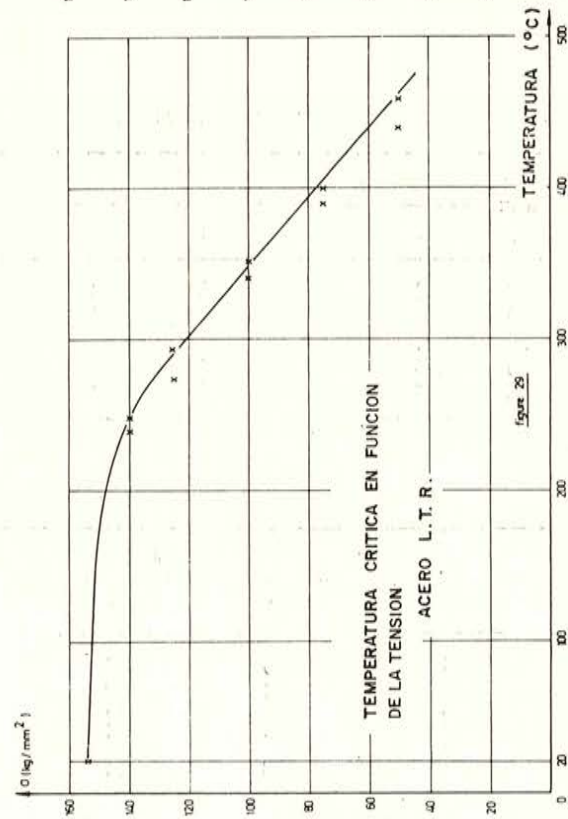


Figura 29.

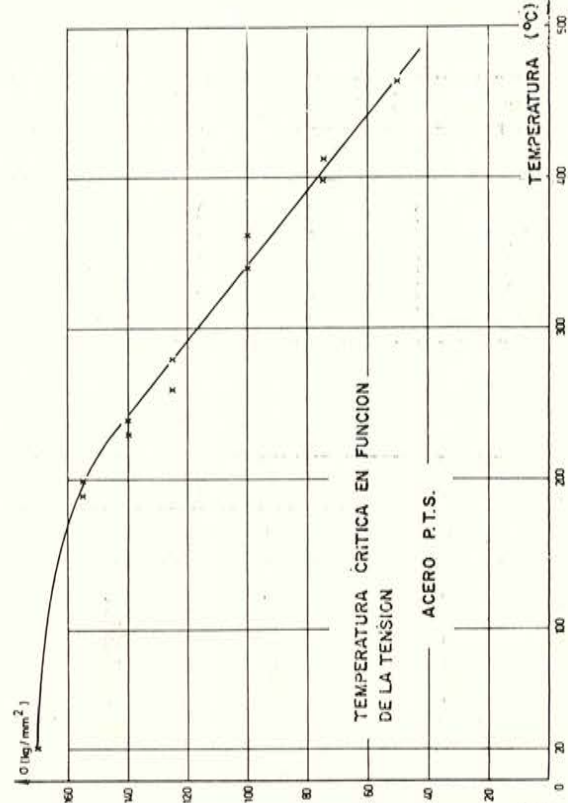


Figura 30.

TABLA 14
Acero P.T.V.

ALARGAMIENTOS MEDIOS A LAS TEMPERATURAS CARACTERÍSTICAS

Temperaturas °C.	$\sigma = 50 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma = 75 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma = 100 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma = 125 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma = 150 \text{ kg/mm}^2$	
	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%
20	0,20	0,25	0,30	0,37	0,39	0,49	0,50	0,63	0,63	0,79
100	0,25	0,31	0,34	0,43	0,47	0,59	0,60	0,75	1,42	1,77
200	0,34	0,43	0,48	0,60	0,60	0,75	0,92	1,15	2,19	2,74
300	0,50	0,62	0,68	0,82	0,77	0,96	—	—	—	—
400	0,73	0,91	—	—	—	—	—	—	—	—

ALARGAMIENTOS Y TEMPERATURAS DE ROTURA.

σ kg/mm ²	Temperaturas, °C.		Alargamientos (mm)		Alargamientos medios	
	(1)	(2)	(1)	(2)	mm	%
50	450	460	0,80	0,80	0,80	1,00
75	410	390	0,70	1,10	0,90	1,12
100	310	330	0,70	0,90	0,80	1,00
125	270	270	1,00	1,40	1,20	1,50
150	205	210	1,90	2,50	2,20	2,75

- (1) Primera probeta.
(2) Segunda probeta.

TABLA 15
Acero L.T.P.

ALARGAMIENTOS MEDIOS A LAS TEMPERATURAS CARACTERÍSTICAS.

Temperaturas °C.	$\sigma = 50 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma = 75 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma = 100 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma = 125 \text{ kg/mm}^2$		$\sigma = 150 \text{ kg/mm}^2$	
	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%
20	0,20	0,25	0,30	0,38	0,40	0,50	0,50	0,62	1,20	1,50
100	0,25	0,31	0,34	0,43	0,48	0,60	0,58	0,72	1,56	1,95
200	0,34	0,43	0,44	0,55	0,57	0,71	0,89	1,11	—	—
300	0,44	0,55	0,54	0,67	0,73	0,91	—	—	—	—
400	0,66	0,83	0,74	0,93	—	—	—	—	—	—

ALARGAMIENTOS Y TEMPERATURAS DE ROTURA.

σ kg/mm ²	Temperaturas, °C.		Alargamientos (mm)		Alargamientos medios	
	(1)	(2)	(1)	(2)	mm	%
50	460	470	0,72	0,82	0,77	0,96
75	430	390	0,72	0,80	0,76	0,95
100	340	320	0,70	0,82	0,76	0,95
125	270	270	1,11	1,31	1,21	1,51
140	180	200	1,92	2,14	2,03	2,54

- (1) Primera probeta.
(2) Segunda probeta.

TABLA 16
Acero L.T.R.

ALARGAMIENTOS MEDIOS A LAS TEMPERATURAS CARACTERÍSTICAS.

Temperaturas °C.	$\sigma = 50$ kg/mm ²		$\sigma = 75$ kg/mm ²		$\sigma = 100$ kg/mm ²		$\sigma = 125$ kg/mm ²		$\sigma = 140$ kg/mm ²	
	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%
20	0,18	0,22	0,28	0,35	0,37	0,46	0,48	0,60	0,88	1,10
100	0,25	0,31	0,36	0,45	0,46	0,57	0,69	0,86	1,57	1,97
200	0,34	0,43	0,46	0,57	0,58	0,72	0,98	1,22	2,12	2,65
300	0,42	0,52	0,57	0,71	0,72	0,90	—	—	—	—
400	0,53	0,66	—	—	—	—	—	—	—	—

ALARGAMIENTOS Y TEMPERATURAS DE ROTURA.

σ kg/mm ²	Temperaturas, °C.		Alargamientos (mm)		Alargamientos medios	
	(1)	(2)	(1)	(2)	mm	%
50	440	460	0,66	0,70	0,68	0,85
75	390	400	0,65	0,71	0,68	0,85
100	340	350	0,82	0,74	0,78	0,97
125	275	295	1,20	1,38	1,29	1,61
140	240	250	2,20	2,44	2,32	2,90

- (1) Primera probeta.
(2) Segunda probeta.

TABLA 17
Acero P.T.S.

ALARGAMIENTOS MEDIOS A LAS TEMPERATURAS CARACTERÍSTICAS.

Temperaturas °C.	$\sigma = 50$ kg/mm ²		$\sigma = 75$ kg/mm ²		$\sigma = 100$ kg/mm ²		$\sigma = 125$ kg/mm ²		$\sigma = 140$ kg/mm ²		$\sigma = 155$ kg/mm ²	
	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%	mm	%
20	0,17	0,21	0,26	0,32	0,34	0,42	0,42	0,53	0,49	0,62	1,21	1,51
100	0,24	0,30	0,32	0,40	0,40	0,50	0,50	0,63	0,62	0,78	1,72	2,15
200	0,32	0,40	0,40	0,50	0,47	0,59	0,61	0,76	1,00	1,25	2,48	3,10
300	0,40	0,50	0,48	0,60	0,57	0,71	—	—	—	—	—	—
400	0,49	0,61	0,58	0,72	—	—	—	—	—	—	—	—

- (1) Primera probeta.
(2) Segunda probeta.

ALARGAMIENTOS Y TEMPERATURAS DE ROTURA.

σ kg/mm ²	Temperaturas, °C.		Alargamientos (mm)		Alargamientos medios	
	(1)	(2)	(1)	(2)	mm	%
50	460	460	0,50	0,58	0,54	0,68
75	400	410	0,50	0,66	0,58	0,73
100	360	340	0,64	0,60	0,62	0,77
125	280	260	0,84	0,76	0,80	1,00
140	230	240	1,00	1,28	1,14	1,42
155	190	200	2,30	2,66	2,48	3,10

ALARGAMIENTOS EN FUNCION DE LA TENSION Y DE LA TEMPERATURA

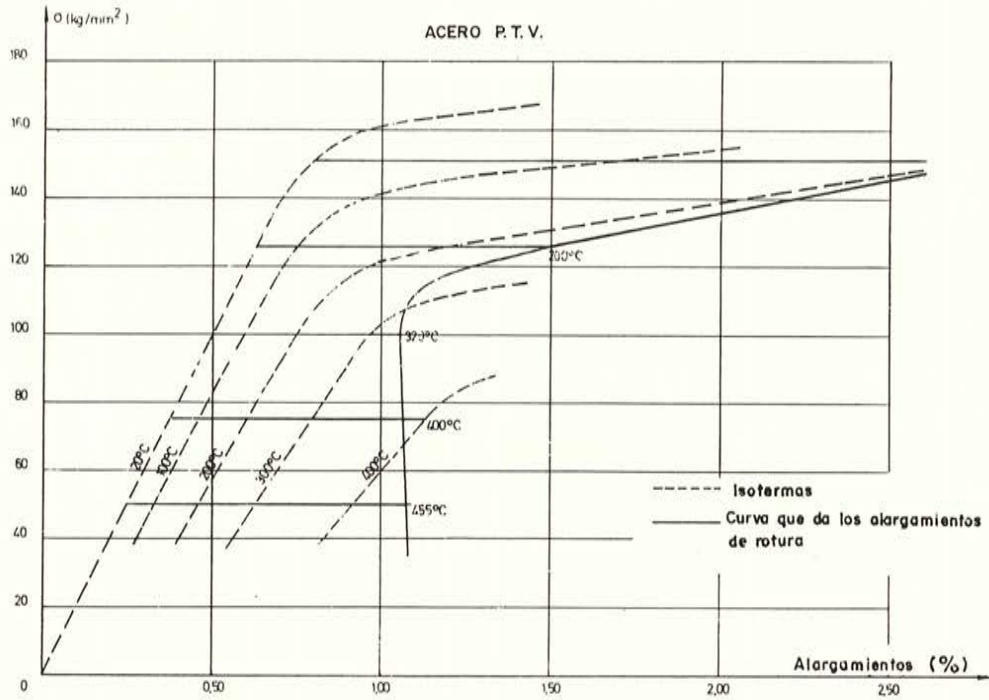


Figura 31.

ALARGAMIENTOS EN FUNCION DE LA TENSION Y DE LA TEMPERATURA

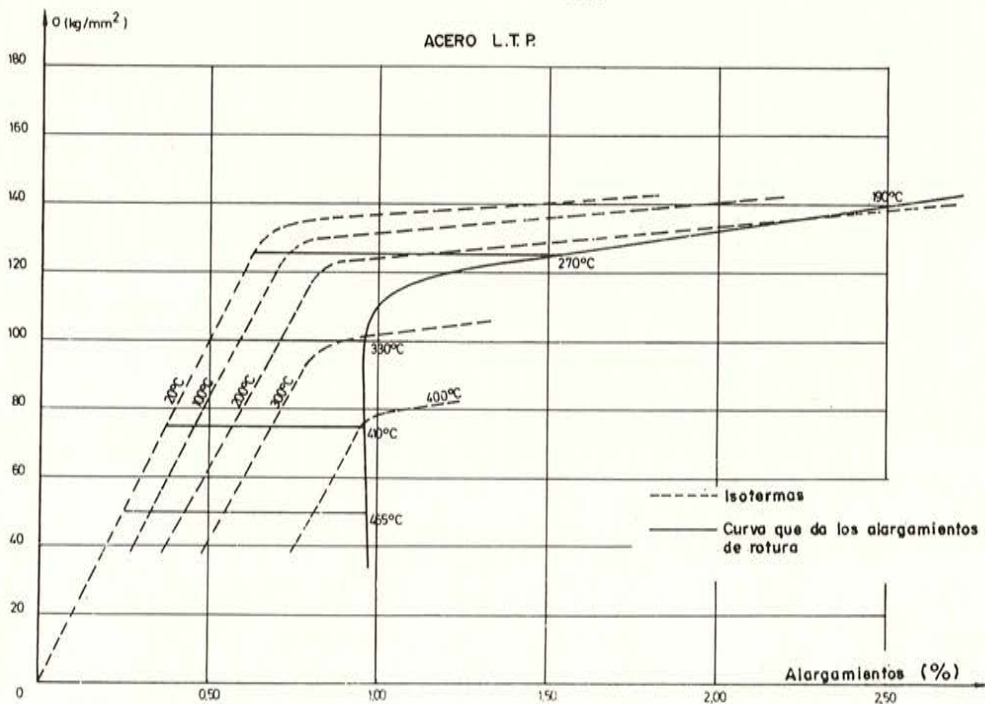


Figura 32.

ALARGAMIENTOS EN FUNCION DE LA TENSION Y DE LA TEMPERATURA

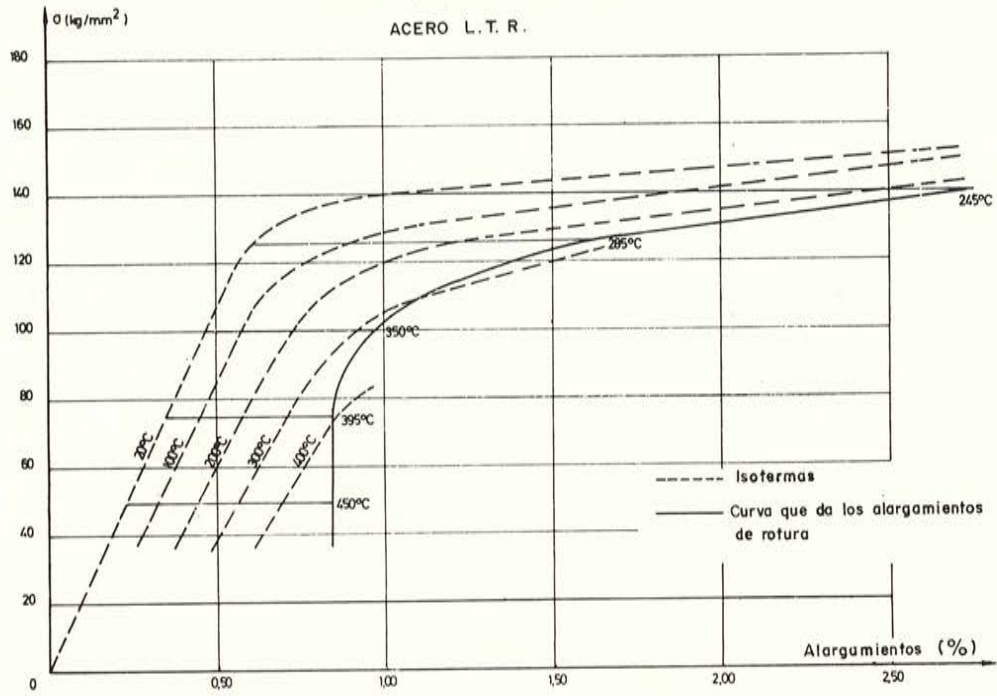


Figura 33.

ALARGAMIENTOS EN FUNCION DE LA TENSION Y DE LA TEMPERATURA

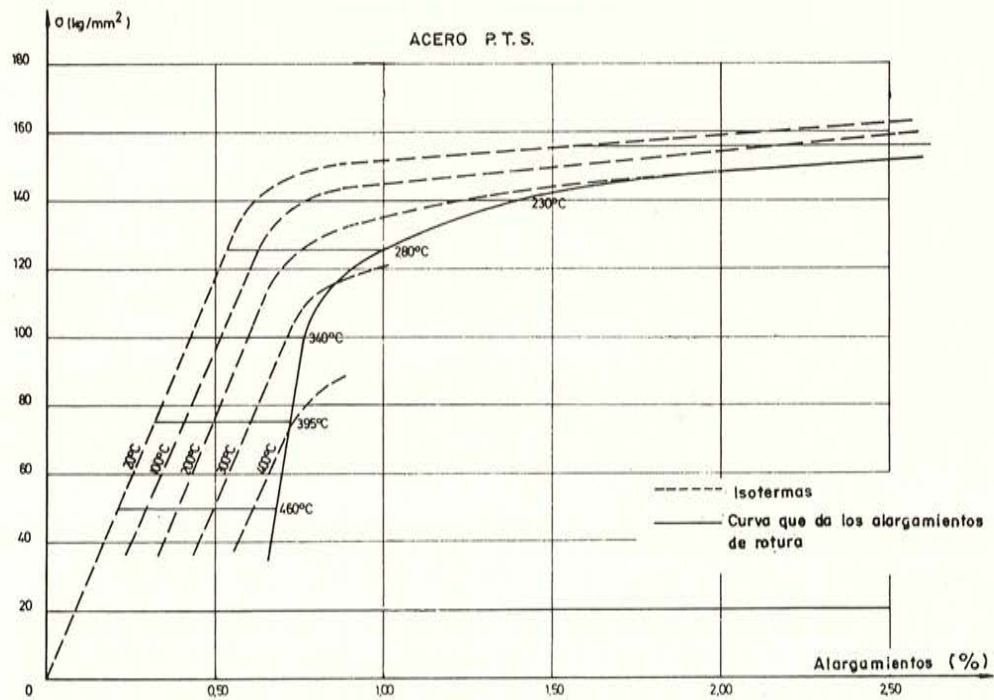


Figura 34.

Las figuras 31, 32, 33 y 34 dan la evolución de los alargamientos en función de la tensión inicial y de la temperatura; en los diagramas figuran las curvas isotermas tensión-deformación y la curva de alargamiento en rotura.

2.7. Tercera serie de ensayos.

Sobre una probeta previamente tesa se determina, después de haberla calentado a una temperatura dada, la resistencia y el alargamiento disponible. Durante el calentamiento se registran las deformaciones y las reducciones de carga provocadas por la elevación de la temperatura; se anotan los alargamientos correspondientes a las temperaturas características 100, 200, 300 y 400° C.

Después, se somete a tracción la probeta hasta rotura, manteniendo constante la temperatura.

Las tensiones iniciales y las temperaturas elegidas figuran en la tabla 18, así como las referencias correspondientes a cada grupo de condiciones.

El conjunto de resultados sobre los cuatro tipos de acero, figuran en los diagramas 35, 36, 37 y 38.

TABLA 18

Referencias	Tensión inicial (Kg/mm ²)	Temperatura (°C.)
1	50	200
2	75	200
3	100	300
4	125	300
5	100	400

2.8. Interpretación de los ensayos.

Se han efectuado los ensayos en condiciones sencillas que permiten observar continuamente las probetas, desprovistas de todo accesorio; para tal fin, se ha empleado el calentamiento por efecto Joule.

No parece que esta forma de calentamiento pueda influir en los resultados de los ensayos de corta duración, a condición de que el reparto de temperatura sea suficientemente uniforme; esta condición se ha podido cumplir gracias al sistema de aislamiento adoptado.

La zona comprendida entre la parte calentada y la no calentada de las probetas es relativamente corta.

Las características interesantes son las resistencias y las capacidades de alargamiento de la parte calentada; todas las roturas se produjeron en esta parte calentada, en cuanto se sobrepasó la temperatura de transición que, para los aceros estudiados, es del orden de 200° C.

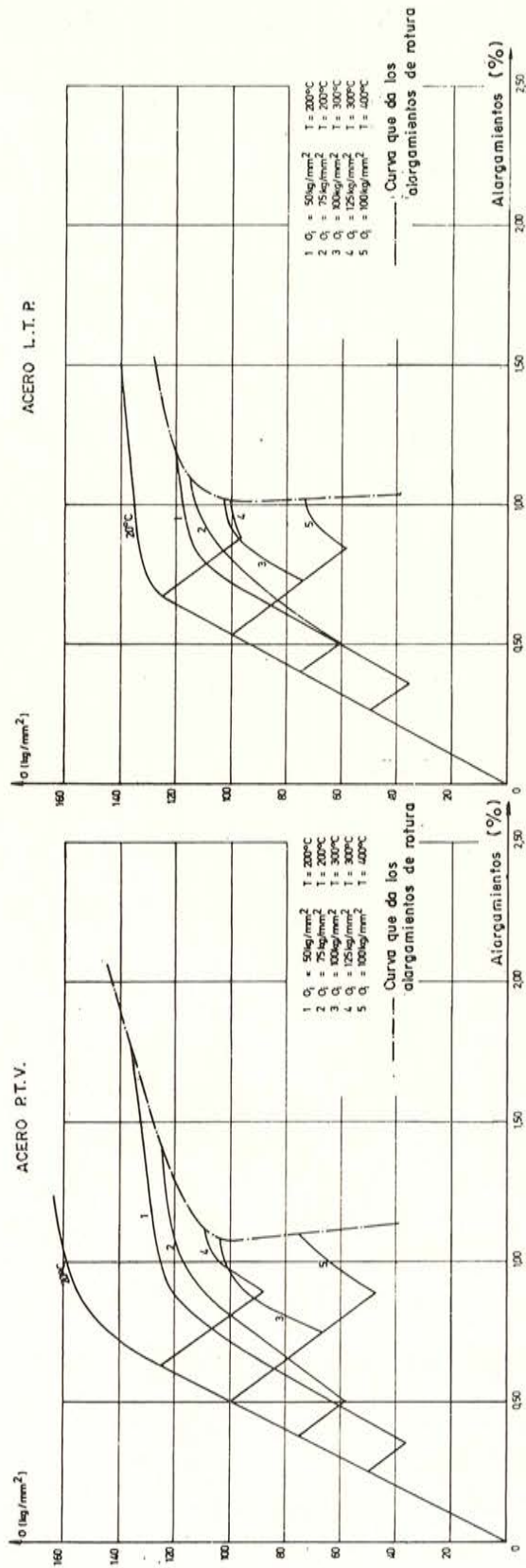


Figura 35.

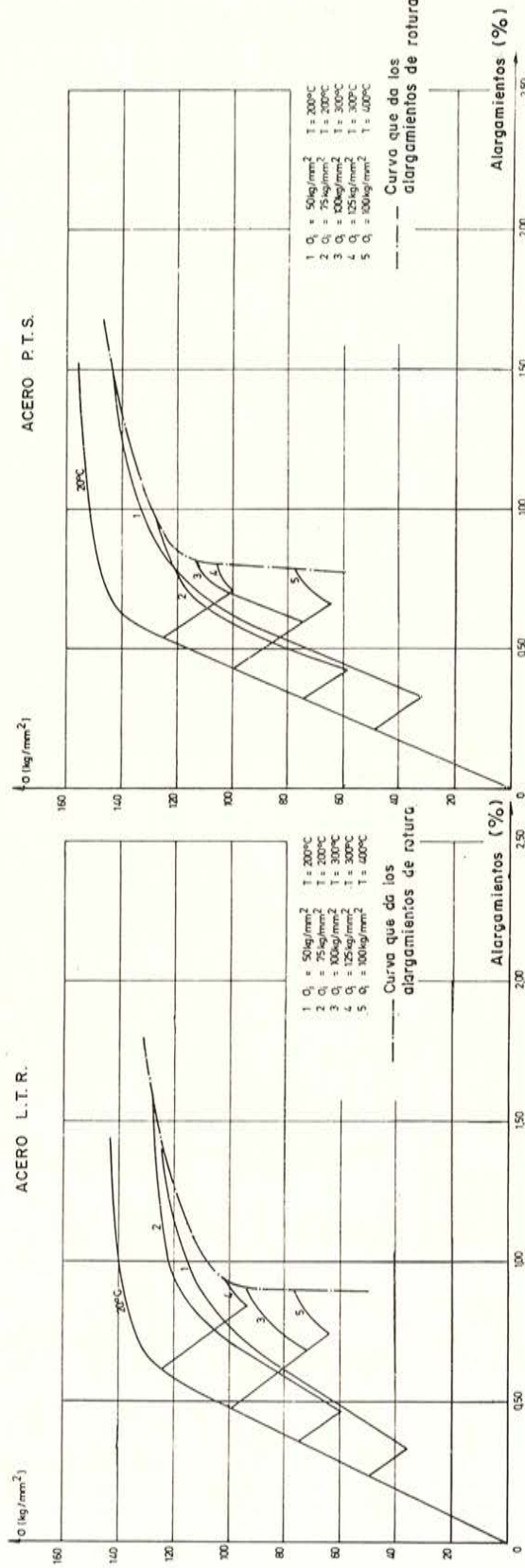


Figura 37.

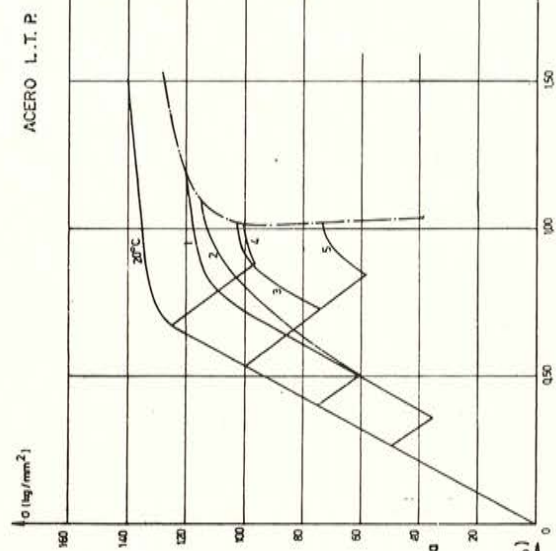


Figura 36.

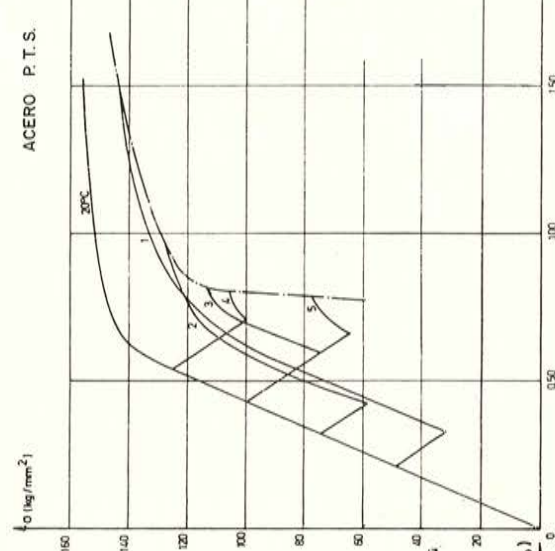


Figura 38.

Para temperaturas inferiores, la rotura se produce indiferentemente en la parte calentada o fuera de ella; se observa, no obstante, que en la parte calentada se presentan el doble de roturas que en la otra.

La temperatura de transición no es exactamente la misma para los cuatro aceros estudiados, como puede comprobarse en los diagramas dados en las figuras 27, 28, 29 y 30, en los que la temperatura de transición es aquella para la cual comienza a decrecer la resistencia de forma sensible.

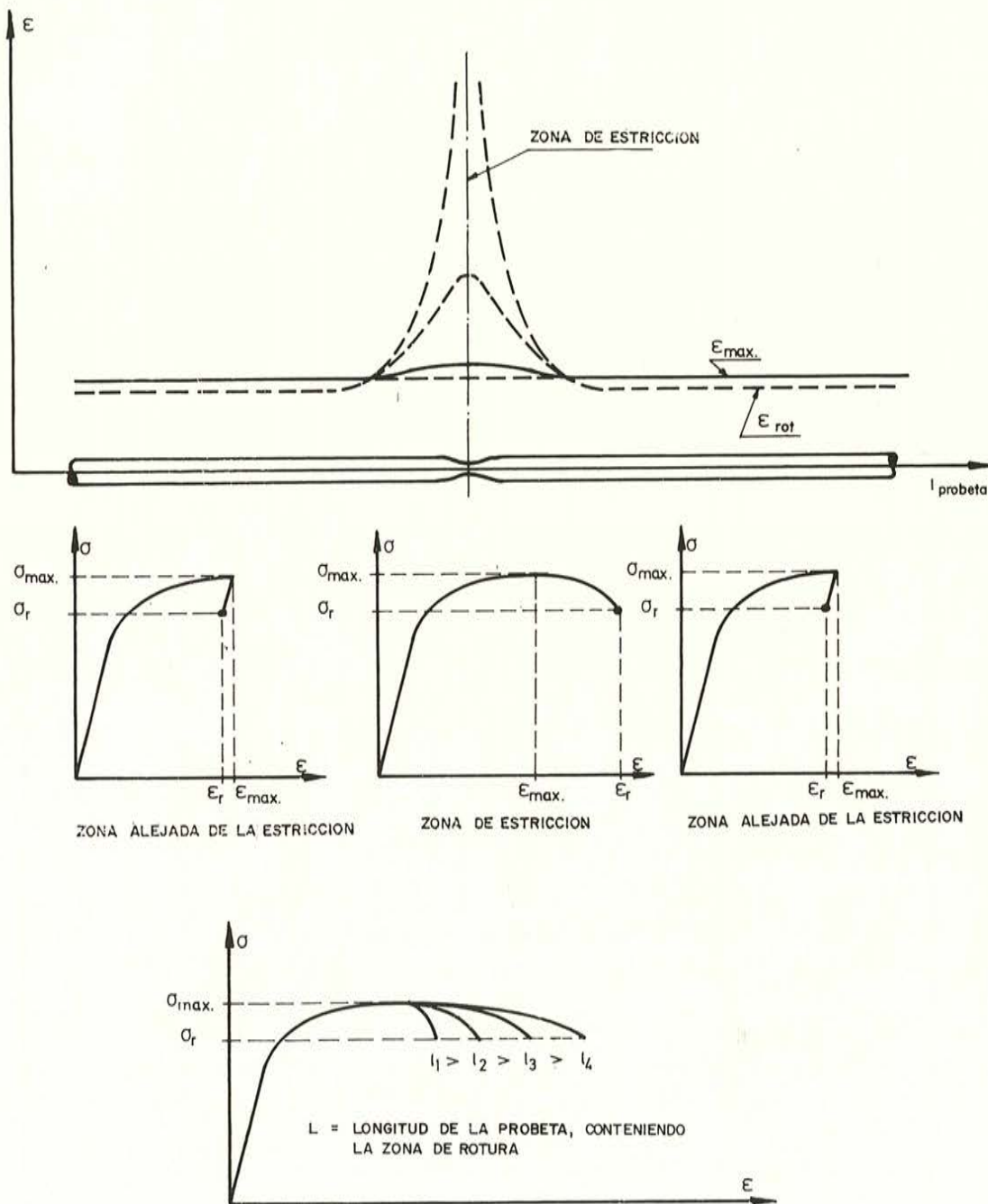


Figura 39.

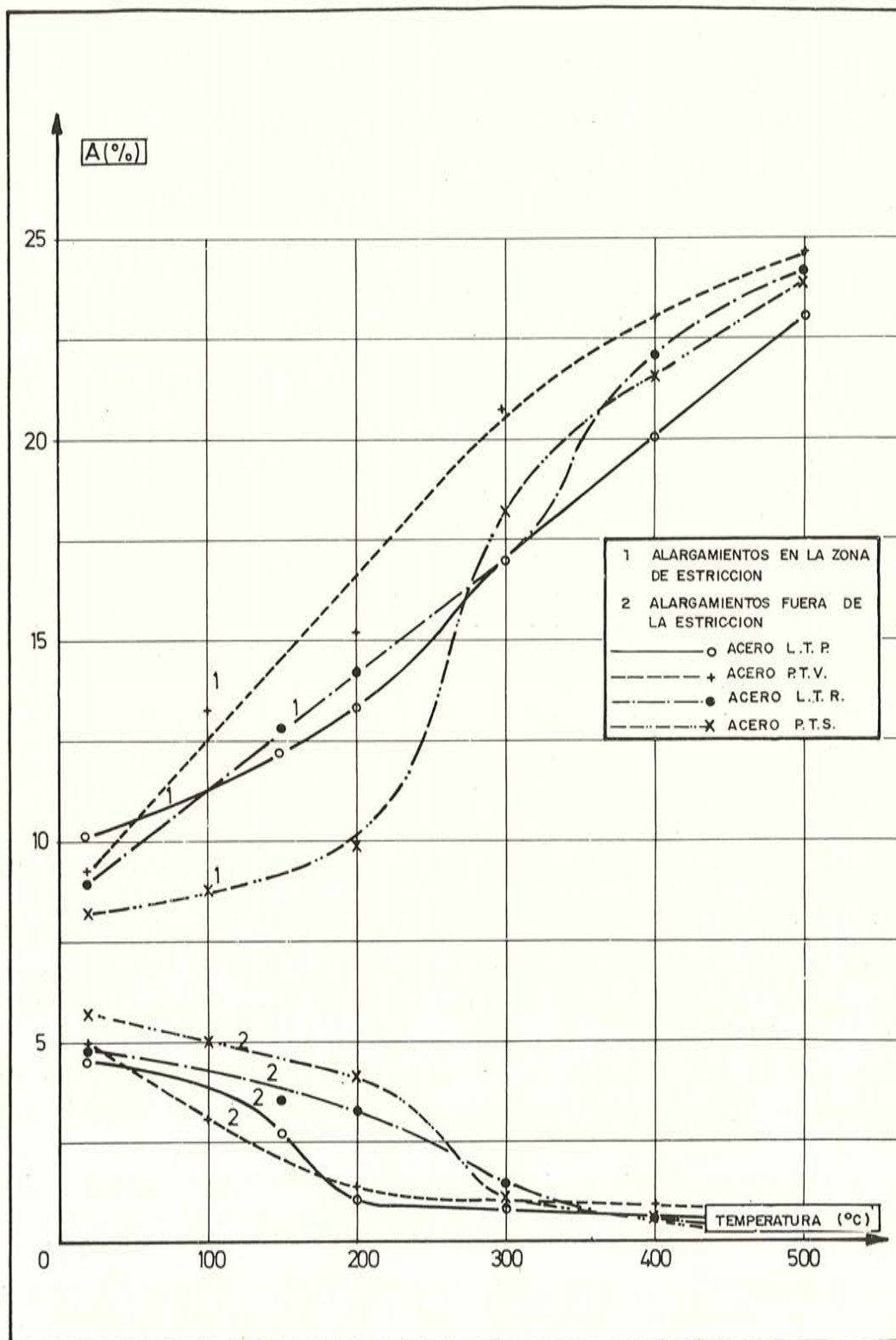


Fig. 40. — Evolución de los alargamientos medidos después del ensayo, en función de la temperatura.

Sobre 12 probetas ensayadas a la temperatura de 200° C, sólo dos se rompieron fuera de la zona calentada; estas dos probetas eran de acero L.T.R.

Conviene hacer notar que los resultados obtenidos en la zona calentada representan perfectamente el comportamiento de los aceros a temperatura elevada, hasta el momento de aparecer la estricción; en este momento, la sección disminuye de manera que se produce un aumento local de la resistencia eléctrica del alambre, creándose un calentamiento localizado. De todos modos, el ensayo ha terminado ya, puesto que el comportamiento del alambre después de aparecer la estricción no presenta ya interés desde el punto de vista de la resistencia de las obras pretensadas.

En una viga, las deformaciones utilizables de las armaduras son las uniformemente repartidas, limitadas por la aparición de la estricción; la carga y las deformaciones máximas se obtienen en el momento de aparecer la estricción, ya que entonces la fisura de la viga que coincide con la estricción no cesa ya de abrirse hasta llegar a la rotura.

La evolución de las deformaciones se esquematiza en la figura 39.

Las deformaciones crecen en todas las secciones de una armadura hasta que se llega a la carga máxima; una vez alcanzada esta carga, las deformaciones aumentan rápidamente en la proximidad de la zona de estricción, mientras que la carga decrece; en las restantes secciones, la disminución de la carga va acompañada de una reducción aproximadamente elástica de las deformaciones.

Los ensayos muestran que la deformación máxima bajo carga fuera de la zona de estricción, que es una característica útil en la práctica, presenta muy poca dispersión. Los alargamientos medidos sobre una base que incluya la zona de estricción son mucho más dispersos, están influidos por las deformaciones plásticas localizadas y dependen de la longitud de la base de medida (fig. 39).

Por esta razón, las normas modernas introducen los alargamientos máximos fuera de la zona de estricción como característica de ductilidad de las armaduras.

Los diagramas tensión-deformación obtenidos a diferentes temperaturas muestran que las deformaciones máximas bajo carga, fuera de la zona de estricción, decrecen rápidamente cuando aumenta la temperatura; por el contrario, los alargamientos en la zona de estricción en el momento de la rotura crecen rápidamente en función de la temperatura.

El diagrama de la figura 40 muestra la evolución, en función de la temperatura, de las deformaciones máximas medidas sobre una base de 10 Ø, en la zona de la estricción y en una zona alejada de ella.

Según este diagrama, se observa que los alargamientos máximos fuera de la estricción empiezan a disminuir para temperaturas inferiores a 100° C; esta reducción de alargamientos no es continua y varía con el tipo de acero.

En general, la disminución es rápida entre 100 y 300° C; luego, se atenúa mucho por encima de los 300° C. Cerca de los 500° C los alargamientos son diez veces menores que a 20° C.

Las curvas relativas a los alargamientos medidos en la zona de estricción son más regulares; para una temperatura del orden de 500° C, los alargamientos de rotura son de dos a tres veces mayores que a 20° C.

La diferencia entre el comportamiento de los aceros a temperatura elevada y a temperatura ambiente se traduce en:

- Una disminución de la carga máxima correspondiente a la aparición de la estricción.
- Una reducción de los alargamientos máximos bajo carga fuera de la zona de estricción.
- Un aumento de los alargamientos en la zona de estricción. Se observa, además, que la amplitud de la zona plastificada próxima a la estricción es más pequeña a temperatura elevada que a temperatura ambiente; resulta de ello un aumento considerable del coeficiente de estricción.

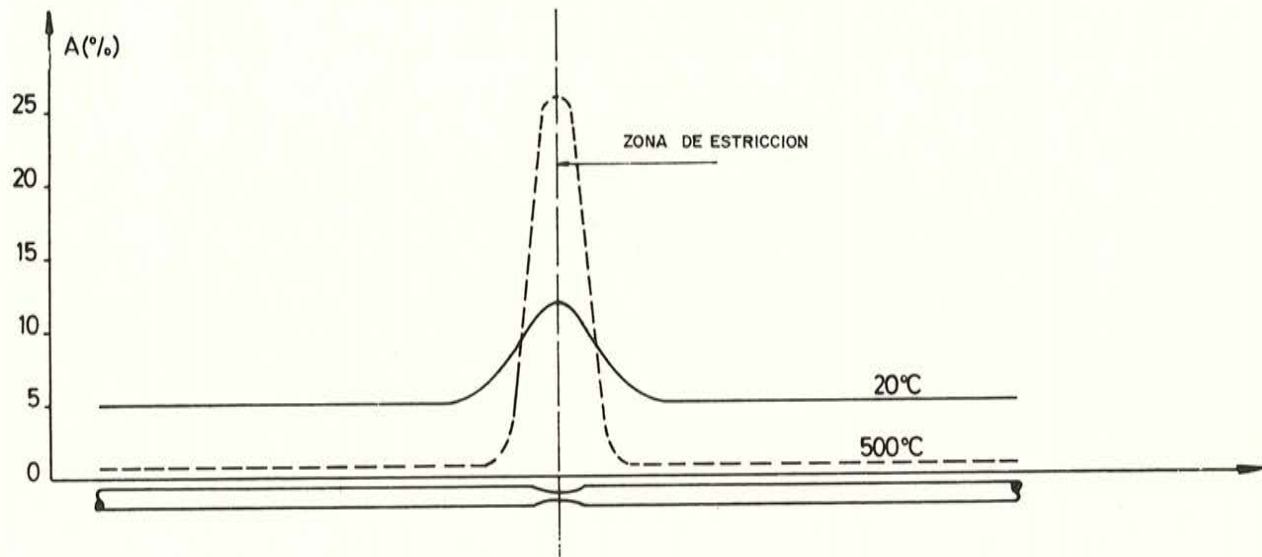


Figura 41.

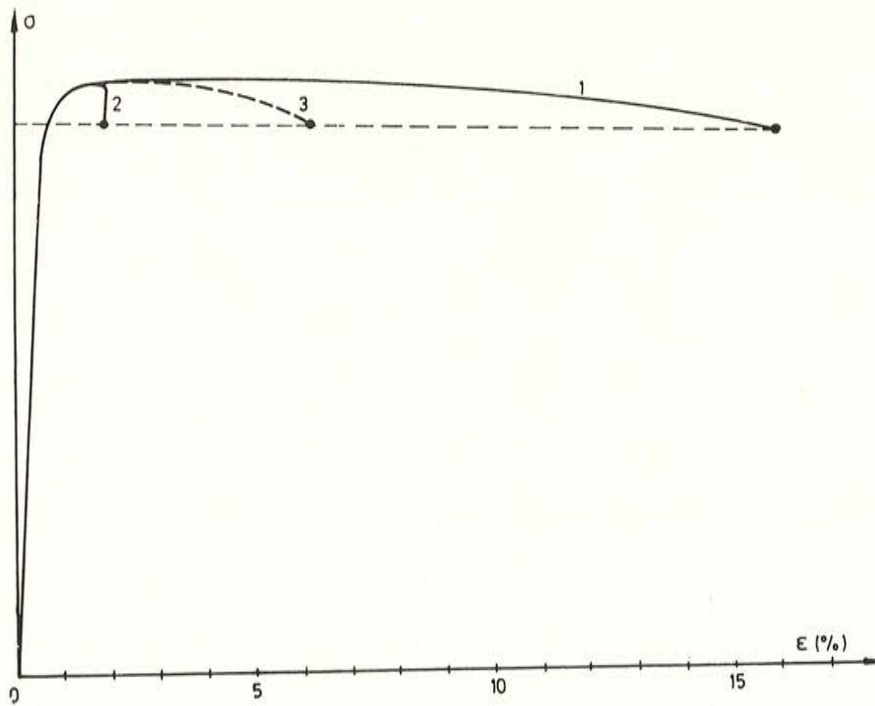


Figura 42.

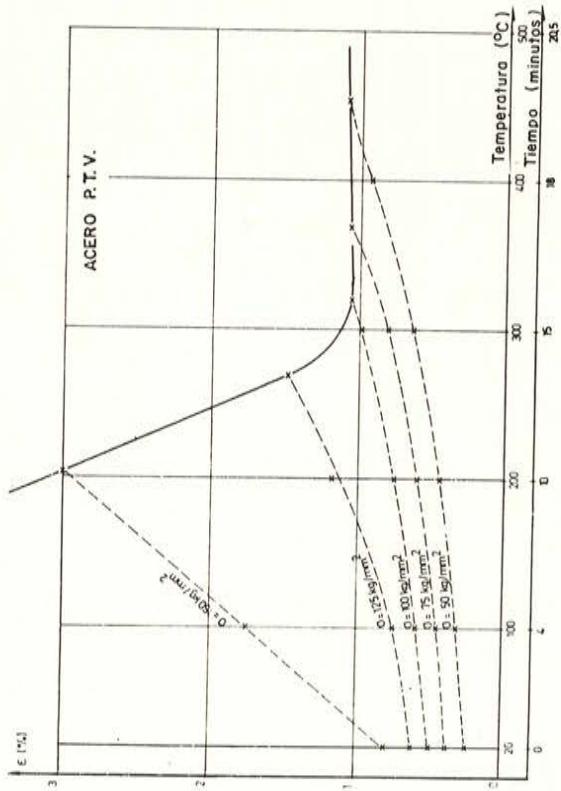


Figura 43.

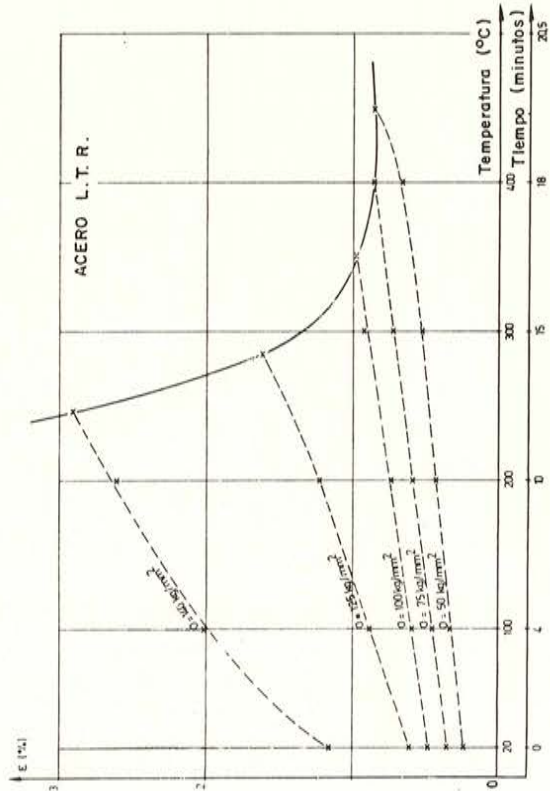


Figura 45.

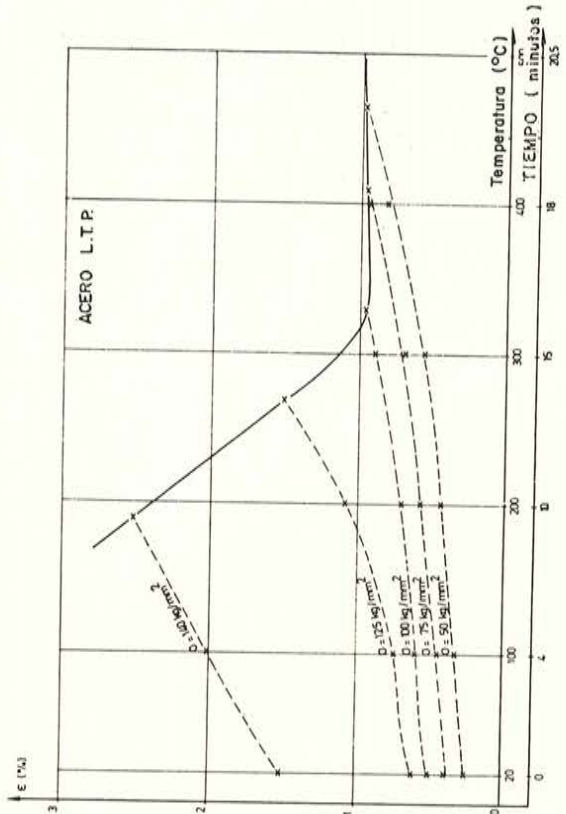


Figura 44.

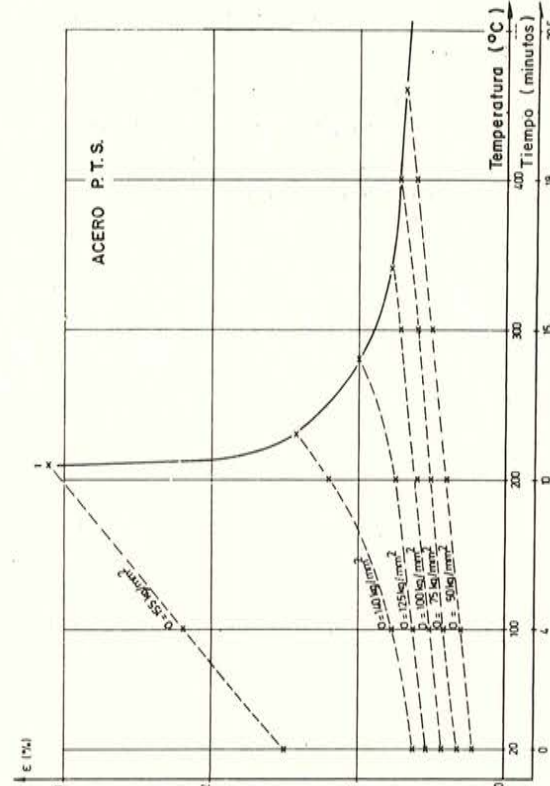


Figura 46.

La figura 41 muestra, a título de ejemplo, el reparto de deformaciones de una probeta en el momento de la rotura, respectivamente a 20 y a 500° C; a 20° C los alargamientos en la zona de estricción son dos veces mayores que los medidos en otras secciones, mientras que a 500° C son 30 veces mayores.

La figura 42 muestra los diagramas tensión-deformación obtenidos, respectivamente, sobre una base que contiene la estricción (1), sobre una base alejada de la estricción (2) y sobre toda la longitud calentada, igual a 40 Ø (3).

A continuación se detalla, sucesivamente, cada una de las tres series de ensayos.

1.ª SERIE.

En las figuras 15, 16, 17 y 18 se dan las curvas envolventes de las deformaciones máximas correspondientes a probetas calentadas a una temperatura determinada.

Estas curvas son bastante poco inclinadas sobre el eje vertical para las temperaturas elevadas y se inclinan mucho en la zona de bajas temperaturas. Se deduce que los alargamientos máximos bajo carga varían relativamente poco para las temperaturas superiores a 300° C.

2.ª SERIE.

La segunda serie de ensayos conduce a las mismas curvas envolventes de alargamientos máximos bajo carga que la primera serie.

Al ser diferente el tipo de ensayo, había podido esperarse que el fenómeno de fluencia influyese en los valores de los alargamientos máximos bajo carga, pero parece ser que no ocurre así.

Las figuras 43, 44, 45 y 46 dan, para cada tipo de acero, la evolución de las deformaciones en función de la temperatura o del tiempo, así como las curvas envolventes de las deformaciones máximas bajo carga.

El diagrama de la figura 47 permite comparar las curvas envolventes relativas a los

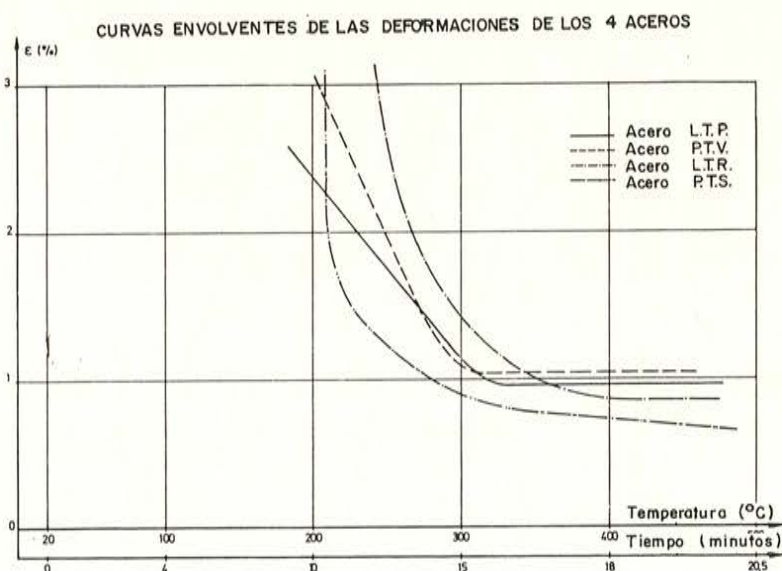


Figura 47.

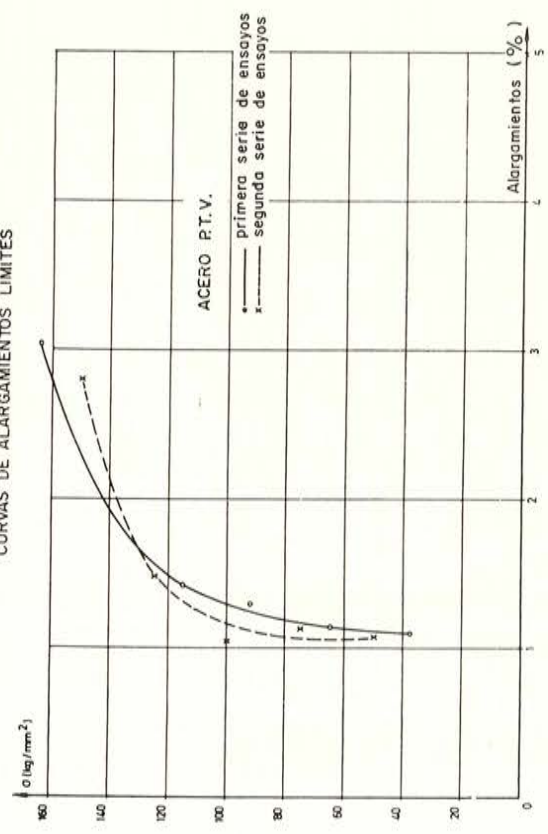


Figura 48.

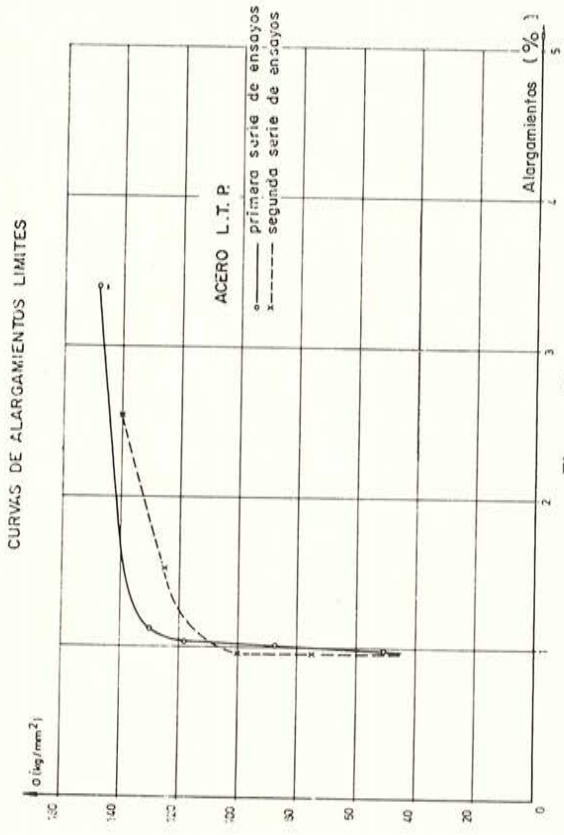


Figura 49.

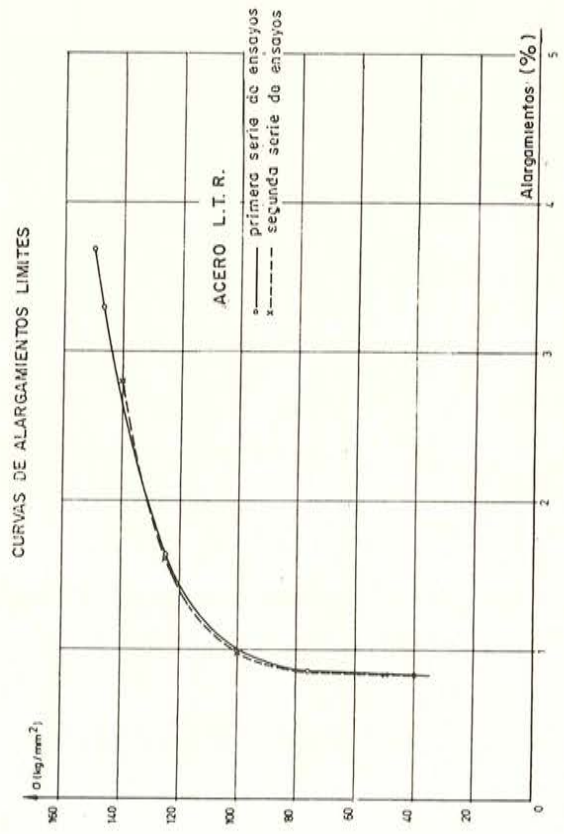


Figura 50.

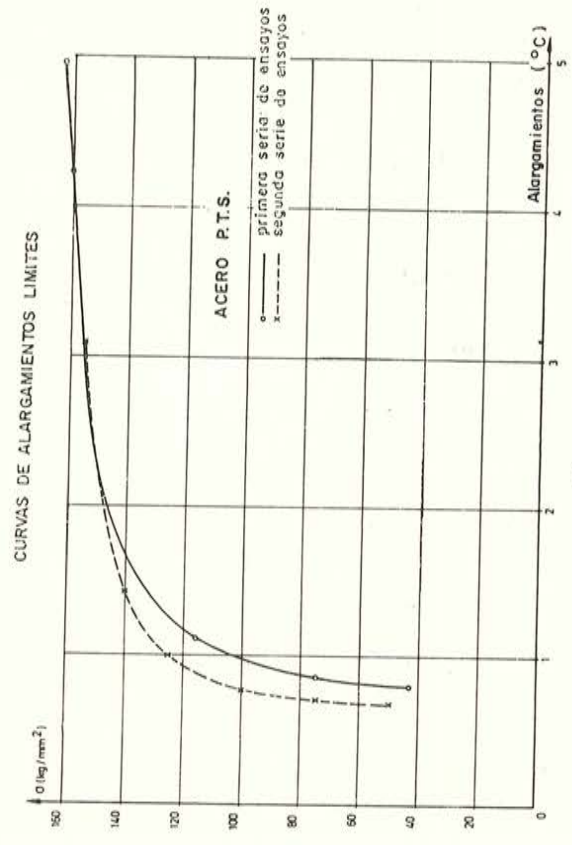


Figura 51.

cuatro tipos de acero; se observa que las deformaciones máximas difieren de un acero a otro, para cada temperatura.

Si se comparan estas curvas con las de deformaciones máximas obtenidas en la primera serie de ensayos, se comprueba que la diferencia es igual a la dilatación térmica de los aceros correspondiente a la temperatura del ensayo.

Los diagramas de las figuras 48, 49, 50 y 51 dan, para los cuatro aceros estudiados, las curvas de los alargamientos máximos obtenidos en la segunda serie de ensayos y las curvas que dan la suma de los alargamientos máximos de la primera serie de ensayos y de la dilatación térmica. Se observa una concordancia casi perfecta entre estas curvas, siendo achacables las pequeñas diferencias a la dispersión de los resultados de los ensayos.

La fluencia que se produce durante los doce a veinte minutos que duran los ensayos no parece influir en los valores de las deformaciones máximas.

3.^a SERIE.

Los diagramas de las figuras 52, 53, 54 y 55 muestran, para cada acero estudiado, la evolución de los alargamientos máximos, en función de las tensiones dadas, correspondientes a la segunda y tercera serie de ensayos; se comprueba que, en cada diagrama, las dos curvas se confunden prácticamente.

Las figuras 56, 57, 58 y 59 permiten comparar los diagramas tensiones-deformaciones máximas obtenidas en los tres tipos de ensayos. Se comprueba que estas curvas son prácticamente independientes del tipo de ensayo, es decir, independientes del tiempo de aplicación de la temperatura y del mantenimiento de la constancia de la tensión inicial en el transcurso del calentamiento.

Se han representado también en los diagramas las curvas que dan las deformaciones medias. Estas últimas curvas dan los valores de las deformaciones máximas que pueden adoptarse con garantía en los cálculos de elementos pretensados sometidos durante un corto plazo, a la acción del calor; como es el caso de un incendio.

Para una temperatura dada, los alargamientos disponibles bajo carga son los mismos, con independencia de que las vigas se calienten hasta rotura bajo carga constante (las dilataciones térmicas del acero y del hormigón son parecidas, por lo que puede suponerse que las tensiones del acero se mantienen constantes cuando no hay relajación) o que sean sometidas en caliente a una sobrecarga, que puede provenir, por ejemplo, del hundimiento de las plantas superiores.

En lo que respecta a la evolución de las resistencias de las armaduras en función de la temperatura, los ensayos muestran que esta resistencia disminuye rápidamente cuando la temperatura sobrepasa un valor comprendido entre 150 y 250° C, según el tipo de acero. Esta disminución es prácticamente lineal, y para temperaturas elevadas, las resistencias de los cuatro aceros estudiados son prácticamente las mismas.

Si se compara la evolución en función de la temperatura, de la carga de rotura determinada en los tres tipos de ensayos, se comprueba que estas cargas son casi idénticas para las probetas previamente calentadas y sometidas luego a tracción hasta rotura (primer tipo de ensayo) y para las probetas previamente tesas y calentadas luego hasta rotura (segundo tipo de ensayo). Las diferencias se diluyen en las dispersiones de los re-

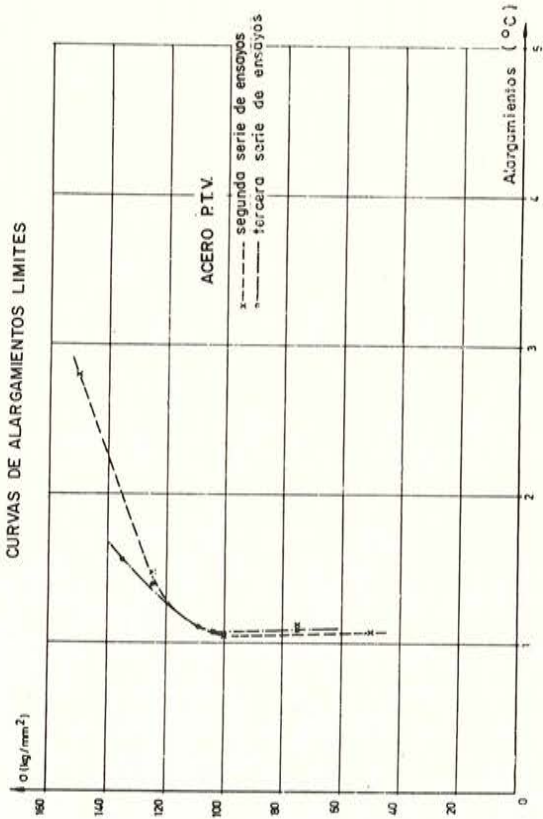


Figura 52.

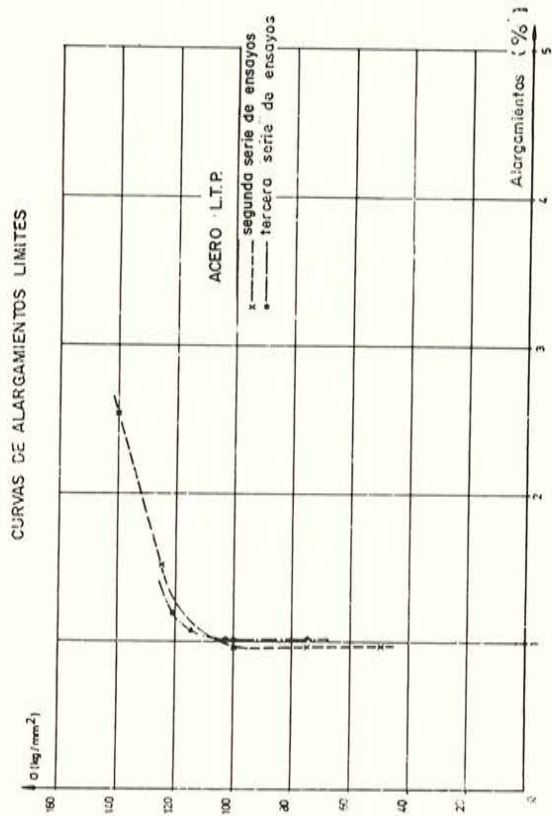


Figura 53.

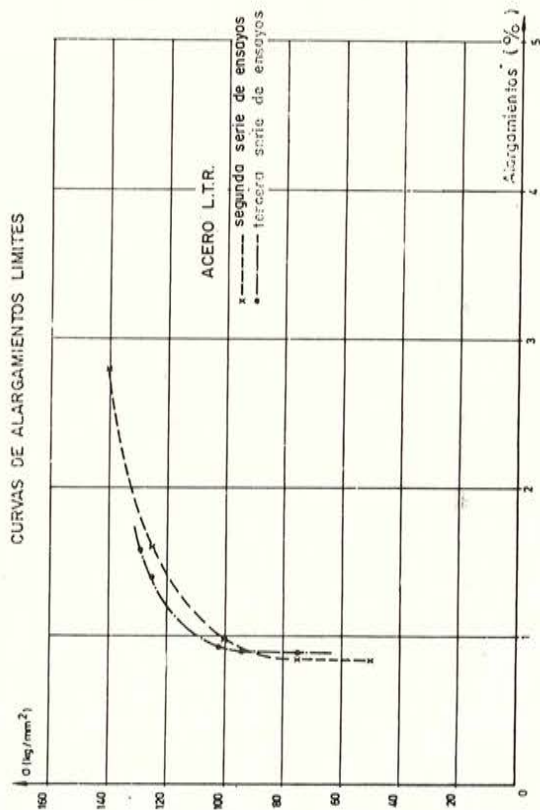


Figura 54.

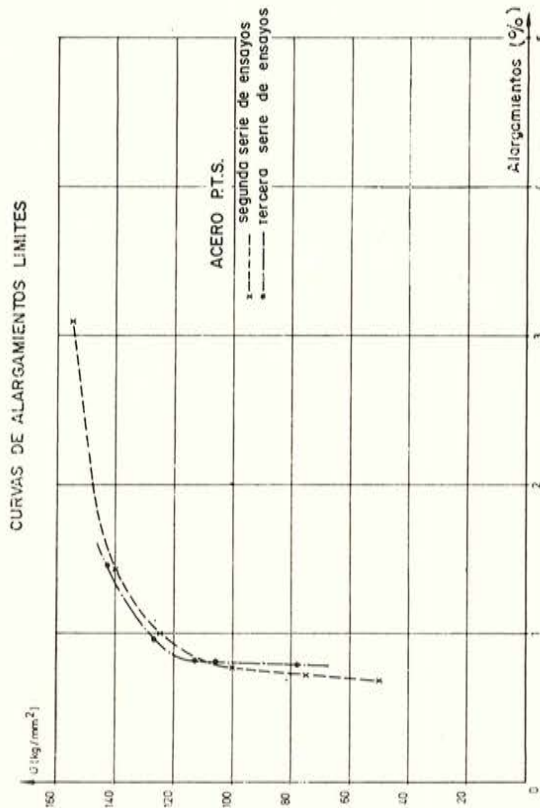


Figura 55.

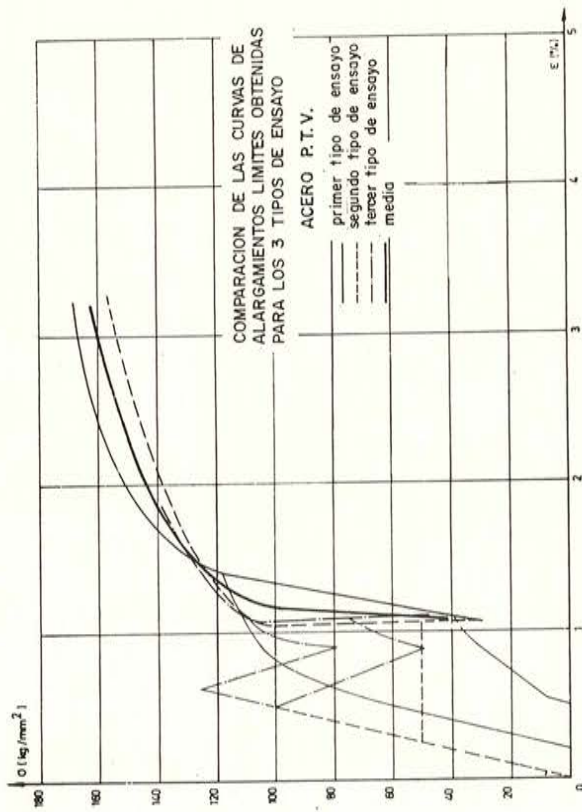


Figura 56.

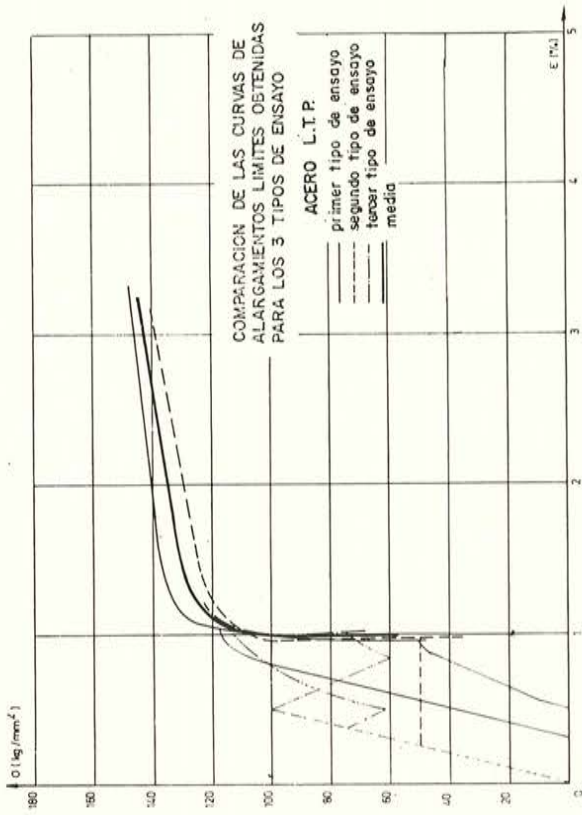


Figura 57.

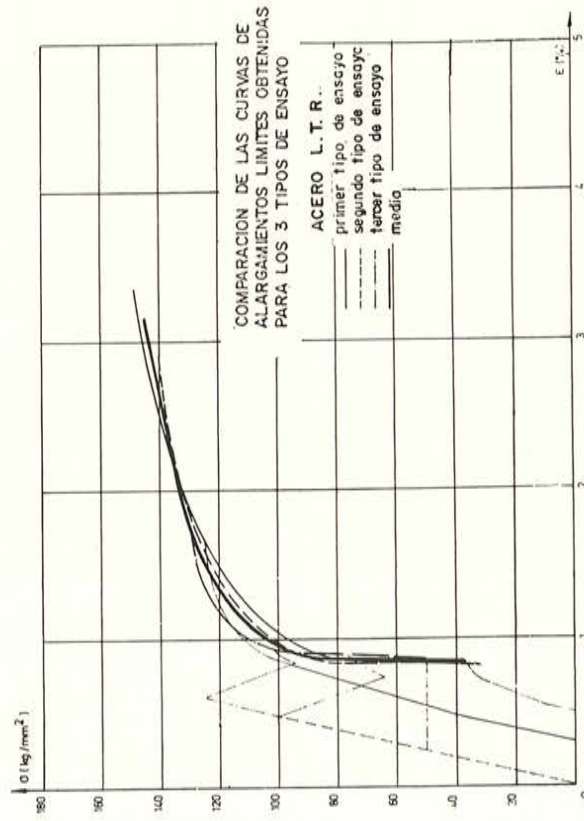


Figura 58.

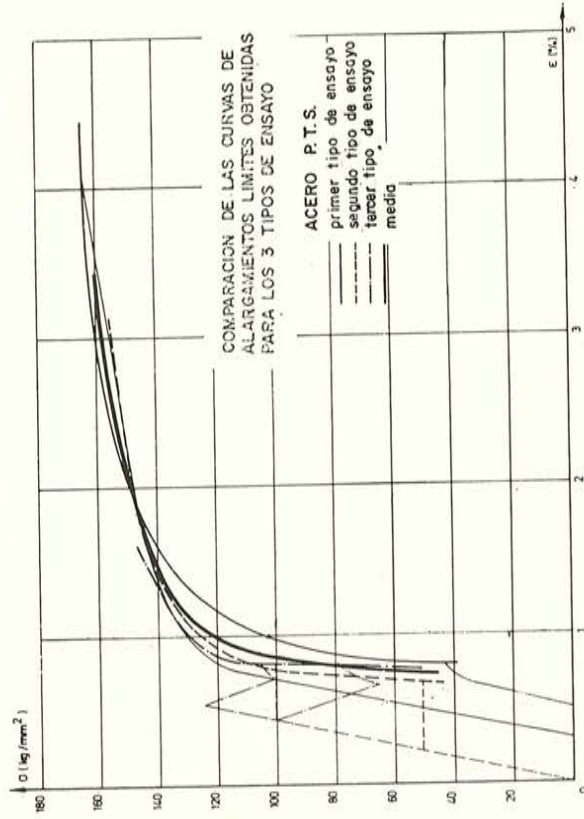


Figura 59.

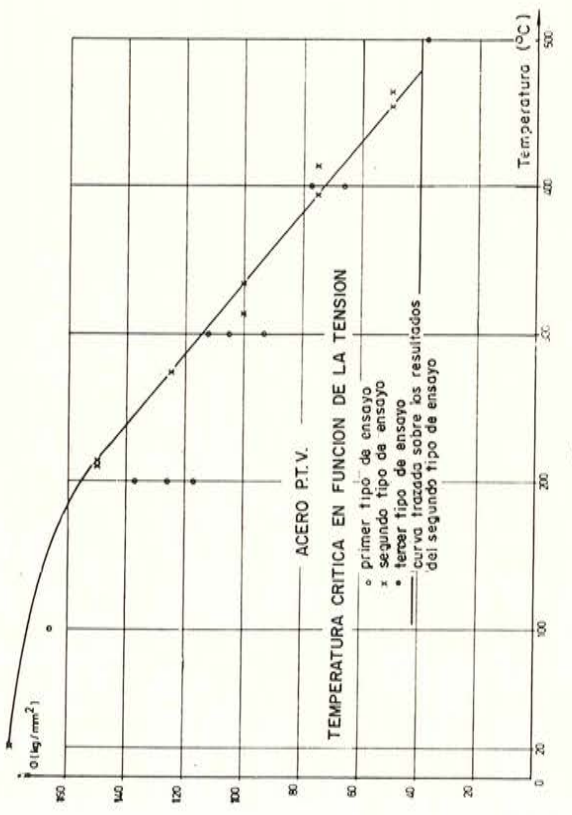


Figura 60.

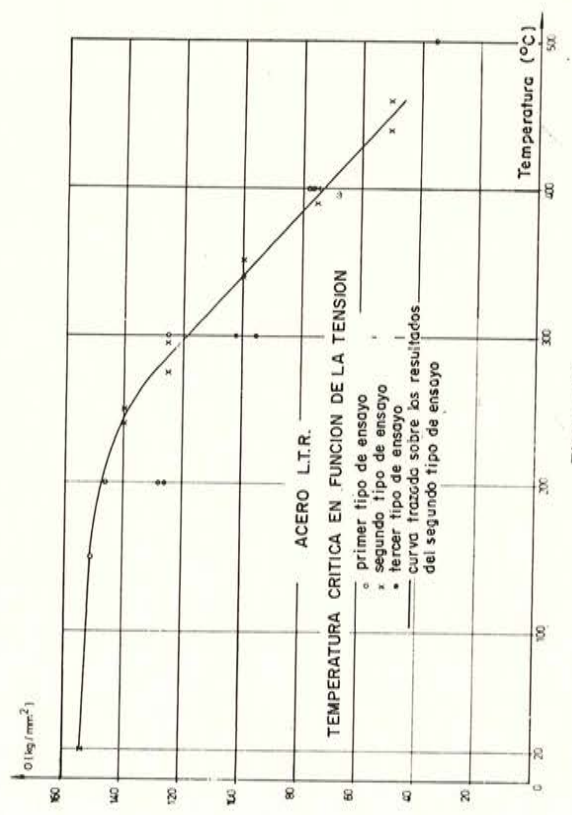


Figura 62.

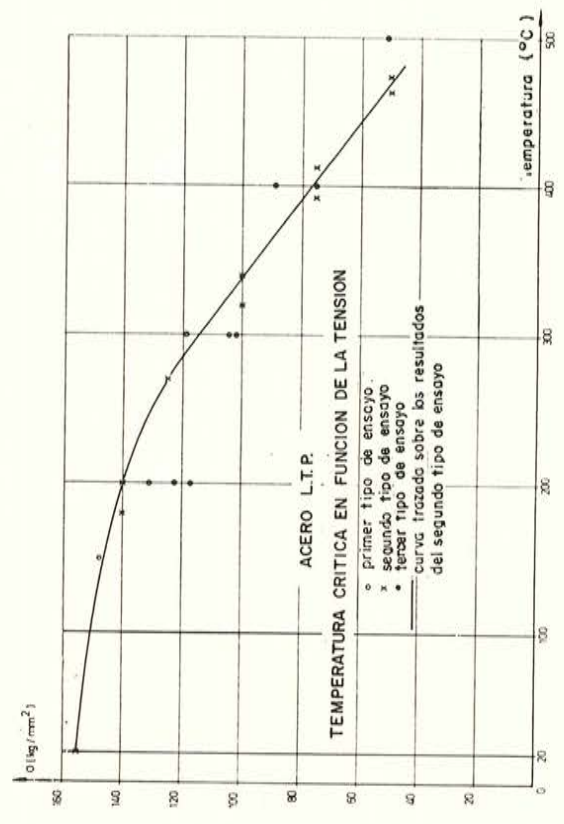


Figura 61.

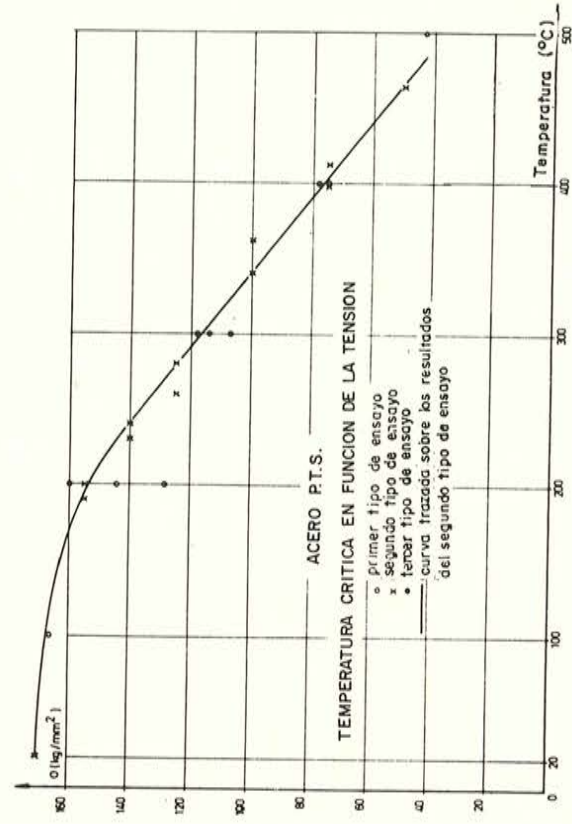


Figura 63.

sultados. En cambio, el tercer tipo de ensayo da resistencias inferiores para temperaturas comprendidas entre 200 y 300° C, atenuándose la diferencia para temperaturas superiores y anulándose prácticamente para 400° C.

Las figuras 60, 61, 62 y 63, relativas a las temperaturas críticas, dan la evolución de las tensiones de rotura, en función de la temperatura, para la segunda serie de ensayos; se representan igualmente en estos diagramas los puntos correspondientes a las resistencias medias obtenidas en la primera y la tercera serie de ensayo.

El conjunto de ensayos muestra que el comportamiento de los aceros a temperaturas elevadas puede definirse en forma válida por las dos características siguientes, que son prácticamente independientes del tipo de ensayo:

- 1.^a El alargamiento máximo bajo carga, medido fuera de la zona de estricción, para una temperatura dada.
- 2.^a La tensión de rotura a una temperatura dada.

Estas dos características decrecen sensiblemente en función de la temperatura. Los valores de los alargamientos máximos disminuyen cuando la temperatura aumenta.

Las resistencias disminuyen prácticamente de un modo lineal en función de la temperatura, a partir de una temperatura de transición que se sitúa, para los cuatro aceros estudiados, alrededor de los 200° C.

CAPITULO III

ENSAYOS SOBRE HORMIGONES

3.1. Introducción.

Se han completado los ensayos sobre armaduras con algunos ensayos sobre hormigones sometidos a la influencia del calor.

Estos ensayos no constituyen un estudio sistemático del comportamiento del hormigón al fuego, sino que tienden, principalmente, a tratar de evaluar el orden de magnitud de la alteración de ciertas características mecánicas de dos tipos de hormigón, con objeto de poder afinar los cálculos sobre vigas incluidas en el capítulo IV.

La gama de temperaturas previstas es semejante a la adoptada para el estudio de los aceros.

Los ensayos permiten determinar la temperatura, a partir de la cual comienza a decrecer la resistencia del hormigón, el orden de magnitud de la pérdida de resistencia y el límite que puede razonablemente admitirse para la reutilización de hormigones que han estado expuestos al calor.

No es objeto de este estudio la determinación de las temperaturas correspondientes a modificaciones profundas de los áridos o del conglomerante.

Antes de presentar los resultados de los ensayos se estima útil recordar algunas consideraciones generales sobre el comportamiento de los hormigones a temperaturas elevadas.

3.2. Generalidades sobre el comportamiento de los hormigones a temperaturas elevadas.

La influencia del calor sobre el hormigón se traduce en una dilatación diferencial de los áridos y de los cristales constituyentes del conglomerante, así como en una evaporación del agua contenida en el hormigón bajo diversas formas.

La dilatación diferencial de los áridos puede provocar fisuras cuya importancia depende del coeficiente de dilatación.

Algunos componentes de los áridos o de los cristales sufren una transformación, a temperatura elevada, acompañada de una dilatación considerable así como de un descenso de su resistencia propia.

El agua aparece en el hormigón en forma de agua o vapor libre, capilar o sin tensión superficial, así como en forma de agua químicamente combinada con el cemento y los áridos; la eliminación de una parte del agua puede producirse sin alteración de la estructura cristalina del gel, mientras que la eliminación de otra parte modifica dicha estructura. El calor modifica sustancialmente el equilibrio higrométrico en el hormigón, las tensiones capilares y las presiones de los gases.

Acción del calor sobre el conglomerante.

Si se calienta un conglomerante hidratado, se van eliminando sucesivamente las diversas especies de agua que contiene.

Para eliminar el agua físicamente unida, es necesaria una temperatura superior a 110° C, y tanto más elevada cuanto más íntimamente aparezca unida el agua a los constituyentes hidratados.

La ausencia de este agua, que interviene en la resistencia del hormigón, detiene el proceso de endurecimiento del conglomerante.

A una temperatura superior a los 400° C se produce la disociación de los constituyentes hidratados, con una importante caída de la resistencia y de la cohesión del hormigón; en este estadio, la disociación comienza por la de la cal hidratada.

La eliminación del agua zeolítica, con modificación de la estructura de los cristales, requiere una temperatura muy elevada.

La deshidratación completa, correspondiente a la destrucción del hormigón, se produce en las proximidades de los 1.000° C.

Acción del calor sobre los áridos.

La dilatación térmica de los áridos puede ser muy diferente de la del conglomerante hidratado.

Los áridos de bajo coeficiente de dilatación, tales como las rocas eruptivas, las escorias, los materiales cerámicos machacados, confieren al hormigón un mejor comportamiento al calor.

Algunas gravas apenas experimentan modificaciones, mientras que otras atraviesan por un ciclo más o menos reversible de transformaciones; este es el caso de ciertas rocas silíceas que, según su composición cristalográfica, experimentan o no la acción de las diferentes alotropías de la sílice.

Algunas de estas transformaciones, como la del cuarzo hacia los 550° C, van acompañadas de un hinchamiento importante.

Otras gravas, como las de tipo calizo experimentan transformaciones irreversibles que tienen lugar con liberación de CO₂ y formación de cal viva o magnesita.

Por último, algunos áridos pueden perder su agua de composición bajo la acción del calor; a título de ejemplo puede citarse el caolín, que es un constituyente de las arcillas.

Características de los hormigones.

CONDUCTIVIDAD TÉRMICA.

La conductividad térmica λ corresponde a la cantidad de calor que atraviesa, en las condiciones normales de ensayo, un metro de espesor de hormigón por hora, por metro cuadrado de superficie y por grado de diferencia de temperatura entre las dos caras; se expresa en kilocalorías por metro, hora y grado centígrado (kcal/m h° C); varía con la composición del hormigón y, especialmente, con su contenido en cemento y en agua; disminuye ligeramente al aumentar la temperatura.

Pueden admitirse valores de λ del orden de 1,2 a 1,3 para los hormigones mojados y del orden de 0,8 a 1,0 para los hormigones secos.

Un aumento de la cantidad de agua de amasado lleva consigo una disminución del 5 al 15 por 100 de los valores de λ para temperaturas inferiores a 300° C, como consecuencia de los huecos creados por la evaporación del agua en exceso.

Los valores de λ disminuyen todavía más para temperaturas superiores a 300° C, a causa de las transformaciones que experimentan el hormigón y su conglomerante.

Los hormigones ligeros presentan conductividades térmicas muy bajas y constituyen, por tanto, buenos materiales de aislamiento térmico y de protección contra incendio.

En la tabla 19 se indican algunas características relativas a estos hormigones.

TABLA 19

Característica	Hormigones celulares	Hormigones de piedra pómez o escoria expandida	Hormigones de arcilla o de esquistos expandidos	Hormigones de cenizas	Hormigones de ladrillo machacado	Hormigones cavernosos
Peso en estado seco (kg/m ³)	450 600 900 a a a 600 900 1.200	650 a 900	750 a 950	800 a 1.100	1.100 a 1.350	1.600 a 1.800
Conductividad térmica en estado seco (kcal/mh °C)	0,07 0,12 0,20 a a a 0,12 0,20 0,40	0,14 a 0,22	0,16 a 0,22	0,22 a 0,30	0,28 a 0,35	0,45 a 0,55

CALOR ESPECÍFICO.

El calor específico "c" permite evaluar la cantidad de calor que debe aportarse para que el hormigón alcance una temperatura determinada; corresponde al número de calorías necesarias para elevar 1° C un gramo de hormigón.

Como orden de magnitud de los calores específicos, que son bastante dispersos, pueden recordarse las cifras siguientes: $c = 0,21$ a $0,25$ cal/gr° C para los hormigones, $c = 0,195$ a $0,21$ para los áridos y $c = 0,25$ a $0,32$ para la pasta de cemento endurecida.

Estos valores han sido deducidos a temperaturas inferiores a 100° C; para temperaturas más elevadas, el calor específico aumenta y son muy poco numerosos los resultados experimentales.

DILATACIÓN TÉRMICA.

El coeficiente de dilatación térmica del hormigón depende principalmente de la naturaleza de los áridos y del contenido en cemento; crece con el contenido en agua y en cemento, y está comprendido entre 0,70 y 1,25 por 10^{-5} . Las normas admiten, generalmente un solo valor, igual a 1×10^{-5} . La pasta de cemento tiene un coeficiente de dilatación térmica comprendido entre 1,25 a 1,45 por 10^{-5} .

El coeficiente de dilatación térmica varía con la temperatura; para temperaturas elevadas, es recomendable utilizar hormigones constituidos por áridos cuya expansión sea baja y uniforme, tal como, por ejemplo, la escoria de horno alto.

RESISTENCIA.

La evolución de la resistencia de los hormigones en función de la temperatura depende principalmente de la calidad del cemento, de la arena y de los áridos, de la dosificación, de la forma de elaboración y de la edad.

La mayor parte de los ensayos de laboratorio presentan dispersiones importantes, debidas principalmente, según parece, a una falta de homogeneidad de calentamiento, así como al hecho de que los ensayos se refieren a menudo a hormigones jóvenes, cuyo contenido en agua es todavía grande.

Se observa que el cemento de escorias proporciona mejores resultados que el portland, hasta 300° C; a esta temperatura, el cemento de escorias puede originar ligeros incrementos de resistencia, mientras que el portland ocasiona reducciones del 10 al 20 por 100.

Entre 300 y 500° C, los dos tipos de cemento proporcionan prácticamente las mismas resistencias.

Los hormigones que contienen áridos silíceos resisten peor la acción de la temperatura.

Siempre que las temperaturas no sean demasiado elevadas, son los áridos calizos los que proporcionan un mejor comportamiento al fuego, al originar la formación de una película superficial de cal que protege térmicamente al hormigón subyacente.

Cuanto más fino es el árido y más alto el contenido en cemento, mejor es la resistencia al fuego del hormigón; estos factores influyen de forma directa en la porosidad (3).

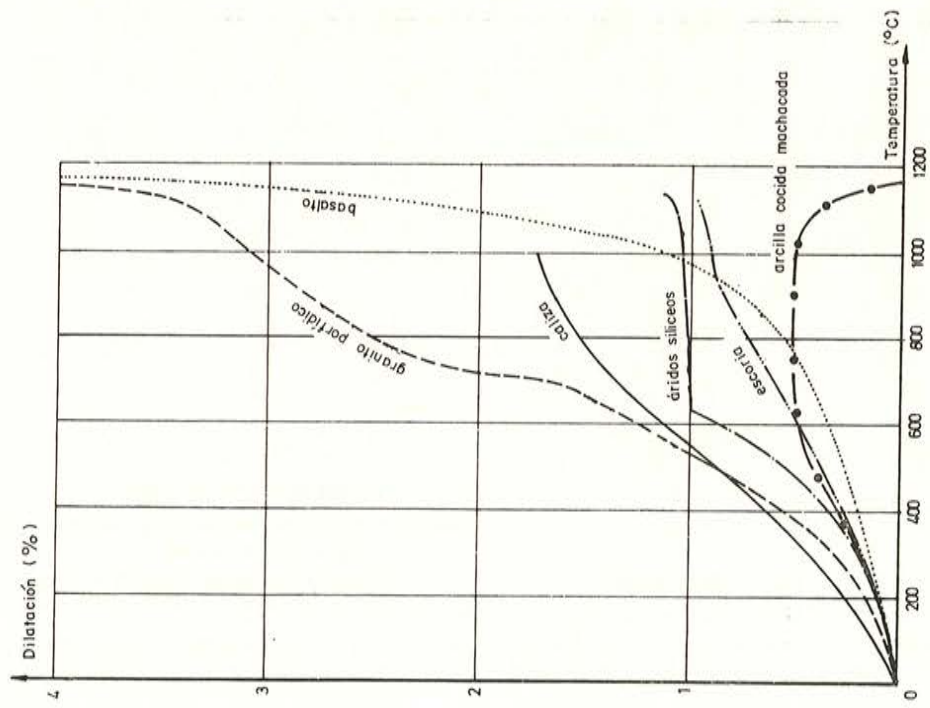
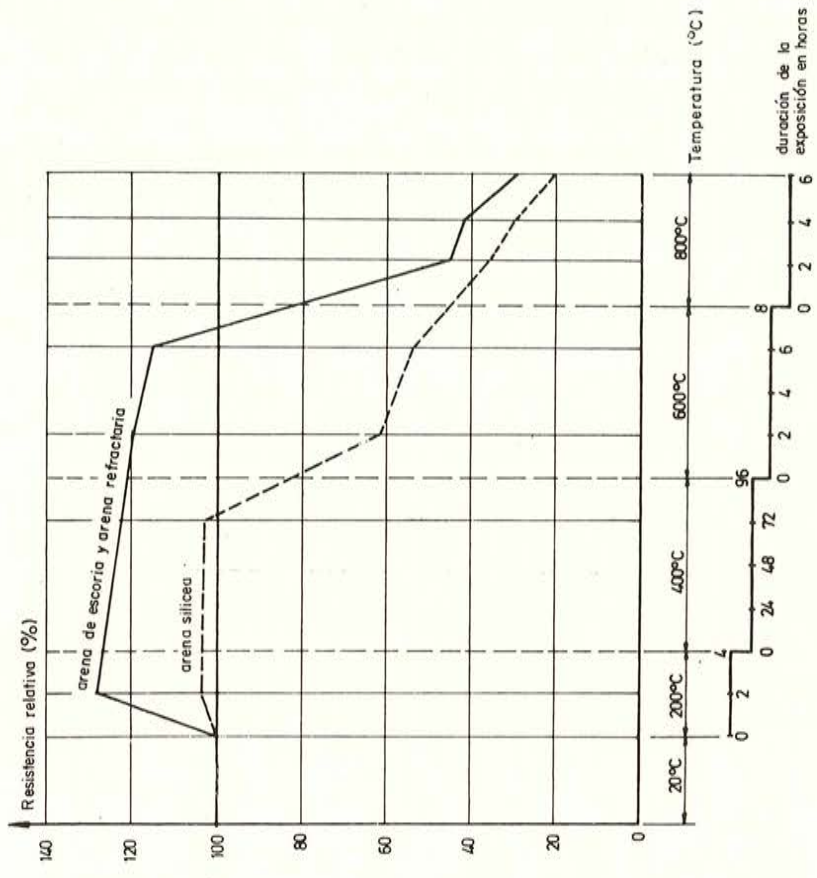


Fig. 64.—Curvas de dilatación de diversos áridos (Endell).



CONSERVACION : 28 dias en agua + 14 dias al aire

COMPOSICION DE LOS DOS MORTEROS ESTUDIADOS : - 2 cemento PDR | 1,5 arena refractaria | 4,5 polvo de escoria
 - 2 cemento PDR | 2 arena silíceo fina | 4 arena silíceo gruesa

Figura 65.

Un estudio sobre el comportamiento al fuego de los áridos calizos, de los feldespatos, de los granitos y del gres ha conducido a las siguientes conclusiones (4):

- Los áridos calizos son los menos conductores del calor.
- Los feldespatos, a los que se asimilan las arcillas, los esquistos, las escorias y las gangas ferríferas, contienen poca sílice; son más conductores del calor que los áridos calizos; sin embargo, su comportamiento es bueno, a condición de que el fuego no sea muy violento.
- Los granitos, más ricos en sílice que los anteriores, se cuartean bajo el efecto del calor, lo que trae como consecuencia un aumento de la conductividad térmica.
- Los gres presentan los cambios de volumen de la sílice.

A título de ejemplo, en la tabla 20 se indica, en función de la temperatura, la evolución de las resistencias de dos hormigones, a base, respectivamente, de áridos basálticos y calizas (5).

TABLA 20

Temperaturas °C	Resistencia del hormigón referida a la resistencia a 20 °C	
	Basalto	Caliza
20	100	100
100	100	86
200	100	76
300	98	69
400	96	63
500	89	57
600	83	53
800	68	44
1.000	50	—
1.200	28	—

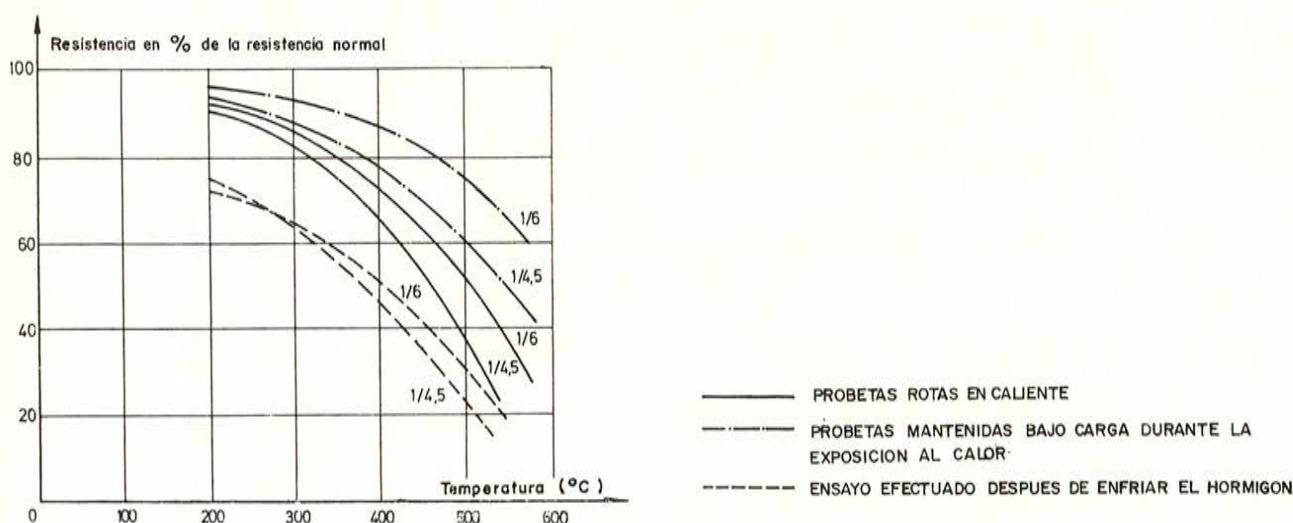


Fig. 66. — Influencia del contenido en cemento del hormigón y de las condiciones de ensayo sobre la evolución de las resistencias a compresión, en función de las temperaturas a las que está expuesto el hormigón.

La figura 64 representa la evolución de la dilatación, en función de la temperatura, de diversos áridos (2).

La figura 65, sacada de los trabajos del C.R.I.C., caracteriza el comportamiento de dos morteros, que permiten mantener la resistencia correspondiente a la temperatura ambiente, al menos, hasta 400° C para el primer mortero y hasta 600° C para el segundo.

La figura 66, igualmente sacada de los trabajos del C.R.I.C., ilustra la influencia del contenido en cemento y de las condiciones de ensayo.

CARACTERÍSTICAS DE LOS HORMIGONES LIGEROS.

El empleo de hormigones ligeros en las estructuras pretensadas ha experimentado un gran incremento, desde 1955, en Estados Unidos y Rusia, y está llamado a desarrollarse considerablemente.

Los hormigones ligeros emplean áridos artificiales, arcillas o esquistos expandidos, cuya densidad es del orden de 0,5 t/m³.

En hormigón pretensado sólo los áridos gruesos son ligeros, estando constituidos los finos por arenas naturales; la densidad de estos hormigones es del orden de 1,5 t/m³.

La calidad de los hormigones ligeros depende esencialmente de la calidad del árido artificial.

Su resistencia a compresión varía de 250 a 400 kg/cm²; sin embargo, es posible obtener resistencias de hasta 550 kg/cm² utilizando ciertos métodos especiales de puesta en obra.

Los módulos de elasticidad instantáneos de los hormigones ligeros son del orden de 140.000 a 170.000 kg/cm²; su retracción sobrepasa en un 20 a 40 por 100 la retracción de los hormigones de densidad normal.

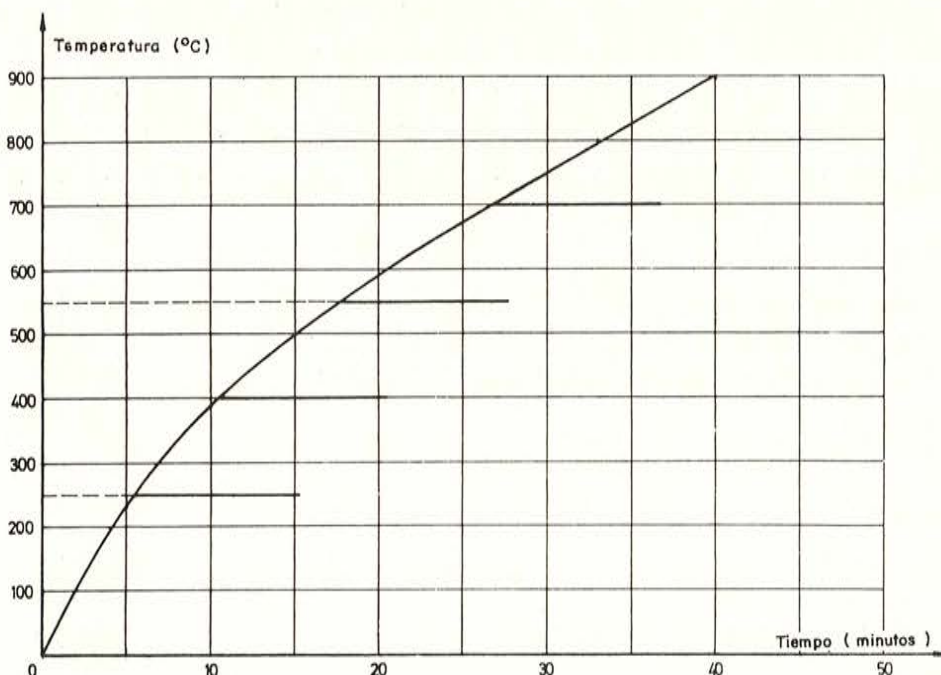


Fig. 67. — Curvas de calentamiento de los hormigones.

Las diferencias entre las características de los hormigones ligeros y de los hormigones normales disminuyen cuando aumentan las resistencias de los hormigones ligeros.

El interés del empleo de tales hormigones debe ser analizado en cada caso particular, ya que, por una parte, provocan unas pérdidas de pretensado, por retracción y fluencia, mayores que los hormigones normales y son más caros, debido al elevado precio de sus áridos; pero por otra, presentan apreciables ventajas desde el punto de vista del peso, resistencia al fuego, aislamiento térmico y aislamiento acústico.

3.3. Ensayos efectuados en el Laboratorio de Ingeniería Civil.

Los ensayos tenían por objeto determinar, en función de la temperatura, las resistencias en compresión y en tracción de dos tipos de hormigón.

Las probetas se ensayaron:

- En caliente.
- Después de calentadas y enfriadas veinticuatro horas al aire.
- Después de calentadas y enfriadas bruscamente por regado continuo.

Los ensayos de compresión y los brasileños de tracción se efectuaron sobre probetas cilíndricas de 15×30 cm; mientras que los de tracción por flexión se realizaron sobre prismas de $10 \times 10 \times 30$ cm.

Las probetas se conservaban durante veintiocho días en ambiente normal ($\pm 20^\circ$ C, 60 por 100 humedad relativa). Luego, se colocaban, durante una hora, en una estufa a 100° C, operación preliminar que tenía por objeto no humedecer interiormente el horno eléctrico BEKSO utilizado para el calentamiento.

Las probetas se calentaban a la temperatura escogida, siguiendo la ley de calentamiento representada en la figura 67, y se mantenía sistemáticamente esta temperatura durante diez minutos para uniformar las condiciones de ensayo.

La gama de temperaturas escogidas fue la siguiente: 20, 100, 250, 400, 550 y 700° C. Estas temperaturas se midieron con termopares colocados en la superficie de las probetas.

La composición, por metro cúbico, de los hormigones estudiados era la siguiente:

Hormigón B₁.

Pórfido 8/22	1.200 kg
Arena del Rin 0/2	700 kg
Cemento portland de alta resistencia	350 kg
Agua	180 litros
Agua/cemento	0,51

Hormigón B₂.

Grava 5/15	1.300 kg
Arena del Rin 0/2	660 kg
Cemento portland de alta resistencia	250 kg
Agua	165 litros
Agua/cemento	0,66

Estos hormigones se diferenciaban principalmente por el tipo de árido, así como por el contenido en cemento y en agua.

Resultados de los ensayos.

Las resistencias en compresión, en las diversas condiciones de ensayo, se recogen en las tablas 21 y 22.

RESISTENCIAS EN COMPRESIÓN (KG/CM²)

TABLA 21

Hormigón B₁.

Temperaturas °C	Ensayos en caliente				Probetas enfriadas al aire		Probetas regadas
20	433	430	430	436	—	—	—
100	428	411	408	422	368	385	315
250	396	374	382	391	351	362	294
400	388	368	371	382	332	342	274
550	343	351	351	346	306	323	260
700	283	280	278	283	227	244	263

TABLA 22

Hormigón B₂.

Temperaturas °C	Ensayos en caliente				Probetas enfriadas al aire		Probetas regadas
20	250	255	260	258	—	—	—
100	242	238	229	229	204	192,5	167
250	209	190	204	220	141,5	158,5	124,5
400	184	181	193	187	130	139	93,5
550	141	155	164	158	107,5	99	71
700	130	136	127	133	76,5	68	48

Las figuras 68 y 69 muestran la evolución de las resistencias a compresión, en función de la temperatura, para las diversas condiciones de ensayo.

RESISTENCIA A COMPRESION

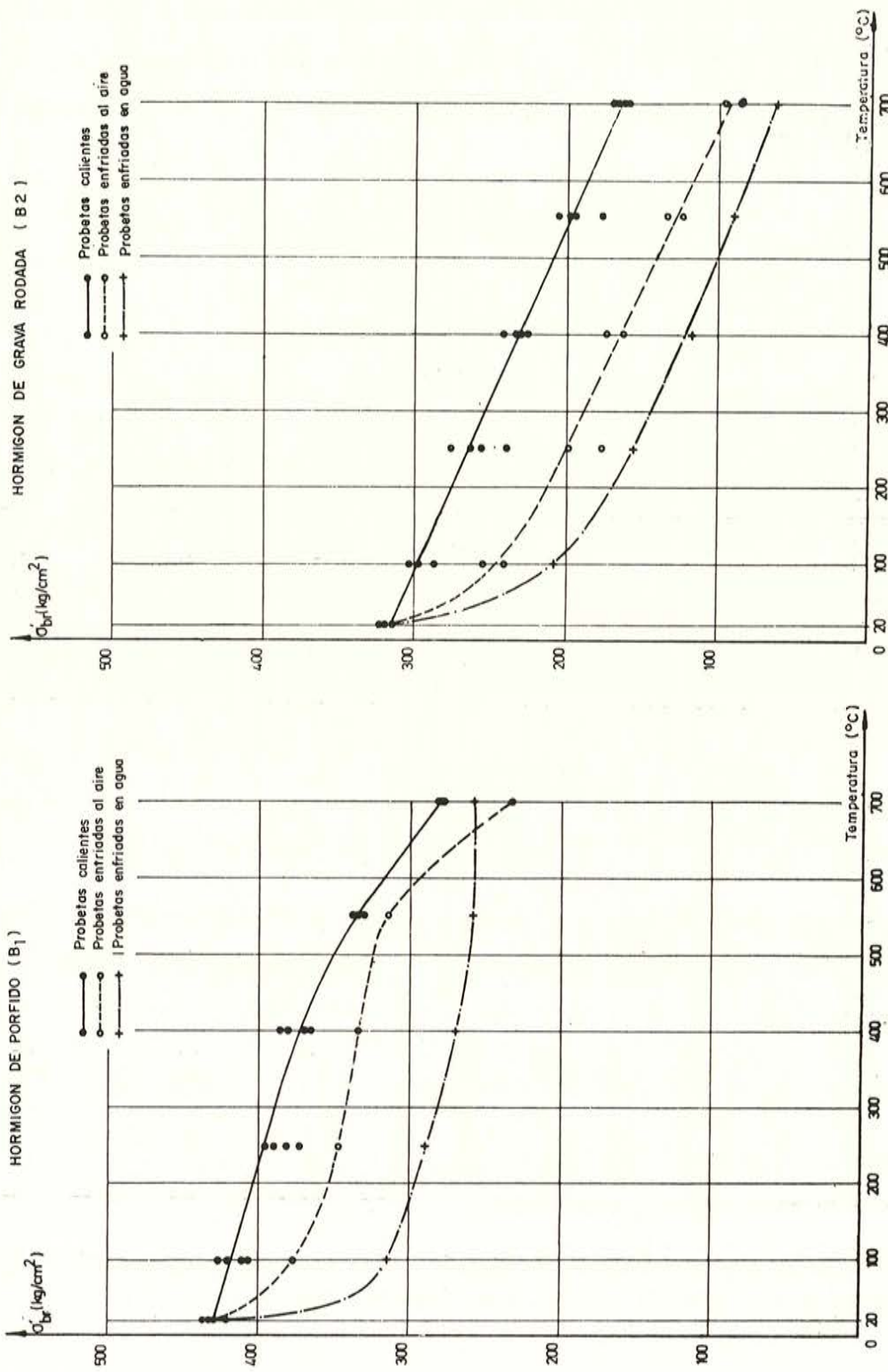


Figura 69.

Figura 68.

Los resultados de los ensayos brasileños a tracción se reúnen en las tablas 23 y 24.

RESISTENCIAS EN TRACCIÓN (KG/CM²). ENSAYO BRASILEÑO

TABLA 23

Hormigón B₁.

Temperaturas °C	Ensayos en caliente				Probetas enfriadas al aire		Probetas regadas
20	25,50	28,30	28,30	26,20	—	—	—
100	24,80	21,20	22,60	24,80	19,80	24,10	17,70
250	17,70	19,80	20,50	17,70	18,40	21,20	17,40
400	16,30	21,20	18,40	19,10	18,10	20,10	17,40
550	13,50	14,50	14,20	13,50	13,00	13,90	17,90
700	11,60	13,00	12,70	11,90	8,60	11,20	15,30

TABLA 24

Hormigón B₂.

Temperaturas °C	Ensayos en caliente				Probetas enfriadas al aire		Probetas regadas
20	20,00	21,20	20,80	19,70	—	—	—
100	15,50	14,40	14,70	13,50	12,70	14,10	7,35
250	9,90	11,70	10,70	10,90	8,50	7,10	6,65
400	9,05	10,90	9,90	9,90	7,10	5,65	7,65
550	8,60	7,65	8,50	9,35	5,40	6,20	7,10
700	5,80	5,95	6,65	5,40	3,80	4,95	4,95

Las figuras 70 y 71 muestran la evolución de las resistencias a tracción, en función de la temperatura, para las diversas condiciones de ensayo.

RESISTENCIA EN TRACCION (ENSAYO BRASILEÑO)

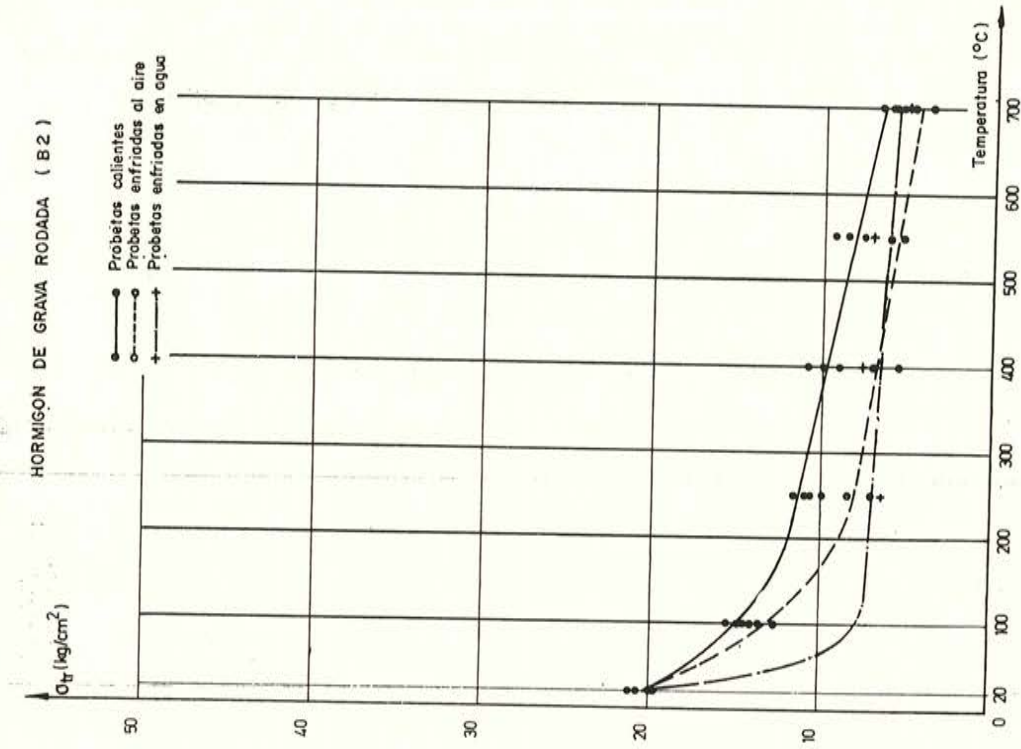


Figura 71.

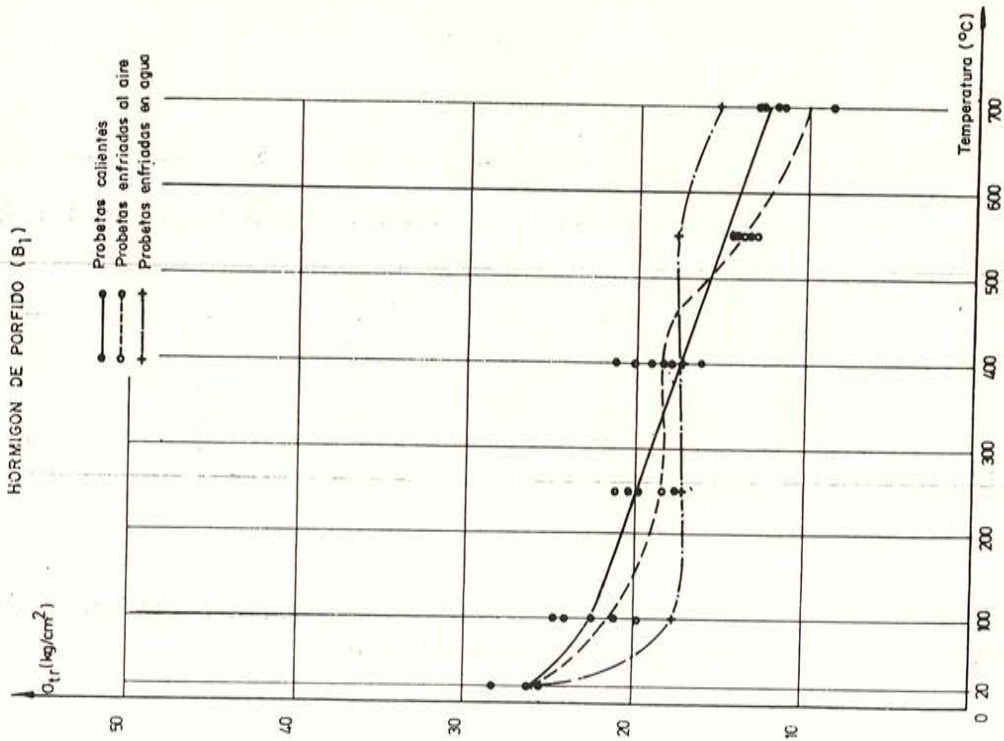


Figura 70.

Los resultados de los ensayos de tracción por flexión se recogen en las tablas 25 y 26.

RESISTENCIAS EN TRACCIÓN POR FLEXIÓN (KG/CM²)

TABLA 25
Hormigón B₁.

Temperaturas °C	Ensayos en caliente				Probetas enfriadas al aire		Probetas regadas
20	16,20	16,50	14,50	15,00	—	—	—
100	10,30	10,60	11,00	10,50	8,25	8,55	7,20
250	8,25	8,25	8,40	8,85	6,75	7,95	6,30
400	9,00	7,35	7,45	7,20	6,45	7,35	5,75
550	4,90	4,90	4,10	4,20	4,95	5,25	3,15
700	3,45	3,15	3,00	3,30	2,40	2,70	2,40

TABLA 26
Hormigón B₂.

Temperaturas °C	Ensayos en caliente				Probetas enfriadas al aire		Probetas regadas
20	9,00	9,75	10,20	8,70	—	—	—
100	4,95	5,40	6,00	5,55	4,50	5,05	4,50
250	4,95	4,80	4,35	4,05	3,50	3,30	3,90
400	3,10	3,75	3,30	3,30	2,40	2,15	3,30
550	2,25	2,60	2,25	2,10	1,50	1,80	2,70
700	1,35	1,20	1,65	1,05	1,05	1,20	2,15

Las figuras 72 y 73 muestran la evolución de las resistencias a tracción por flexión, en función de la temperatura, para las diversas condiciones de ensayo.

Los ensayos se han efectuado sobre hormigones jóvenes, para los cuales las propiedades elásticas y las resistencias en tracción son las más afectadas por el calor, incluso a temperaturas relativamente bajas; la causa de ello es la fisuración y la evaporación del agua capilar en el transcurso del calentamiento.

Las pérdidas de resistencia son más importantes en las probetas enfriadas que en las ensayadas en caliente.

Debe observarse que para aplicar correctamente en la práctica los resultados de los ensayos de laboratorio hay que tener en cuenta, necesariamente, la relación entre la superficie y el volumen de las piezas.

RESISTENCIA EN TRACCION POR FLEXION

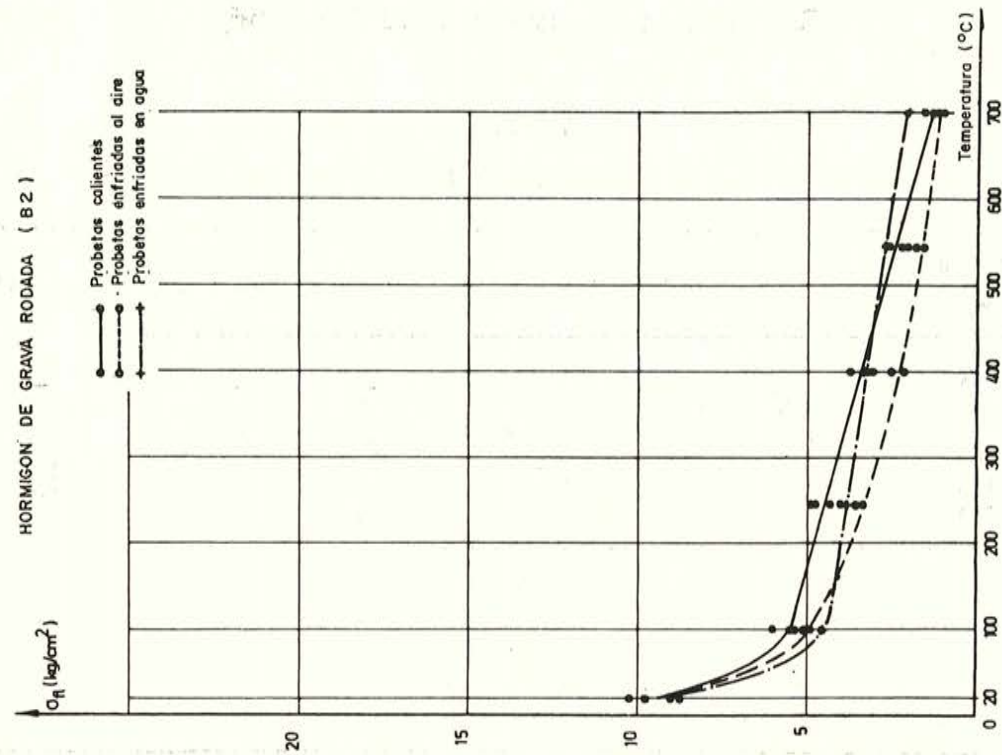


Figura 73.

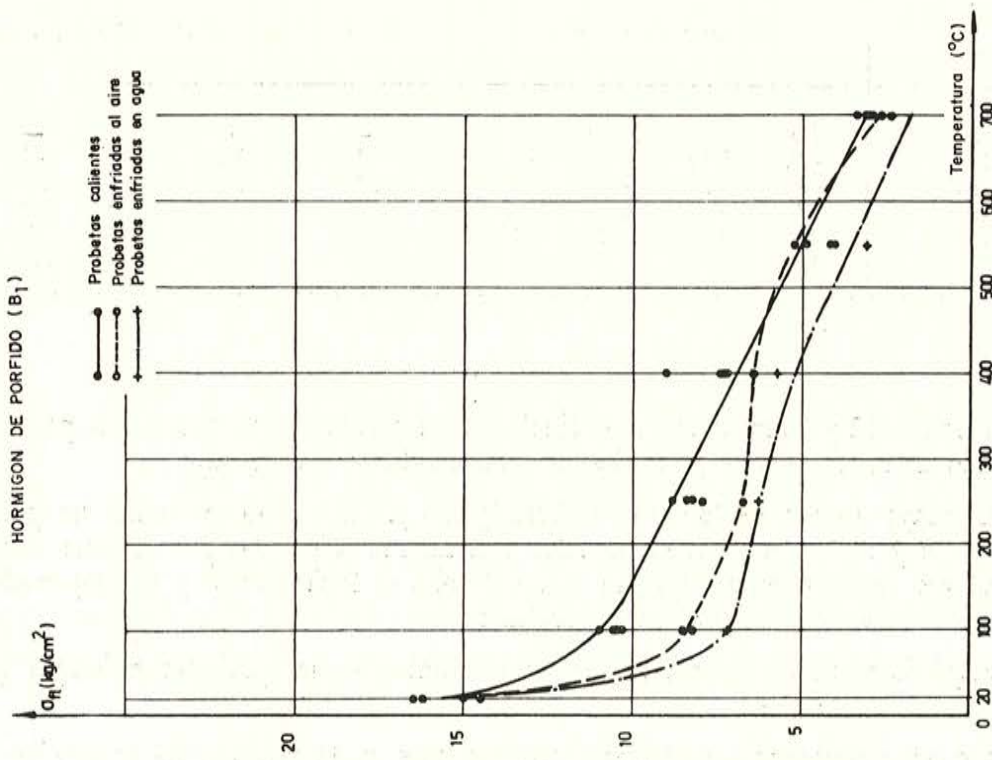


Figura 72.

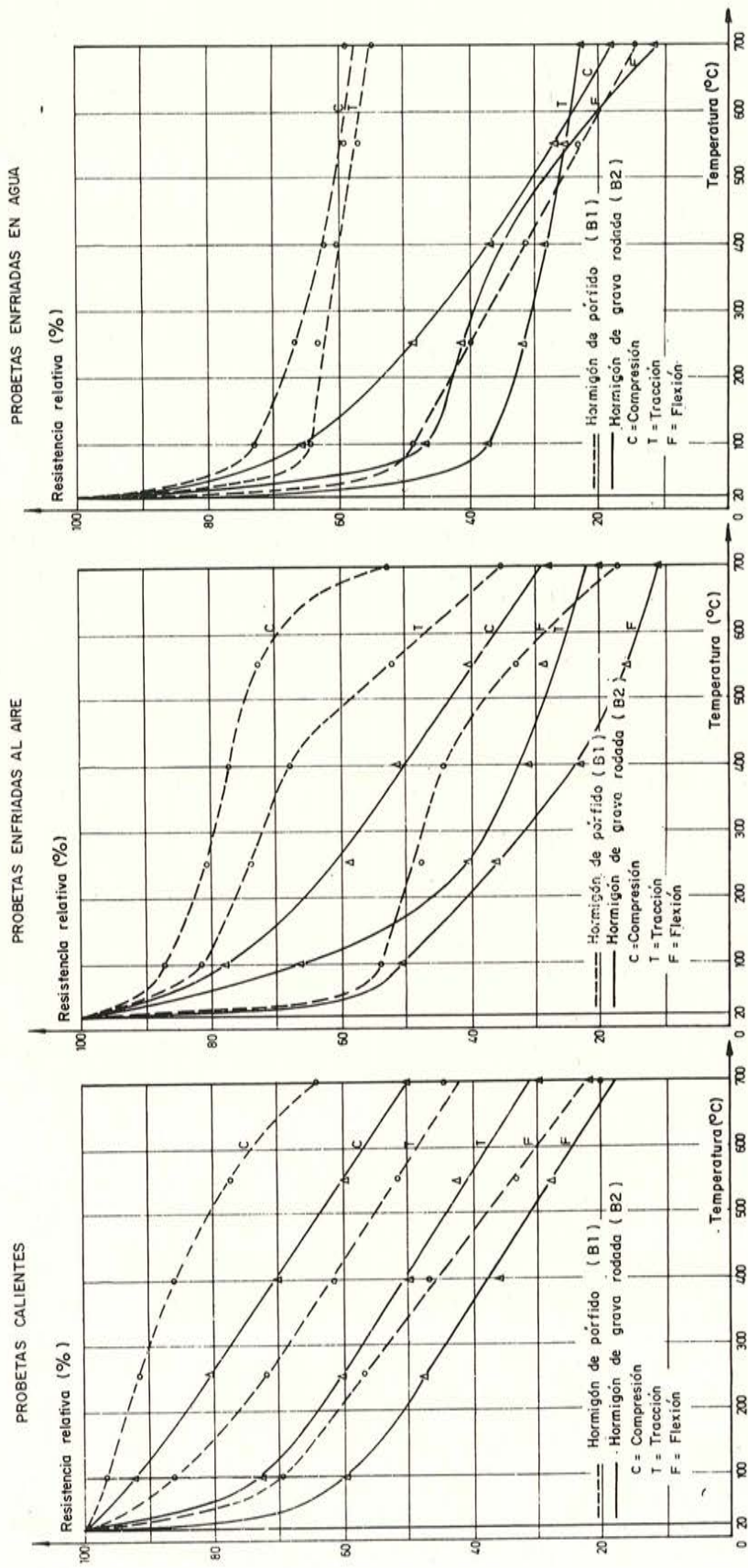


Figura 74.

Figura 75.

Figura 76.

Para las probetas prismáticas y cilíndricas esa relación es muy elevada; en las piezas normales es menor, en general, lo que favorece la resistencia del hormigón.

Los resultados de las diversas series de ensayos muestran que para los hormigones estudiados la resistencia disminuye rápidamente en función de la temperatura, siendo esta disminución más rápida en tracción que en compresión.

Los resultados son lo suficientemente concordantes como para permitir cuantificar, con buena aproximación, la caída de resistencia en función de la temperatura alcanzada por el medio ambiente; esos valores sirven de base a los cálculos expuestos en el capítulo IV.

Para poner de relieve con mayor claridad los parámetros estudiados, en las figuras 74, 75 y 76 se han incluido todos los resultados, dándose la evolución de las diversas resistencias referidas a las correspondientes a 20° C, en función de la temperatura, para los tres tipos de probetas: calientes, enfriadas al aire y enfriadas en agua.

Se comprueba que:

- Para las probetas calientes, la resistencia en compresión varía en forma prácticamente lineal en función de la temperatura, mientras que las resistencias en tracción presentan una variación en dos fases: primero, rápida, y después, más lenta.

El comportamiento del hormigón B_1 es siempre superior al del hormigón B_2 :

- Para las probetas enfriadas al aire, la evolución de resistencias presenta tres fases para el hormigón B_1 y dos fases para el hormigón B_2 . Los límites entre las fases se sitúan, aproximadamente, en 100 y 400° C para el hormigón B_1 y en 200° C para el B_2 .
- Para las probetas enfriadas en agua se observa una caída inicial rápida e importante de resistencias, seguida de una evolución más lenta.

Al comparar las condiciones de ensayo se observa que las caídas de resistencia son menos importantes en caliente que en frío; y que el regado conduce, en la mayor parte de los casos, a resistencias superiores a las obtenidas tras enfriamiento al aire.

El hormigón de grava rodada se fisura bajo la acción del calor, mientras que el hormigón de pórfido no presenta fisuras aparentes. Esto se explica lógicamente por la forma y adherencia de los áridos.

CAPITULO IV

CALCULO DE LA RESISTENCIA AL FUEGO DE LOS ELEMENTOS PRETENSADOS

4.1. Reparto de la temperatura en los elementos de hormigón.

4.1.1. Generalidades.

Los dos métodos de cálculo que se exponen a continuación están basados en los trabajos teóricos de Duhamel (1), Carslaw (2), Lie (3) y Vermeulen (5).

El primer método permite trazar en las secciones rectas de las piezas las isotermas correspondientes a diversas duraciones de exposición al fuego.

El segundo método permite seguir la evolución de la temperatura en un punto de la sección, en función de la ley de calentamiento del elemento.

4.1.2. Primer método de cálculo.

a) Teoría.

Se considera una transmisión de calor por conducción en régimen no constante. La ecuación general de Fourier se escribe:

$$\lambda \cdot \Delta T = c \cdot \rho \frac{\partial T}{\partial t}; \quad [1]$$

con:

λ = conductibilidad (kcal/m °C h).

$$\Delta T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial y^2} + \frac{\partial^2 T}{\partial z^2}.$$

c = calor específico (kcal/kg °C).

ρ = peso específico (kg/m³).

T = temperatura (°C).

t = tiempo (horas).

$c \rho$ = calor de calentamiento de la unidad de volumen por °C.

Si se hace $\alpha = \frac{1}{c \rho}$ la ecuación [1] se escribe:

$$\alpha \cdot \Delta T = \frac{\partial T}{\partial t}. \quad [2]$$

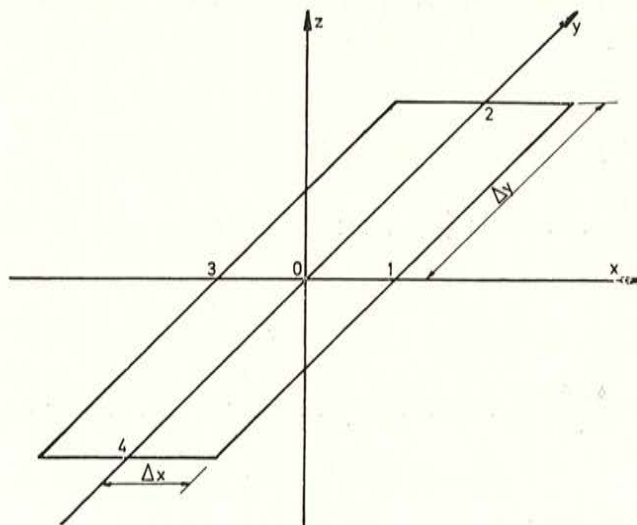


Figura 77.

Los principales valores de α que se encuentran en la literatura especializada están comprendidos entre 0,001 y 0,002 m²/h; en lo que sigue se adopta el valor medio 0,0015 metros cuadrados por hora.

Pasando a diferencias finitas y considerando un elemento de una malla trazada en la sección de una pieza (fig. 77), la ecuación [2] se escribe:

$$\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{\partial T}{\partial t} = \frac{T_1 + T_3 - 2T_0}{(\Delta x)^2} + \frac{T_2 + T_4 - 2T_0}{(\Delta y)^2} \quad [3]$$

Haciendo:

$$\begin{aligned} T_{0, \Delta t} &= \text{temperatura en el punto 0 después de un tiempo } \Delta t; \\ T_0 &= \text{temperatura inicial en el punto 0,} \end{aligned}$$

se tiene:

$$\partial T = T_{0, \Delta t} - T_0$$

de donde:

$$\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{T_{0, \Delta t} - T_0}{\Delta t} = \frac{T_1 + T_3 - 2T_0}{(\Delta x)^2} + \frac{T_2 + T_4 - 2T_0}{(\Delta y)^2}$$

Adoptando una red de malla cuadrada correspondiente a $\Delta x = \Delta y$, se tiene:

$$\frac{1}{\alpha} \cdot \frac{T_{0, \Delta t}}{\Delta t} - \frac{1}{\alpha} \cdot \frac{T_0}{\Delta t} = \frac{T_1 + T_2 + T_3 + T_4}{(\Delta x)^2} - \frac{4T_0}{(\Delta x)^2}$$

y poniendo $M = \frac{(\Delta x)^2}{\alpha \cdot \Delta t}$ resulta:

$$T_{0, \Delta t} = \frac{1}{M} (T_1 + T_2 + T_3 + T_4) + \left(1 - \frac{4}{M}\right) T_0 \quad [4]$$

Para obtener un incremento de temperatura es necesario que $M > 4$; es necesario además que $M \neq 4$, pues para $M = 4$ se obtiene la fórmula de relajación en régimen permanente.

Elección de magnitudes que intervienen en la fórmula [4].

Se adopta $M = 5$. La fórmula [4] se escribe entonces:

$$T_{0, \Delta t} = \frac{T_1 + T_2 + T_3 + T_4 + T_0}{5}$$

Dado que $M = \frac{(\Delta x)^2}{\alpha \cdot \Delta t}$ se encuentra, para $M = 5$ y para $\alpha = 0,0015$:

$$(\Delta x)^2 = 0,0075 \Delta t;$$

lo que conduce a una infinidad de soluciones posibles.

Hay que hacer notar, sin embargo, que:

- Δx debe escogerse de modo que el perfil estudiado quede dividido en un número entero de mallas.
- El intervalo de tiempo Δt debe ser tal, que la dimensión de las mallas correspondientes se adapte al tamaño de la sección.
- La rapidez del cálculo depende de la elección del valor de Δt .

Se adopta, a título de ejemplo: $t = \frac{1}{6}$ hora, de donde $\Delta x = 3,54$ cm.

La fórmula general se establece para un estado intermedio de calentamiento y para una temperatura ambiental constante. En realidad, la temperatura ambiental varía, se tiene en cuenta su variación adoptando una ley en escalera que se adapte lo mejor posible a la ley continua de la variación de la temperatura en función del tiempo.

La temperatura en el punto 0, correspondiente a uno de los escalones, se escribirá:

$$T = \sum_1^m T_{0, k \Delta t},$$

siendo m el número de veces Δt correspondiente a $k \Delta t$.

Al aplicar el método a casos concretos, hay que tener en cuenta el hecho de que existen diferencias entre las temperaturas de las diferentes caras de las piezas expuestas al fuego. Esas diferencias se explican por los fenómenos de radiación y de convección, así como por las distintas distancias que separan las diferentes paredes de la pieza del hogar.

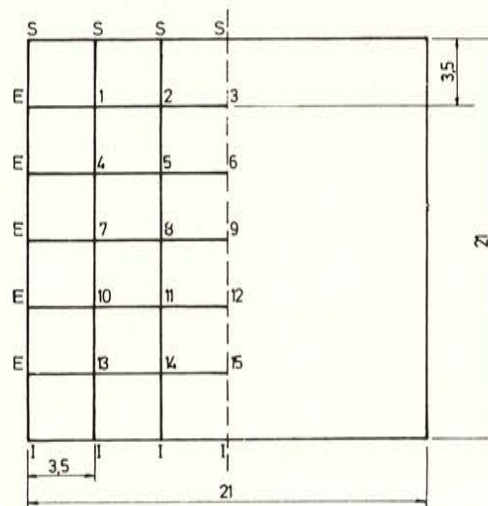
b) *Ejemplo.*

Sea una viga de sección cuadrada de 21 cm de lado, sometida a las condiciones de un incendio tipo.

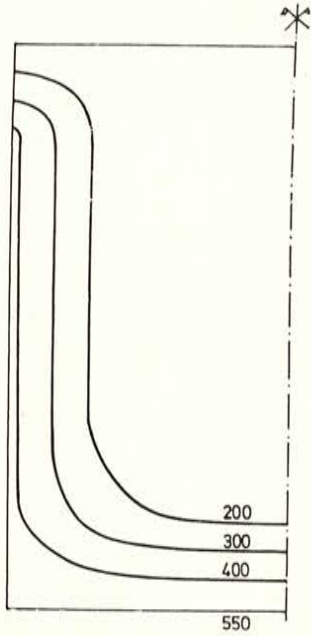
Se admite que la cara superior de la viga no experimenta directamente la influencia del calor, de forma que la temperatura de la cara superior vale el 20 por 100 de la temperatura de la cara inferior; y que la temperatura de las caras laterales vale el 85 por 100 de la temperatura de la cara inferior.

Las figuras 78, 79 y 80 dan, respectivamente, el trazado de la red de mallas y de las isotermas calculadas para diferentes estadios del incendio.

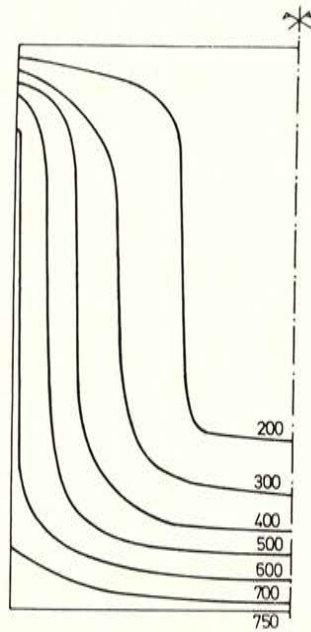
Figura 78.



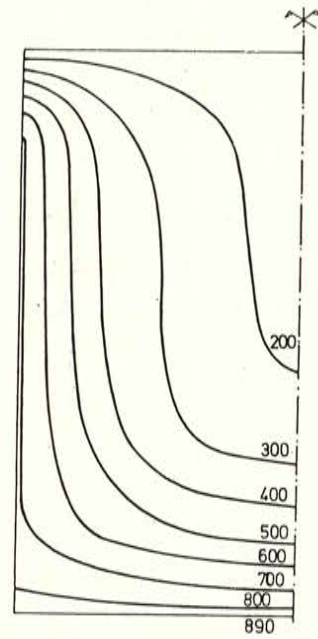
REPARTO DE TEMPERATURAS



DESPUES DE 10 MINUTOS

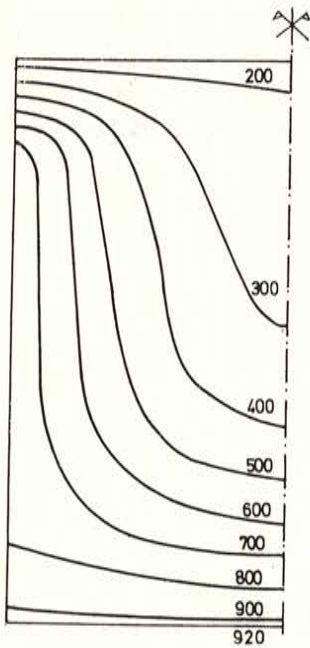


DESPUES DE 20 MINUTOS

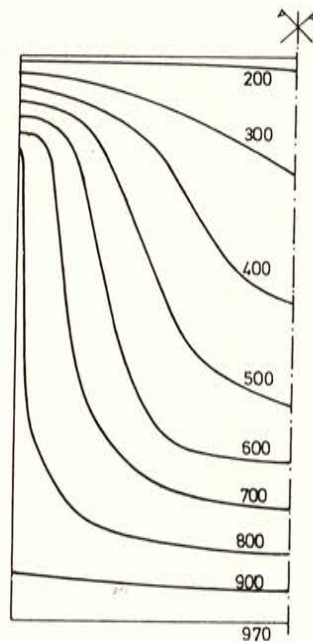


DESPUES DE 30 MINUTOS

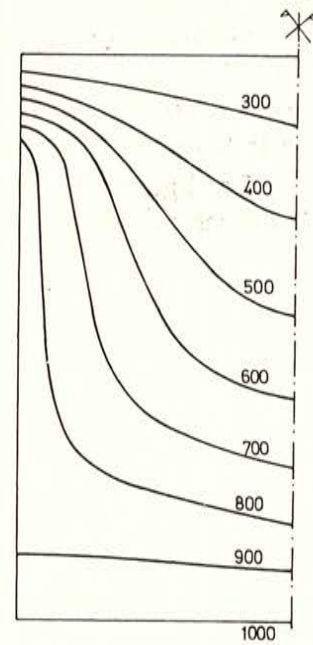
Figura 79.



DESPUES DE 60 MINUTOS



DESPUES DE 90 MINUTOS



DESPUES DE 120 MINUTOS

Figura 80.

4.1.3. Segundo método de cálculo.

a) Teoría.

Este método es válido para las vigas y soportes rectangulares, así como para los muros. Se admite que:

- La transmisión del calor es unidireccional.
- Las magnitudes características de los materiales (conductibilidad, calor específico, ...) son constantes.
- El acero no tiene influencia en el reparto de las temperaturas en el hormigón.

Como en el primer método, se parte de la ecuación general de Fourier:

$$\lambda \cdot \Delta T = c \rho \frac{\partial T}{\partial t}.$$

Al ser la transmisión unidireccional, se tiene $\Delta T = \frac{\partial^2 T}{\partial x^2}$, de donde:

$$\lambda \frac{\partial^2 T}{\partial x^2} = c \rho \frac{\partial T}{\partial t}. \quad [5]$$

Para cada caso, se pueden escribir las ecuaciones en los límites relativos por una parte a la dirección de la transmisión y por otra al tiempo.

La solución de estas ecuaciones ha sido dada por Carslaw (2); para una elevación de la temperatura ambiente de 1° C se puede determinar así la elevación de temperatura en un punto cualquiera de la pieza. Las soluciones son de la forma:

$$T_1 = 1 - \sum_{n=1}^{\infty} f(B_n) e^{-a B_n^2 t}, \quad [6]$$

donde B_n y $f(B_n)$ son magnitudes características de la pieza estudiada.

Duhamel (1) demuestra que si $T_1(x, t_1)$ es la elevación de temperatura de los puntos de abscisa x en el tiempo t_1 para una elevación de temperatura de 1° C del ambiente y si la pieza se encuentra en un medio en el que la temperatura inicial nula crece según

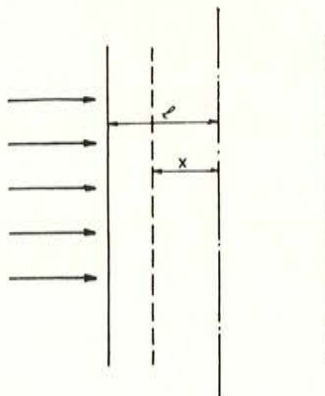


Figura 81.

una función definida del tiempo $F(t)$, la elevación de temperatura de los puntos x en el tiempo t_1 se escribe:

$$T = \int_0^{t_1} F(t) \frac{dT_1(x, t_1 - t)}{dt_1} dt. \quad [7]$$

La ecuación de la curva tipo de incendio se escribe:

$$F(t) = 1200 - 550 e^{-0,6t} + 200 e^{-3t} - 850 e^{-12t}, \quad [8]$$

curva que se confunde prácticamente con la de la ISO:

$$F(t) = 345 \log_{10}(8t + 1). \quad [8']$$

Desarrollando la fórmula [7], adoptando para T_1 la expresión [6] y para $F(t)$ la expresión [8], y llamando T_0 la temperatura inicial del medio, la elevación de temperatura viene dada por la expresión siguiente:

$$\begin{aligned} T - T_0 = & 1200 - 1200 \sum_{n=1}^{\infty} f(B_n) e^{-a B_n^2 t_1} \\ & - 550 \sum_{n=1}^{\infty} f(B_n) \frac{a B_n^2}{a B_n^2 - 0,6} (e^{-0,6 t_1} - e^{-a B_n^2 t_1}) \\ & + 200 \sum_{n=1}^{\infty} f(B_n) \frac{a B_n^2}{a B_n^2 - 3} (e^{-3 t_1} - e^{-a B_n^2 t_1}) \\ & - 850 \sum_{n=1}^{\infty} f(B_n) \frac{a B_n^2}{a B_n^2 - 12} (e^{-12 t_1} - e^{-a B_n^2 t_1}) \end{aligned} \quad [9]$$

Esta expresión general traduce la elevación de temperatura de los puntos x , en el tiempo t_1 , si la temperatura ambiente evoluciona según la curva tipo de incendio.

Determinación de los diagramas que caracterizan la transmisión unidireccional (fig. 82).

Los coeficientes B_n y $f(B_n)$ se escriben:

$$B_n = \frac{(2n + 1) \pi}{2l}, \quad [10]$$

$$f(B_n) = \frac{4(-1)^n}{\pi(2n + 1)} \cos \cdot B_n x, \quad [11]$$

siendo T_0 la temperatura inicial ambiente y T_m la temperatura media correspondiente a una duración dada de exposición al fuego; T_m está ligada directamente a la curva tipo.

Haciendo:

$$A = \frac{T - T_0}{T_m - T_0}, \quad D = \frac{x}{l} \quad \text{y} \quad \tau = \frac{\lambda t}{c \rho l^2},$$

la ecuación [5] se escribe bajo la forma:

$$\frac{\partial^2 A}{\partial D^2} = \frac{\partial A}{\partial \tau} \quad [12]$$

Las condiciones en los límites son las siguientes:

$$\begin{aligned} \text{para } D = \pm 1, \quad A &= 1, \\ \text{para } \tau = 0, \quad A &= 0. \end{aligned}$$

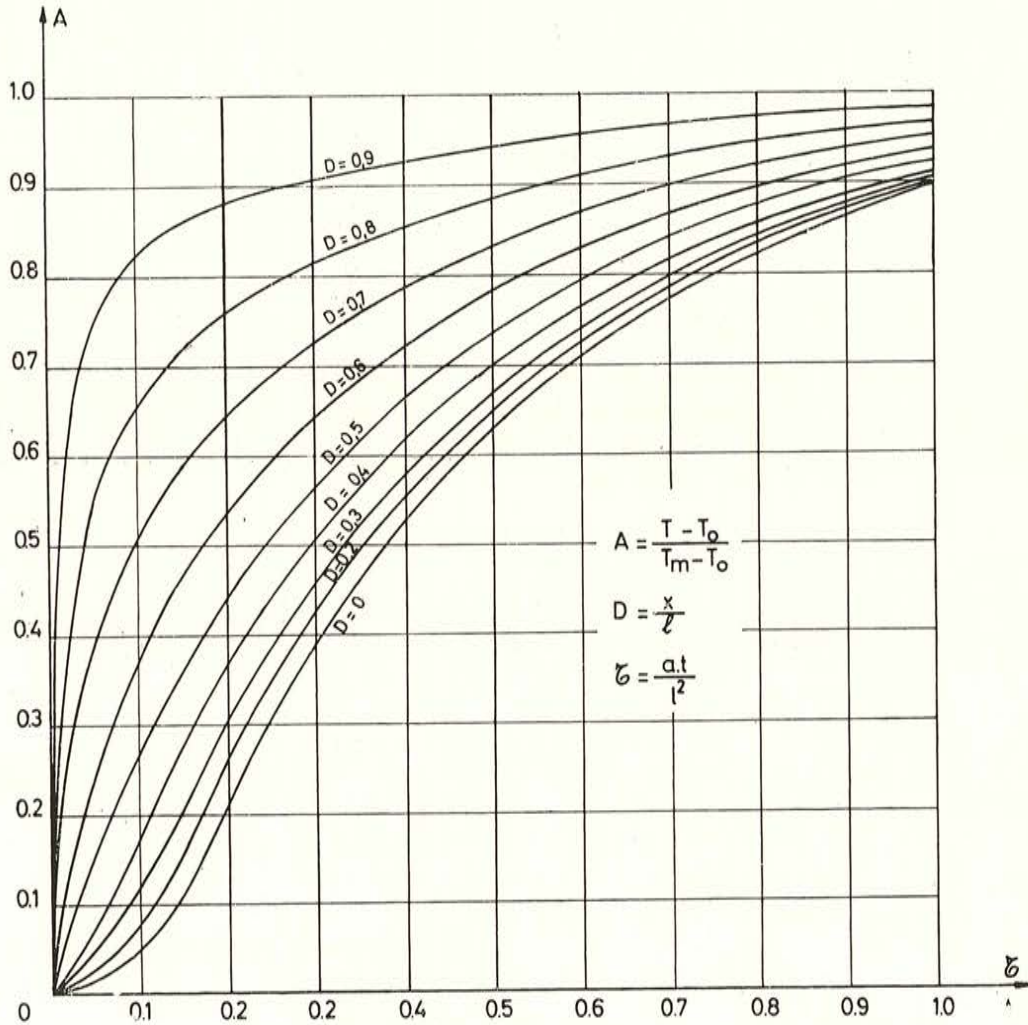


Fig. 82. — Curvas de variación de $A = f(\tau)$ para diferentes D .

La figura 82 da la curva de variación de A en función de τ para diferentes valores de D , viniendo A dada por la expresión:

$$A = 1 - \frac{4}{\pi} \sum_{n=0}^{\infty} \frac{(-1)^n}{(2n+1)} e^{-(2n+1)^2 \pi^2 \frac{\tau}{4}} \cos \frac{(2n+1)\pi D}{2} \quad [13]$$

La fórmula que da la temperatura media T_m relativa a la curva tipo de incendio dada en [8'] es la siguiente:

$$T_m = 150 (l_n 480 t - 1) - \frac{30}{t} \quad [14]$$

Utilización del diagrama.

Conociendo la sección de la pieza, el punto estudiado y el tiempo al cual se desea conocer la temperatura, se calcula:

$$D = \frac{x}{l} \quad \text{y} \quad \tau = \frac{a t}{l^2} \quad \text{con} \quad a = 0,0015 \text{ m}^2/\text{h},$$

se determina A a partir del diagrama de la figura 82 y se deduce:

$$T = A (T_m - T_0) + T_0.$$

Calentamiento de piezas por varias caras.

Si se considera en una sección dos direcciones simultáneas de transmisión y si A_1 y A_2 son las elevaciones de temperatura de los puntos de abscisa x y de ordenada y , respectivamente, bajo el efecto separado de cada transmisión, la elevación de temperatura resultante en el punto (x, y) viene dada por:

$$A_{\text{resultante}} = 1 - (1 - A_1) (1 - A_2). \quad [15]$$

Dada la sección, se conocen l_1 y l_2 (fig. 83); se escogen el punto (x, y) y el tiempo para los cuales se desea conocer la elevación de temperatura, y se calcula:

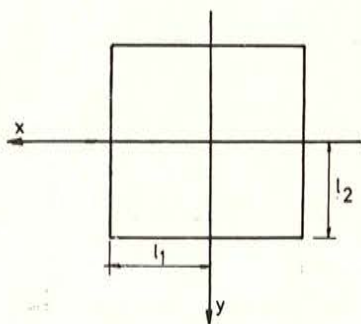


Figura 83.

$$D_1 = \frac{x}{l_1}; \quad D_2 = \frac{y}{l_2};$$

$$\tau_1 = \frac{2 a t}{l_1^2} \quad \text{y} \quad \tau_2 = \frac{2 a t}{l_2^2}.$$

El diagrama de la figura 82 da $A = f(D_1, \tau_1)$ y $A = f(D_2, \tau_2)$; y la expresión [15] permite calcular $A_{\text{resultante}}$.

b) Comprobaciones experimentales.

Reparto de temperaturas en una pared.

Las curvas marcadas con (E) en el diagrama de la figura 84 se han determinado experimentalmente por el CRIC (4) sobre una pared de 15 cm de espesor, una de cuyas caras estaba aplicada contra la entrada de un horno, y la otra, expuesta al aire.

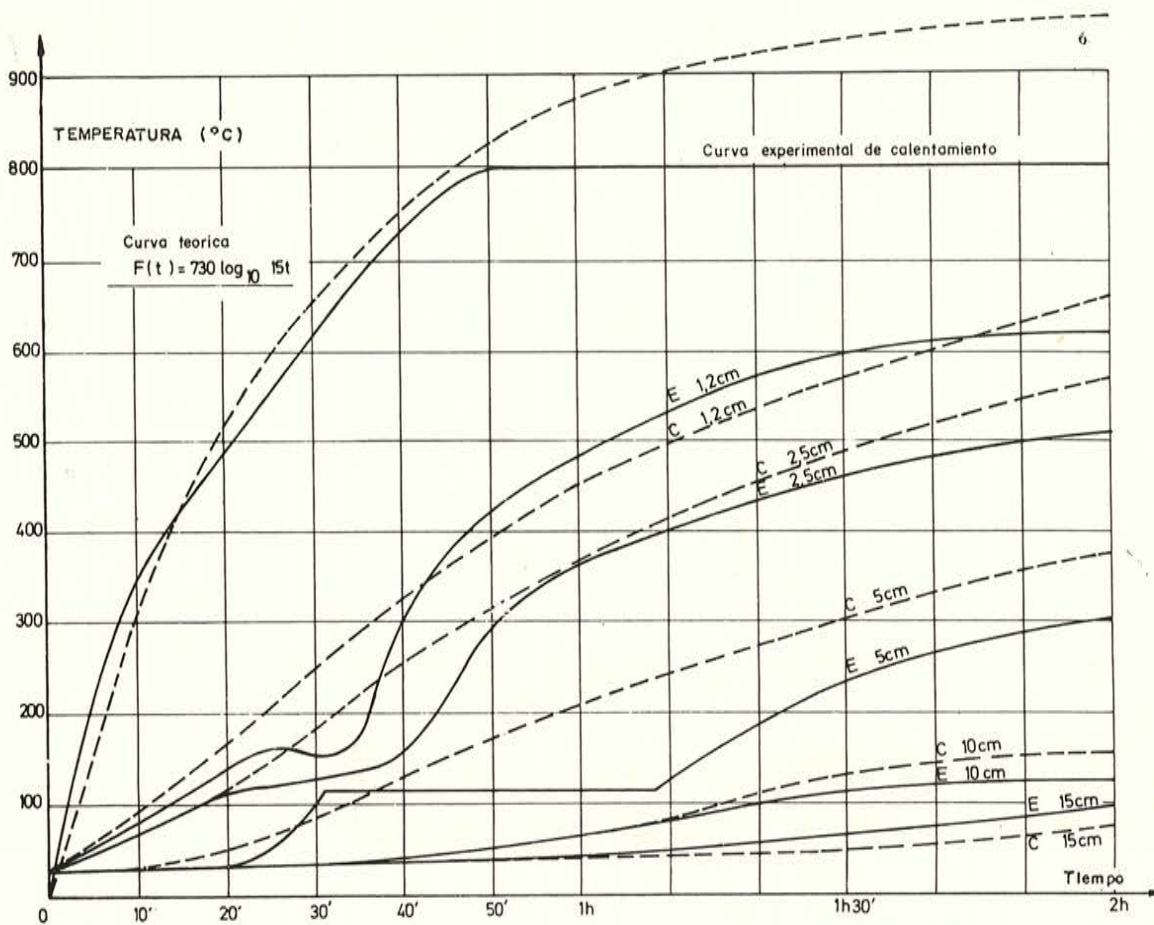


Fig. 84. — Diagramas de reparto de temperaturas en una pared de hormigón.

Las curvas marcadas con (C) en la figura 84 se han determinado por el método que acaba de exponerse.

Se comprueba que existe una buena concordancia entre las curvas experimentales y las calculadas.

Hay que hacer notar que el hormigón ensayado estaba constituido por áridos silíceos; el escalón que se observa alrededor de los 100° C corresponde al período de evaporación del agua libre del hormigón. Se observa que a una profundidad de alrededor de un centímetro puede producirse una ligera caída de temperatura, debida a la energía calorífica absorbida por la evaporación.

Como el método de cálculo considera sólo fenómenos continuos, no puede reflejar, como es lógico, este tipo de singularidades, que varían de un material a otro.

Distribución de la temperatura en una sección rectangular.

Se ha determinado experimentalmente en el Laboratorio de Ingeniería Civil el reparto de temperaturas en dos prismas de $16 \times 16 \times 45$ cm, colocados en un horno eléctrico, cuyas cuatro caras se calientan de la misma manera.

El árido del hormigón era una grava de pórfido.

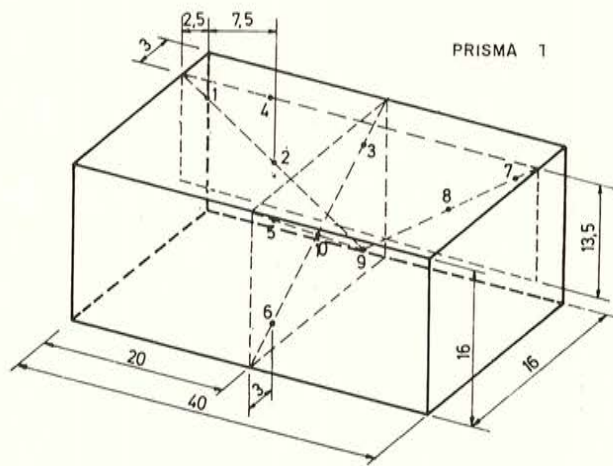
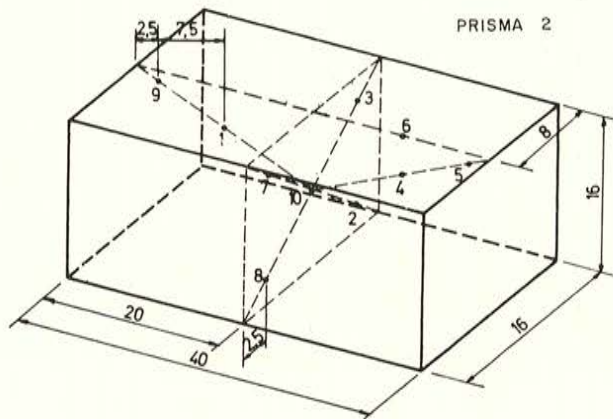


Fig. 85. — Disposición de los termopares.



En la figura 85 se representa la disposición de los termopares, las figuras 86 y 87 dan la comparación entre las curvas experimentales (*E*) relativas a los dos prismas, y las calculadas (*C*) de acuerdo con el método anteriormente expuesto.

La tabla 26 recoge las temperaturas medidas y calculadas para los prismas números 1 y 2.

El satisfactorio acuerdo obtenido entre los valores medidos y los calculados muestra que el método propuesto conduce a una aproximación aceptable.

TABLA 26
Temperaturas en °C.

Tiempo (minutos)	Prisma núm. 1						Prisma núm. 2							
	Termopares 1, 3, 7		Termopares 2, 8		Termopares 10		Termopares 1, 4		Termopares 3, 5, 7, 9		Termopares 2, 8		Termopares 10	
	T_{exp}	T_{cal}	T_{exp}	T_{cal}	T_{exp}	T_{cal}	T_{exp}	T_{cal}	T_{exp}	T_{cal}	T_{exp}	T_{cal}	T_{exp}	T_{cal}
10	200	160	130	110	70	60	150	120	190	170	150	140	105	60
20	360	305	260	230	105	100	210	210	370	320	285	255	120	100
30	530	406	400	360	170	210	320	340	520	480	450	400	200	210
40	700	610	540	490	280	340	460	460	710	670	625	560	350	340
50	750	670	600	580	390	390	540	510	790	770	700	670	390	390
60	820	750	700	700	450	420	560	550	820	830	710	740	450	420

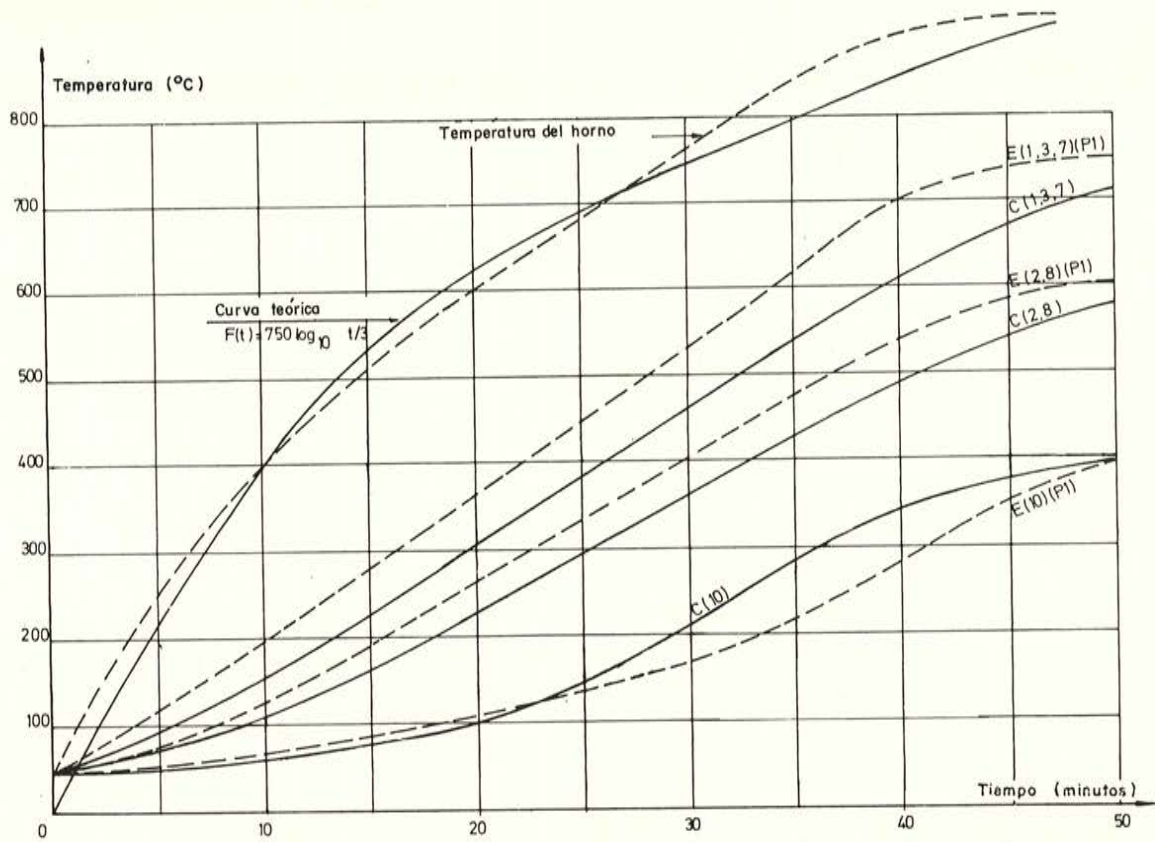


Fig. 86. — Comparación entre los valores experimentales y los calculados para el prisma 1.

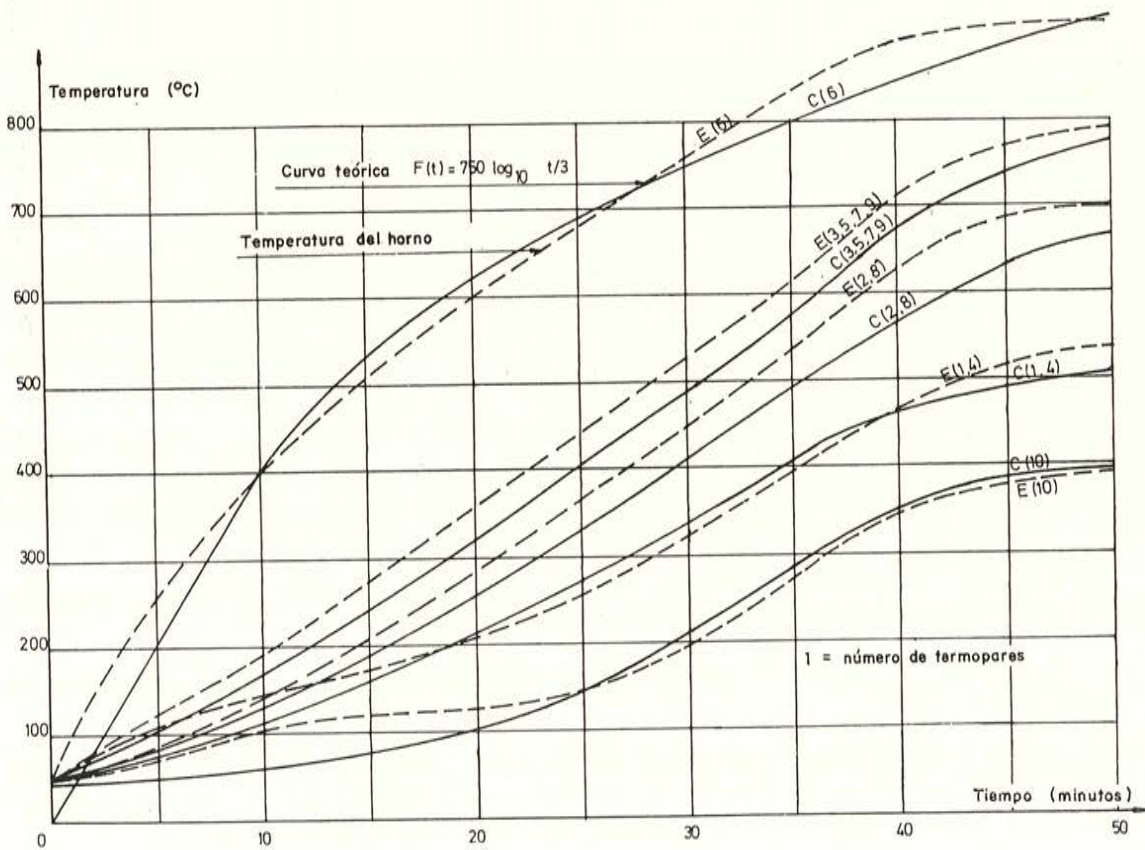


Fig. 87. — Comparación entre los valores experimentales y los calculados para el prisma 2.

4.2. Método de cálculo de la resistencia al fuego de un elemento de hormigón pretensado.

Se utilizan las siguientes notaciones:

- h = canto total de la sección.
- h_A = distancia entre el centro de gravedad de las armaduras y la fibra superior.
- b = anchura de la zona de hormigón comprimido.
- ω_A = sección de acero.
- P = carga uniformemente repartida.
- l = luz de la viga.
- f = flecha de la viga.
- E_A = módulo de elasticidad del acero.
- σ_{AR} = tensión de rotura del acero.
- ϵ'_{Ai} = alargamiento del acero después de la estabilización.
- ϵ'_{AR} = alargamiento efectivo del acero en el momento de la rotura.
- ϵ_{disp} = margen de alargamiento del acero entre las condiciones de servicio (después de la estabilización) y las condiciones de rotura,
- K = coeficiente de adherencia = coeficiente entre las deformaciones del acero y del hormigón situado al nivel de las armaduras.
- E_B = módulo de elasticidad del hormigón.
- σ'_{BE} = límite de elasticidad del hormigón.
- σ'_{BR} = resistencia del hormigón en compresión.
- ϵ_0 = deformación de la fibra superior de la viga en vacío (despreciable).
- ϵ_{BR} = acortamiento de rotura del hormigón.
- y_1 = altura de la zona comprimida de hormigón.

En el capítulo III se ha estudiado el comportamiento de los hormigones a temperaturas elevadas. Ahora, los cálculos de la viga se basan en las enseñanzas obtenidas de tal estudio.

Se adopta el diagrama ideal tensión-deformación de la figura 88.

En lo que respecta al acero, el comportamiento antes del calentamiento de las armaduras en una pieza pretensada puede esquematizarse sobre un diagrama tensión-deformación de la forma indicada en la figura 89; la curva "Oaf" es el diagrama tensión-deformación de la armadura en un ensayo de tracción.

En la pieza pretensada el acero se tesa inicialmente a la tensión σ_i , correspondiente al punto "a" del diagrama. Después de anclada, la armadura sigue las deformaciones elásticas y diferidas del hormigón, y experimenta, por este hecho, una pérdida de tensión que se traduce en el diagrama por el paso del punto "a" al punto "b".

El fenómeno de relajación del acero supone una nueva pérdida de tensión, representada en el diagrama por el paso de "b" a "c".

La aplicación de las sobrecargas provoca un incremento elástico de las tensiones en el acero, según "c d".

El estado estabilizado se caracteriza por σ_s y $\epsilon_{e.s.}$. En general, las sobrecargas suponen tan sólo un pequeño aumento de las tensiones, de manera que σ_s y σ_0 no son muy diferentes y pueden suponerse confundidas, con suficiente aproximación.

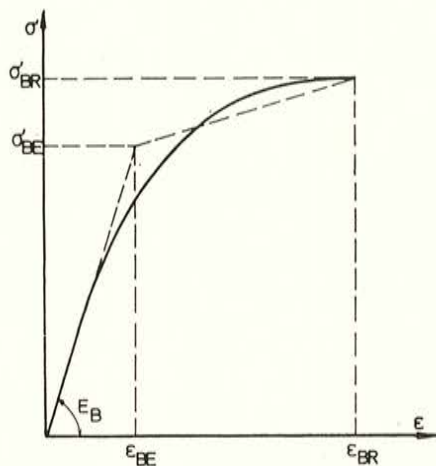


Figura 88.

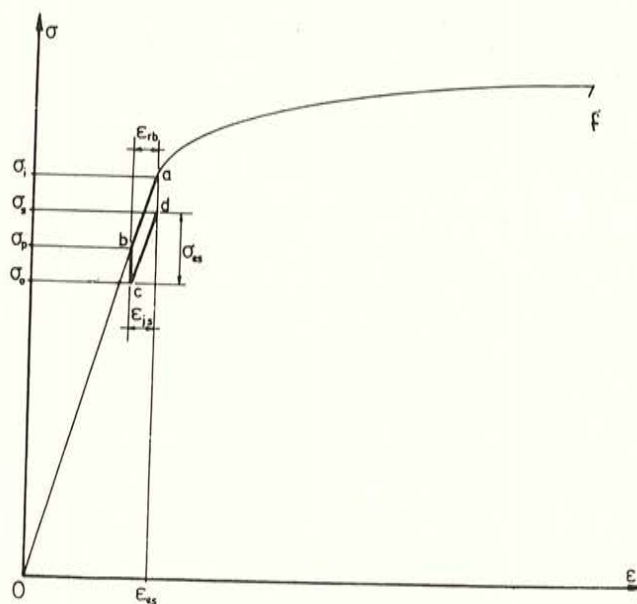


Figura 89.

En lo que respecta al estudio de la influencia del calor, se admite que las sobrecargas son invariables y que las dilataciones térmicas del acero y del hormigón son las mismas; se desprecian las solicitaciones secundarias debidas a las deformaciones, de forma que la tensión en el acero se mantiene constante en el curso del proceso de deformación de la viga.

Se supone, además, que la viga experimenta la influencia del calor en un momento tal, que ya se ha producido la mayor parte de la retracción y de la fluencia.

En estas condiciones, las armaduras se deforman bajo tensión constante, de manera que es aplicable un diagrama tensión-deformación del tipo del representado en la figura 90, que tiene en cuenta la influencia de la temperatura.

Los diagramas de este tipo se han estudiado con detalle en el capítulo 2.

No siendo nunca perfecta la adherencia acero-hormigón, se introduce en los cálculos un "factor de adherencia" que tiene en cuenta el hecho de que las deformaciones bajo carga de las armaduras no son iguales a las del hormigón situado al mismo nivel.

La teoría que sigue se basa en la hipótesis de conservación de las secciones planas hasta la rotura.

El agotamiento de la viga puede deberse a una rotura por alargamiento excesivo del acero, al aplastamiento del hormigón o a una rotura mixta; o bien, a una excesiva deformación.

Los tipos de rotura por alargamiento excesivo del acero y por aplastamiento del hormigón se esquematizan en las figuras 91 y 92. Estas figuras ilustran claramente las hipótesis admitidas respecto a la forma del diagrama de compresiones en el hormigón.

Se considera ahora un estado cualquiera de la viga durante el proceso de deformación.

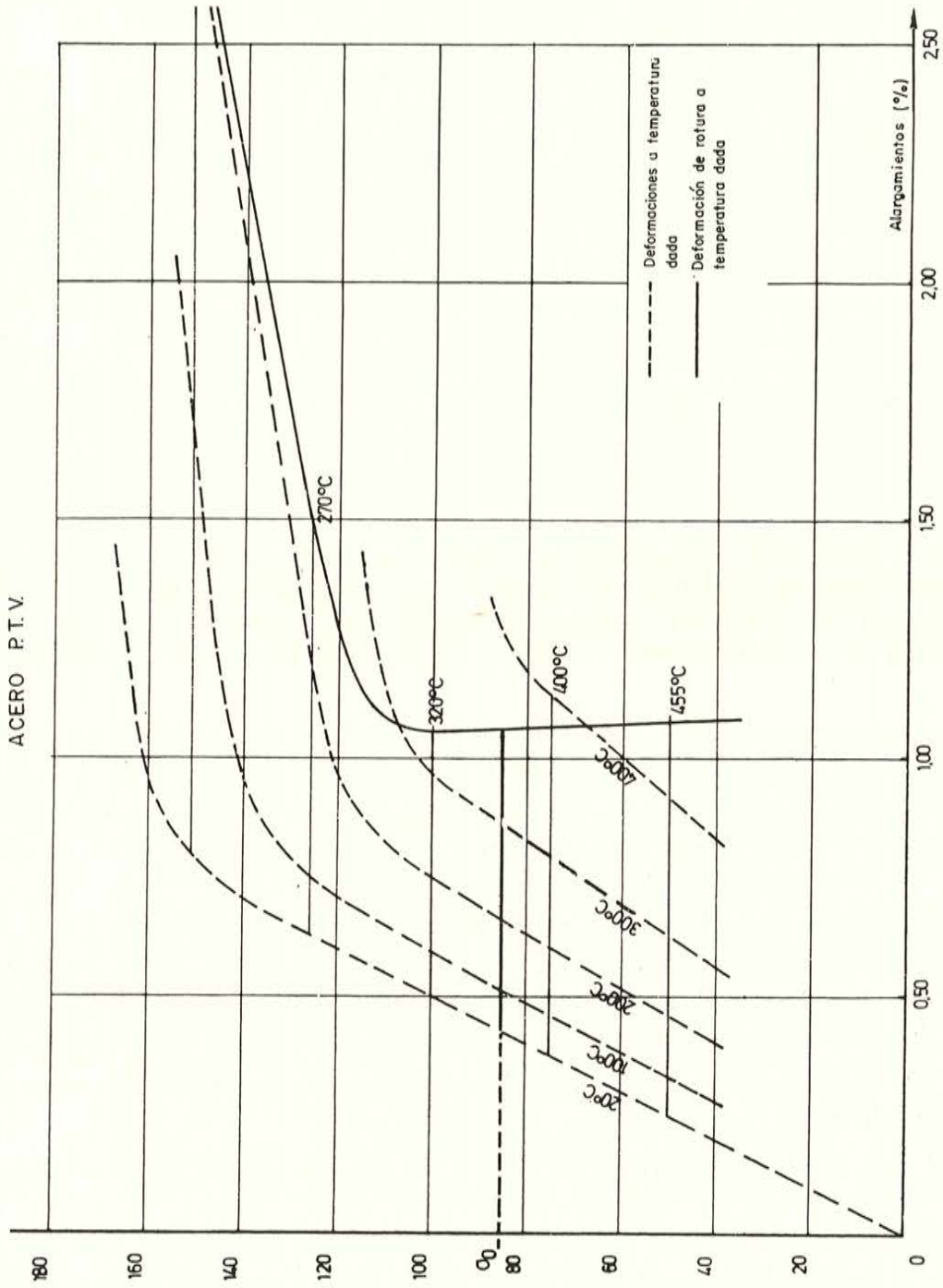


Figura 90.

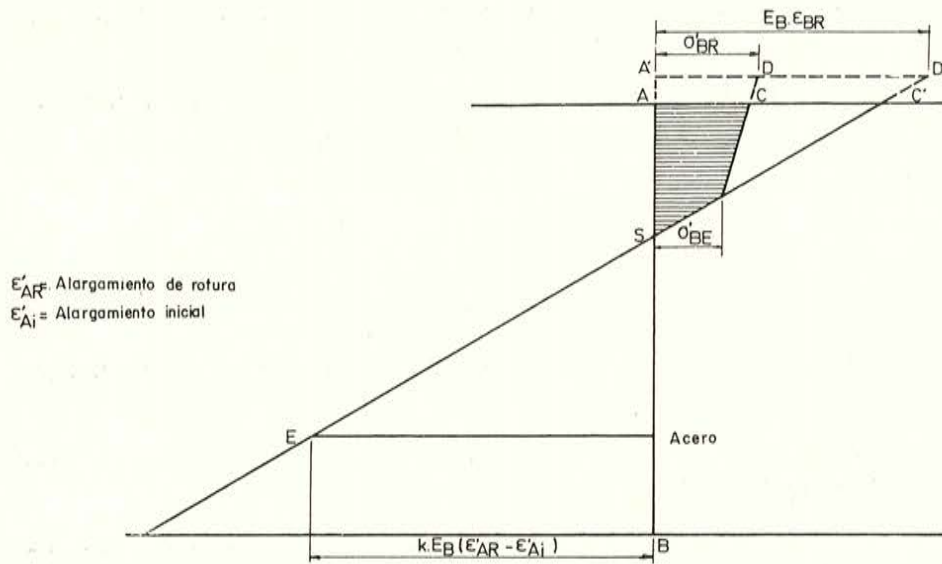


Fig. 91.—Rotura por alargamiento excesivo del acero.

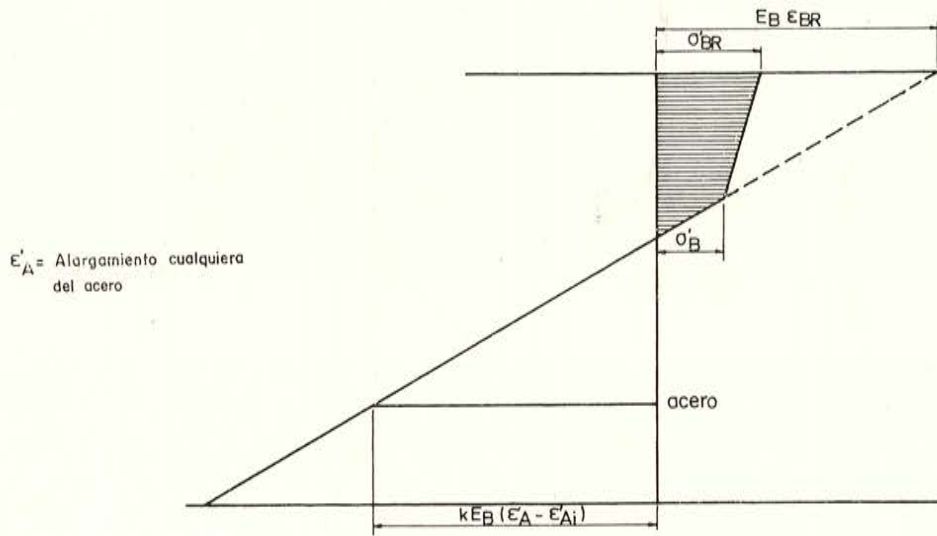


Fig. 92.—Rotura por aplastamiento del hormigón.

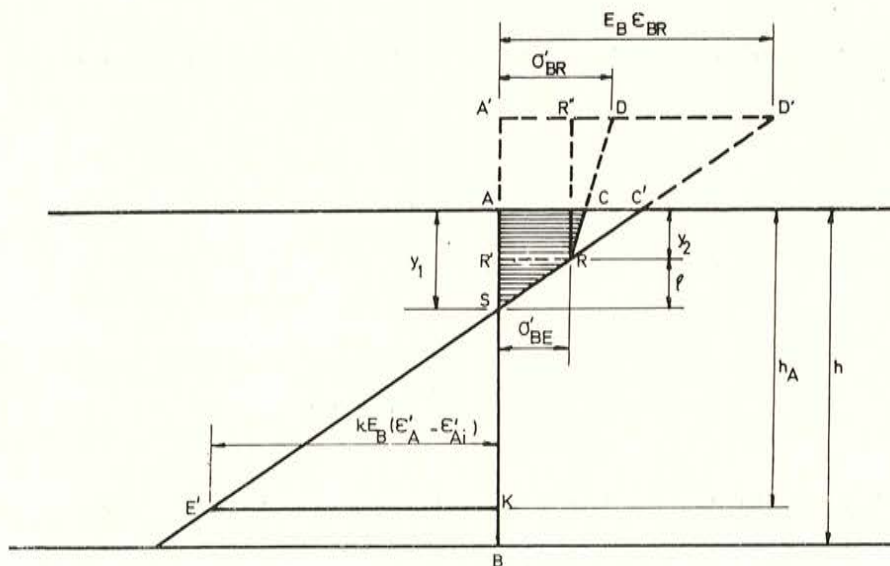


Figura 93.

de donde:

$$R_{ASC'} = \frac{K E_B (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}{h_A - y_1} M_{AS(1)};$$

con $M_{AS(1)}$ = momento estático de la porción AS de la sección transversal, con respecto al eje que pasa por S.

La resultante de la distribución de tensiones CR'C' se escribe:

$$R_{CR'C'} = \frac{E_B \epsilon_{BR} - \sigma'_{BR}}{\frac{\epsilon_{BR}}{K (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}} M_{AR'(2)};$$

con $M_{AR'(2)}$ = momento estático de la porción AR' de la sección transversal con respecto al eje que pasa por R.

La resultante de los esfuerzos de compresión vale:

$$R_{compresion} = R_{ASC'} - R_{CR'C'}.$$

Por aproximaciones sucesivas se determinan y_1 e y_2 mediante las ecuaciones siguientes:

$$y_2 = y_1 - \frac{\sigma'_{BE} (h_A - y_1)}{K E_B (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}. \quad [16]$$

$$\omega_A \cdot \sigma_A = \frac{K E_B (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}{h_A - y_1} M_{AS(1)} - \frac{E_B \epsilon_{BR} - \sigma'_{BR}}{\frac{\epsilon_{BR}}{K (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}} M_{AR'(2)}. \quad [17]$$

Se puede luego calcular la tensión en la fibra superior por la fórmula:

$$\sigma'_{sup} = \frac{K y_1 E_B (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}{h_A - y_1} - \frac{E_B \cdot \epsilon_{BR} - \sigma'_{BR}}{\frac{\epsilon_{BR}}{K (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}} y_2. \quad [18]$$

Caso de una sección rectangular.

En una sección rectangular de anchura b se tiene:

$$M_{AS(1)} = \frac{b y_1^2}{2} \quad y \quad M_{AR'(2)} = \frac{b y_2^2}{2}.$$

Las expresiones 16 y 18 no cambian; la [17] resulta:

$$\omega_A \cdot \sigma_A = \frac{K E_B (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}{h_A - y_1} \cdot \frac{b}{2} \cdot y_1^2 - \frac{E_B \epsilon_{BR} - \sigma'_{BR}}{\frac{\epsilon_{BR}}{K (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}} \cdot \frac{b}{2} y_2^2. \quad [17']$$

Caso de una sección cualquiera con un eje de simetría.

Se comprueba que los cálculos de tanteo son, relativamente, simples para una sección rectangular; no es lo mismo para una sección de forma cualquiera.

Mediante un método gráfico es posible facilitar los tanteos.

Se construye un polígono funicular (con una distancia polar igual a H) que relaciona las áreas de un cierto número de rebanadas cortadas en la sección transversal mediante cuerdas perpendiculares al eje de simetría (fig. 95).

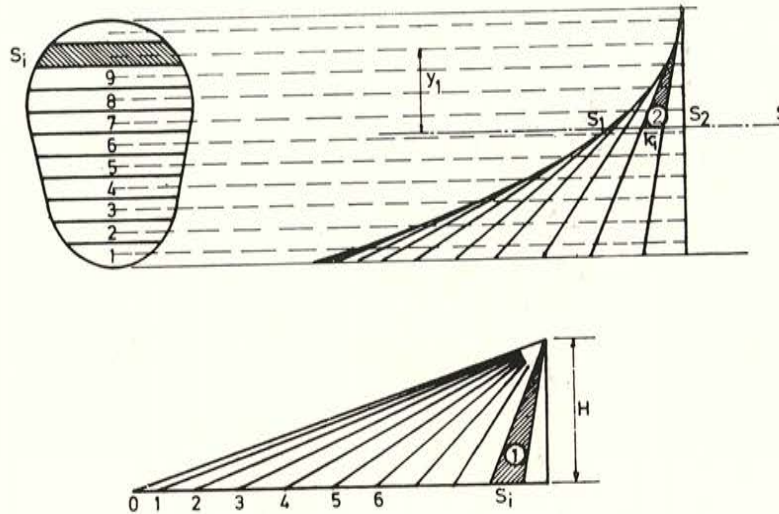


Figura 95.

Considerando los triángulos 1 y 2 se tiene:

$$\frac{dB_i}{H} = \frac{K_i}{y_i};$$

de donde:

$$dB_i y_i = H K_i.$$

El momento estático de la parte de sección situada por encima del eje S viene dado por el producto de $S_1 S_2$ por la distancia polar H :

$$\int_{AS} dB_i \cdot y_i = \sum_{AS} dB_i \cdot y_i = (S_1 S_2) H.$$

Si se traza el polígono de fuerzas a la escala ρ (siendo ρ el número de centímetros de la realidad representados por un centímetro del dibujo) se tiene:

$$\sum_{AS} dB_i \cdot y_i = (\overline{S_1 S_2}) H \rho.$$

Se tiene:

$$\omega_A \cdot \sigma_A = \frac{K E_B (\epsilon'_{A'} - \epsilon'_{Ai})}{h_A - y_i} (\overline{lq}) (H) \rho - \frac{E_B \epsilon_{BR} - \sigma'_{BR}}{\frac{\epsilon_{BR}}{K (\epsilon'_{A'} - \epsilon'_{Ai})} (h_A - y_1) - y_1 + y_2} (\overline{mn}) (H) \cdot \rho.$$

Los tanteos, que son pocos, se efectúan haciendo girar el diagrama de deformaciones alrededor de E' (fig. 96).

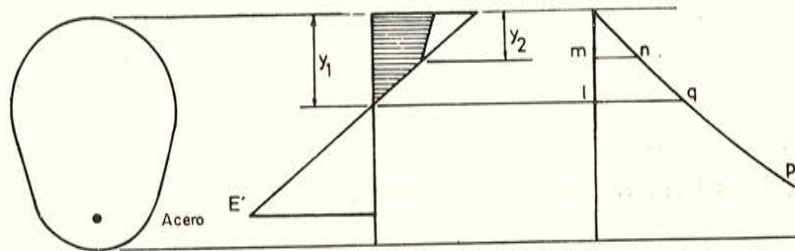


Figura 96.

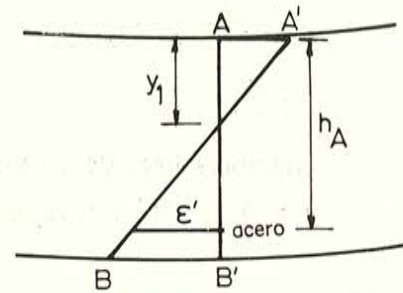


Figura 97.

Cálculo de flechas.

Cálculo de las flechas debidas a la deformación de la armadura, en el caso de una viga isostática de luz l , cargada uniformemente.

Para un alargamiento ϵ' del acero y según la figura 97, se tiene:

$$\sigma = \frac{M (h_A - y_1)}{I};$$

$$\sigma = E \cdot \epsilon';$$

de donde:

$$M = \frac{E \cdot I \cdot \epsilon'}{h_A - y_1}.$$

Para una viga uniformemente cargada, $M_{\text{máx}} = \frac{p l^2}{8}$, de donde:

$$f = \frac{5}{48} l^2 \frac{\epsilon'}{h_A - y_1}.$$

Siendo $\epsilon'_{A'}$ el alargamiento correspondiente a una temperatura dada, se tiene:

$$\epsilon' = \epsilon'_{A'} - \epsilon'_{Ai};$$

de donde:

$$f = \frac{5}{48} l^2 \frac{\epsilon'_{A'} - \epsilon'_{Ai}}{h_A - y_1}. \quad [19]$$

4.3. Ejemplo de cálculo de una viga.

Características de los materiales.

Hormigón:

Resistencia en probeta cilíndrica, en compresión, a veintiocho días: 450 kg/cm^2 .

Resistencia en tracción (ensayo brasileño) a veintiocho días: 30 kg/cm^2 .

Módulo de elasticidad: 300.000 kg/cm^2 ;

$\epsilon_{BR} = 3,5/1.000$; $\sigma'_{BR} = 300 \text{ kg/cm}^2$.

Acero:

Alambres lisos de 7 mm de diámetro.

Acero trefilado, envejecido: $R_m = 176 \text{ kg/mm}^2$; $\sigma_{0,2} = 156 \text{ kg/mm}^2$.

Características de la viga.

Luz, 12 m.

Sobrecarga, 750 kg/m .

Sección, $20 \times 48 \text{ cm}^2$.

Esfuerzo de pretensado, 87.000 kg .

Sección total de acero, 770 mm^2 .

Tensión permanente del acero, 113 kg/mm^2 .

Excentricidad, -13 cm ($H_A = 37 \text{ cm}$).

Cálculos térmicos.

La elevación de temperatura se calcula en dos puntos de la sección: el primero, en el centro de gravedad de las armaduras, y el otro, en la zona de compresión (fig. 98):

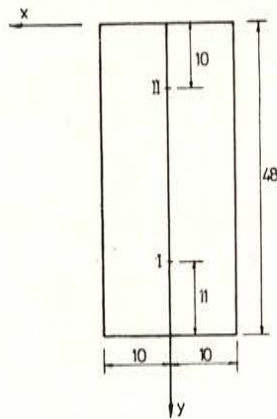


Figura 98.

$$l_1 = 10 \text{ cm} \quad y \quad l_2 = 48 \text{ cm}$$

$$\text{Punto I: } x_I = 0 \quad y_I = 37$$

$$D_1 = 0 \quad D_2 = 0,77.$$

$$\text{Punto II: } x_{II} = 0 \quad y_{II} = 7$$

$$D_1 = 0 \quad D_2 = 0,20.$$

Se adopta la misma ley de calentamiento que la utilizada para los ensayos de hormigones, cuya ecuación se escribe:

$$T = 750 \log_{10} 20 t.$$

de donde:

$$T_m = 326 (l_n 20 t - 1) + \frac{22}{t}$$

$$\tau_1 = 2 \frac{a t}{l_1^2} = 0,30 t.$$

$$\tau_2 = 2 \frac{a t}{l_2^2} = 0,013 t.$$

$$T = A (T_m - T_0) + 20.$$

Las temperaturas calculadas para los puntos I y II se recogen en las tablas 27 y 28.

TABLA 27. — Punto I.

<i>t</i> horas	τ_1	τ_2	$T_m - T_0$	$D_1 = 0$		$D_2 = 0,77$		(a) $(1-A_1)x$ $(1-A_2)$	$A = 1$ $-(a)$	T (°C)
				A_1	$1 - A_1$	A_2	$1 - A_2$			
1/6	0,05	0,002	178	0,03	0,97	0,00	1,00	0,97	0,03	25
1/3	0,10	0,004	338	0,05	0,95	0,02	0,98	0,94	0,06	37
1/2	0,15	0,0065	448	0,12	0,88	0,05	0,95	0,835	0,165	94
2/3	0,20	0,0086	528	0,21	0,79	0,10	0,90	0,71	0,29	173
5/6	0,25	0,011	600	0,29	0,71	0,12	0,88	0,625	0,375	245
1	0,30	0,013	654	0,38	0,62	0,15	0,85	0,53	0,47	327
3/2	0,45	0,0195	779	0,57	0,43	0,22	0,78	0,33	0,67	542
2	0,60	0,026	867	0,71	0,29	0,33	0,67	0,20	0,80	715

TABLA 28. — Punto II.

<i>t</i> horas	τ_1	τ_2	$T_m - T_0$	$D_1 = 0$		$D_2 = 0,77$		(a) $(1-A_1)x$ $(1-A_2)$	$A = 1$ $-(a)$	T (°C)
				A_1	$1 - A_1$	A_2	$1 - A_2$			
1/6	0,05	0,002	178	0,03	0,97	0,00	1,00	0,97	0,03	25
1/3	0,10	0,004	338	0,05	0,95	0,00	1,00	0,95	0,05	37
1/2	0,15	0,0065	448	0,12	0,88	0,00	1,00	0,88	0,12	74
2/3	0,20	0,0086	528	0,21	0,79	0,01	0,99	0,782	0,218	135
5/6	0,25	0,011	600	0,29	0,71	0,013	0,987	0,70	0,30	200
1	0,30	0,013	654	0,38	0,62	0,015	0,985	0,61	0,39	275
3/2	0,45	0,0195	779	0,57	0,43	0,020	0,98	0,42	0,58	470
2	0,60	0,026	867	0,71	0,29	0,040	0,96	0,28	0,72	624

Modificaciones de las características de los materiales.

Hormigón: Según los resultados incluidos en el capítulo III, la resistencia en función de la temperatura evoluciona así:

$$\begin{aligned} T = 25^\circ \text{C} \quad \sigma'_{BR} &= \sigma'_{BR20} = 450 \text{ kg/cm}^2, \\ T = 100^\circ \text{C} \quad \sigma'_{BR} &= 0,98 \sigma'_{BR20} = 440 \text{ kg/cm}^2, \\ T = 200^\circ \text{C} \quad \sigma'_{BR} &= 0,93 \sigma'_{BR20} = 420 \text{ kg/cm}^2, \\ T = 300^\circ \text{C} \quad \sigma'_{BR} &= 0,88 \sigma'_{BR20} = 400 \text{ kg/cm}^2, \\ T = 500^\circ \text{C} \quad \sigma'_{BR} &= 0,80 \sigma'_{BR20} = 360 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned}$$

Acero: La evolución de las características del acero en función de la temperatura se ha estudiado en el capítulo II:

$$\sigma_{A \text{ permanente}} = 113 \text{ kg/mm}^2,$$

de donde:

$$\epsilon'_{Ai} = \frac{\sigma_A}{E_A} = \frac{113}{20.000} = \frac{5,65}{1.000}.$$

Según los diagramas se tiene:

$$\begin{aligned} T_{\text{acero}} = 40^\circ \text{C} \quad \epsilon'_A - \epsilon'_{Ai} &= 0,4/1.000, \\ T_{\text{acero}} = 100^\circ \text{C} \quad \epsilon'_A - \epsilon'_{Ai} &= 1/1.000, \\ T_{\text{acero}} = 200^\circ \text{C} \quad \epsilon'_A - \epsilon'_{Ai} &= 3,3/1.000, \\ T_{\text{acero}} = 290^\circ \text{C} \quad \epsilon'_A - \epsilon'_{Ai} &= 6,4/1.000, \\ T_{\text{crítica}} &= 290^\circ \text{C} \\ \text{Coeficiente de adherencia: } K &= 0,8. \end{aligned}$$

Estudio del comportamiento de la viga para diferentes temperaturas del acero.

Se determina la extensión de la zona fisurada y las tensiones en el hormigón.

Se indica el detalle del cálculo para la temperatura 100° C del acero.

a) Para $T_{\text{acero}} = 100^\circ \text{C}$, es decir, a los treinta y dos minutos de exposición al fuego.

$$\begin{aligned} \text{— Alargamiento del acero: } \epsilon'_A - \epsilon'_{Ai} &= 1/1.000, \\ \text{— } \sigma'_{BR} &= 440 \text{ kg/cm}^2, \end{aligned}$$

la fórmula [17'] se escribe:

$$\omega_A \cdot \sigma_A = \frac{K E_B (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}{h_A - y_1} b \frac{y_1^2}{2} - \frac{E_B \cdot \epsilon_{BR} - \sigma'_{BR}}{\frac{\epsilon_{BR}}{K (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})} (h_A - y_1) - y_1 + y_2} b \frac{y_2^2}{2};$$

$$87.000 = \frac{0,8 (300.000) \frac{1}{1.000}}{37 - y_1} - 20 \frac{y_1^2}{2} - \frac{300.000 \frac{3,5}{1.000} - 440}{1.000} - 20 \frac{y_2^2}{2};$$

$$87.000 = \frac{2.400 y_1^2}{37 - y_1} - \frac{6.100 y_2^2}{162 - 5,37 y_1 + y_2} \quad [17']$$

La fórmula [16] se escribe:

$$y_2 = y_1 - \frac{\sigma'_{BB} (h_A - y_1)}{K E_B (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})};$$

$$y_2 = y_1 - \frac{300 (37 - y_1)}{0,8 (300.000) \frac{1}{1.000}};$$

$$y_2 = 2,25 y_1 - 46,2. \quad [16]$$

Por aproximaciones sucesivas, a partir de las fórmulas [16] y [17'], se obtiene:

$$y_1 = 23 \text{ cm};$$

$$y_2 = 5,5 \text{ cm}.$$

La tensión en la fibra superior viene dada por la fórmula [18]:

$$\sigma'_{sup} = \frac{K y_1 E_B (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}{h_A - y_1} - \frac{E_B \cdot \epsilon_{BR} - \sigma'_{BR}}{\frac{\epsilon_{BR}}{K (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})} (h_A - y_1) - y_1 + y_2} y_2;$$

$$\sigma'_{sup} = \frac{240 y_1}{14} - \frac{610 y_2}{44};$$

$$\sigma'_{sup} = 318 \text{ kg/cm}^2.$$

La flecha se calcula por la fórmula [19]:

$$f = \frac{5}{48} l^2 \frac{K (\epsilon'_A - \epsilon'_{Ai})}{h_A - y_1};$$

$$f = \frac{5}{48} (1.200)^2 \frac{0,8 \left(\frac{1}{1.000} \right)}{14};$$

$$f = 8,57 \text{ cm}.$$

b) Para $T_{\text{acero}} = 40^{\circ} \text{C}$, es decir, a los veinte minutos de exposición al fuego.

$$\begin{aligned} \epsilon'_A - \epsilon'_{Ai} &= 0,4/1.000 \\ \sigma'_{BR} &= 450 \text{ kg/cm}^2 \\ y_1 &= 28,2 \text{ cm} \\ y_2 &= 0,3 \text{ cm} \\ \sigma'_{\text{sup}} &= 305 \text{ kg/cm}^2 \\ f &= 5,5 \text{ cm.} \end{aligned}$$

c) Para $T_{\text{acero}} = 200^{\circ} \text{C}$, es decir, a los cuarenta y tres minutos de exposición al fuego.

$$\begin{aligned} \epsilon'_A - \epsilon'_{Ai} &= 3,3/1.000 \\ \sigma'_{BR} &= 524 \text{ kg/cm}^2 \\ y_1 &= 17 \text{ cm} \\ y_2 &= 9,4 \text{ cm} \\ \sigma'_{\text{sup}} &= 364 \text{ kg/cm}^2 \\ f &= 19,8 \text{ cm.} \end{aligned}$$

d) Para $T_{\text{acero}} = 290^{\circ} \text{C}$, es decir, a los cincuenta y seis minutos de exposición al fuego (rotura del acero).

$$\begin{aligned} \epsilon'_A - \epsilon'_{Ai} &= 6,4/1.000 \\ \sigma'_{BR} &= 410 \text{ kg/cm}^2 \\ y_1 &= 14,8 \text{ cm} \\ y_2 &= 10,5 \text{ cm} \\ \sigma'_{\text{sup}} &= 405 \text{ kg/cm}^2 \\ f &= 34,4 \text{ cm.} \end{aligned}$$

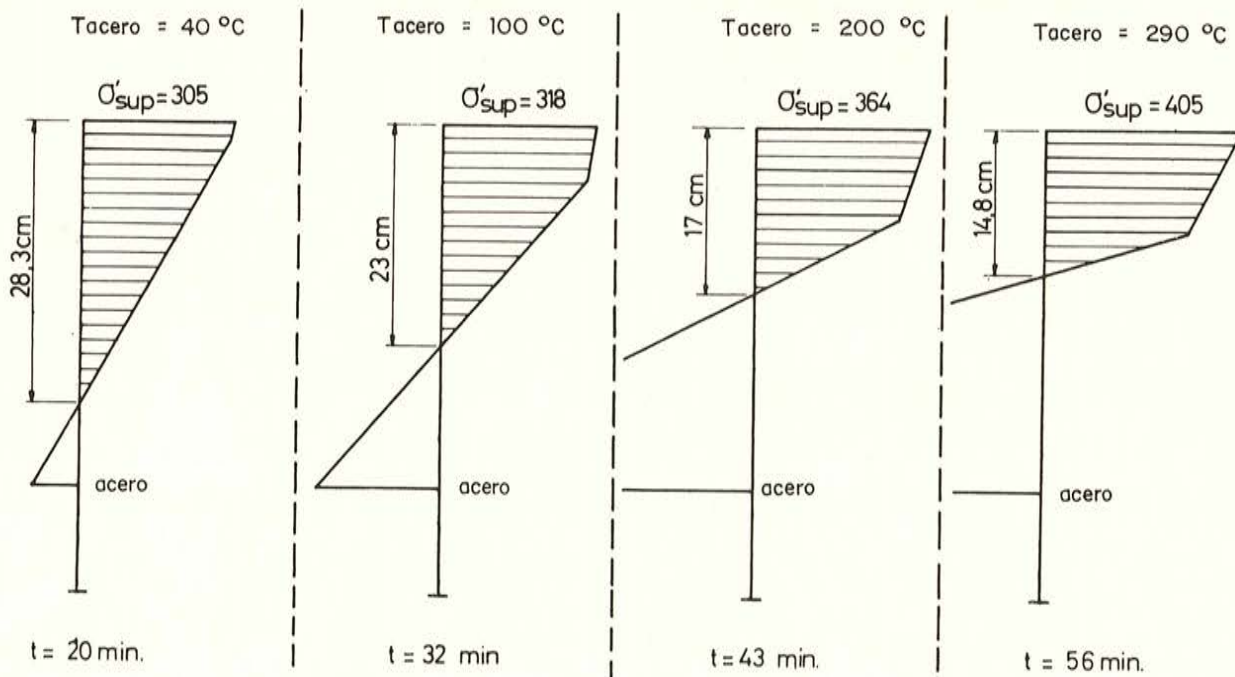


Fig. 99. — Evolución de la zona de compresión en función de la temperatura.

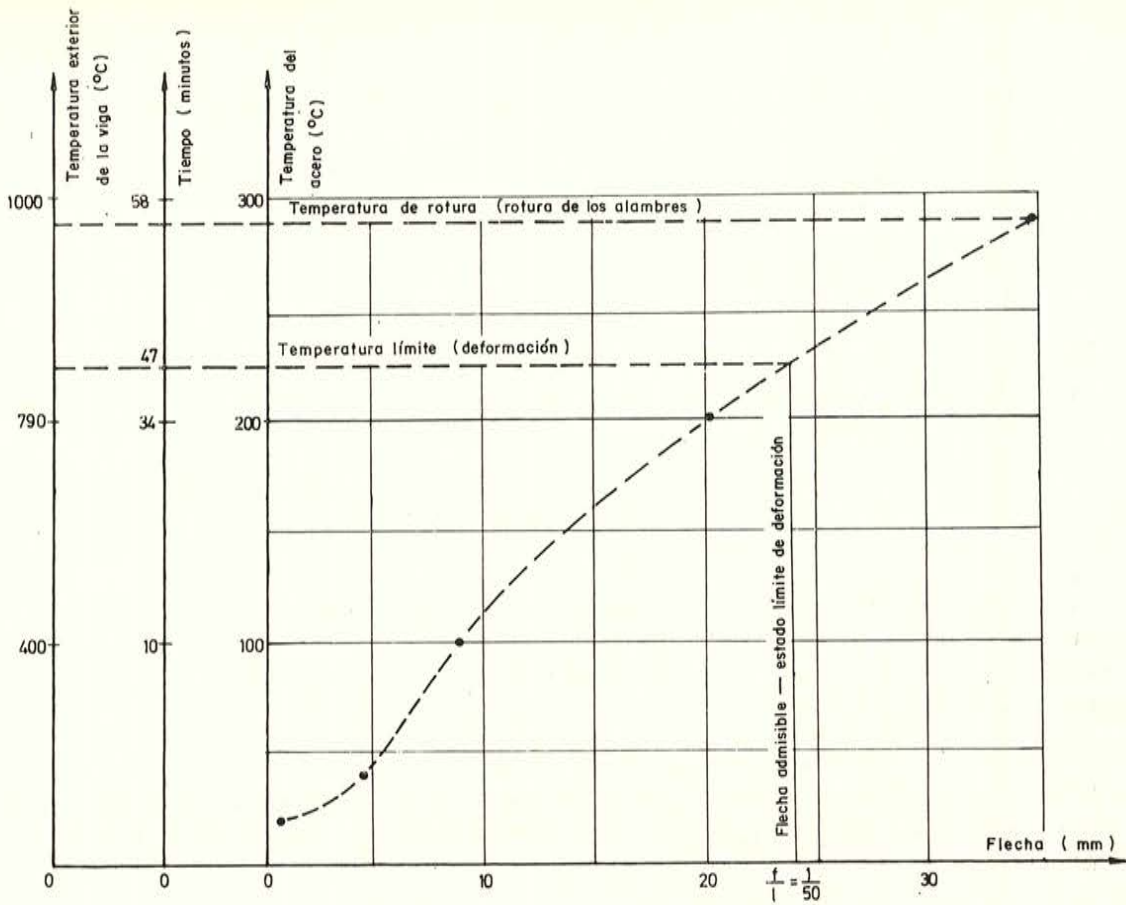


Fig. 100. — Evolución de la flecha en función de la temperatura del acero.

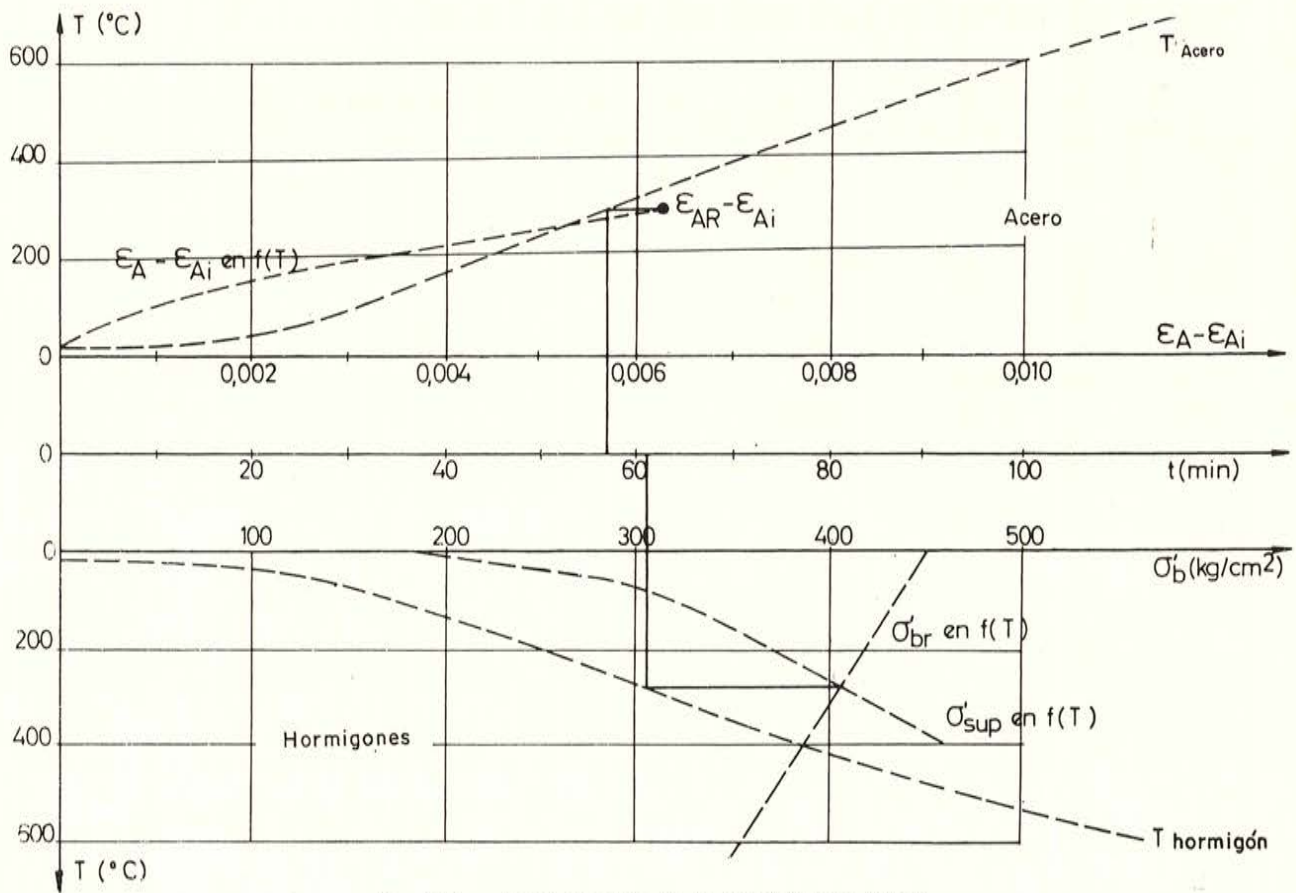


Fig. 101. — Determinación de la resistencia al fuego.

La figura 99 representa la evolución de la zona de compresión bajo el efecto del aumento de temperatura.

La figura 100 representa la evolución de la flecha durante el período de exposición al fuego.

El procedimiento gráfico esquematizado en la figura 101 permite determinar la forma de rotura de la viga y la duración de su resistencia al fuego.

En efecto, la curva de evolución de la tensión máxima del hormigón [$\sigma'_{\text{sup}} = f(T)$] corta a la curva de evolución de su resistencia [$\sigma'_{\text{RR}} = f(T)$] en un punto que corresponde a la rotura del hormigón en la viga.

La horizontal que pasa por ese punto corta a la curva que da la temperatura de hormigón [$T_{\text{hormigón}}$] en un punto que corresponde al tiempo necesario para alcanzar la rotura del hormigón.

Análogamente, conociendo el alargamiento disponible del acero ($\epsilon'_{AR} - \epsilon'_{AI}$) y la temperatura crítica correspondiente a la tensión inicial en la armadura se determina fácilmente, según la curva de calentamiento del acero, la duración necesaria para alcanzar esa temperatura crítica.

Se comprueba, que en el caso tratado, la rotura se produce por agotamiento de los alargamientos disponibles del acero, antes de que se agote la capacidad de resistencia de la zona comprimida del hormigón. La resistencia al fuego de la viga es de cincuenta y seis minutos.

Se comprueba en la figura 101 que, si se admite, por ejemplo, una flecha límite igual al cincuentavo de la luz, debe considerarse la viga fuera de servicio para una temperatura inferior a la de rotura. La resistencia al fuego de la viga resulta ser sólo de cuarenta y siete minutos.

El método de cálculo presentado no hace intervenir directamente la fluencia del acero y del hormigón a temperaturas elevadas: no obstante, se tiene en cuenta la fluencia del acero, dado que se utilizan sus alargamientos reales obtenidos de diagramas experimentales.

El método es rápido y permite seguir el comportamiento de la viga y prever su forma de rotura y su resistencia al fuego.

Conviene, no obstante, hacer notar que a lo largo del desarrollo teórico ha sido necesario establecer hipótesis que son ciertamente verosímiles, pero que exigirían un mayor número de confirmaciones experimentales.

La resistencia al fuego puede calcularse según la CUR, por la sencilla fórmula:

$$B = \frac{T_{\text{crit}}}{c}$$

En el ejemplo expuesto se tiene $T_{\text{crit}} = 290^{\circ}\text{C}$ y $c = 5,45^{\circ}\text{C}/\text{min.}$, con lo que $B = 53,2$ minutos. Este resultado concuerda excelentemente con la resistencia al fuego calculada anteriormente, que es de cincuenta y seis minutos.

Traducido por:

ALVARO GARCÍA MESEGUER.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

CAPITULO I

1. H. J. WIERIG: "Das verhalten von Betonwaren u. Stahlbeton Fertigteilen in Feuer". Betonstein-Leitung Heft S, 9 u. 10, 1963
2. Informe de la Comisión de la F.I.P. sobre la resistencia al fuego del hormigón pretensado. V Congreso de la F.I.P., París, 1966.
3. U. KORDINA: "Das verhalten von Stahlbeton und Spannbetonbanteiler unter Feuer-Angriff". Beton, 13 (1963), Heft 1 u. 2, págs. 11-18.
4. C.U.R.: (Commissie voor uitvoering van Research): Informe 13 (1958).
5. HILL, MUN y ASHTON: "The fire resistance of prestressed concrete". Cement and Concrete Association Technical Report, May 1957.
6. ASHTON y BATE (Danielewski): "Die Feuerbestandigkeit vorgespannter Betonbalker". Bundesverband der Betonsteinindustrie cv 1960.
7. CARLSON y TATHAN: "The new beam furnace at PCA and some experience gained from its use". Research and development Laboratories of the Portland Cement Association, Bulletin 164 (1963).
8. SCHVAGGIO y CARLSON: "Effect of restraint on fire resistance of prestressed concrete". Id Bulletin 164 (1963).
9. WOODS: "Research on fire resistance of prestressed concrete". Id. Bulletin 130 (1961).
10. CARLSON: "Fire resistance of prestressed concrete beams. Study A: Influence of thickness of concrete covering over prestressing steel strand". Id. Bulletin 147 (1961).
11. SEBVORGIO y CARLSON: "Idem. Influence of aggregate and load intensity. Study B". *Bulletin*, 171 (1963).
12. CARLSON, BENJAMÍN, SHERIDAN, TROKELL: "Symposium on fire resistance of concrete". American Concrete Institute, publication SP-5 (1961)
13. T.N.O.: Informe n.º B-66-1.273/6.550: Brandproef op een uit 3 voorgespannen betonelementen sa mengestelde ligger over 4 steunpunten.
14. C.S.T.B.: R.E.E.F. 58 vol. II. Sciences du bâtiment, ch. D3-Tenue au feu des bâtiments.
15. COHILL: "The development of stabilised wire and strand". Wire and Wire Products, october 1964.
16. R. J. HAMMERSMITH: "U. S. experience with fires in prestressed concrete construction (P.C.I.).
17. F.I.P.: Tagung des ad hoc-komitees "Spannbeton unter Feuer-Angriff", 9, 11, 6, 65. Braunschweig.
18. C.B.R. (ERGON): Documentation, 26, 8, 1966.
19. A.S.P.: Huitième session d'études, 1965, I. Comportement du béton précontraint et de ses éléments constitutifs sous l'action de la chaleur.
20. WACLAN, TOMASZCZYK: Pelzanie, metali.
21. "Cement and Concrete Association", informe técnico de mayo de 1957.

CAPITULO III

1. M. LEPINGLE: "Comportement des bétons soumis à l'action des hautes températures". Circulaire série F, n.º 4, 1941.
2. Hojas de Información de la Industria Cementera, 1957.
3. MENZEL: A.S.T.M., Volumen XXXI, pág. 607.
4. S. N. INGBERG: A.S.T.M., Volumen XXXI, pág. 824.
5. AMOS: Der Bautenschutz, pág. 68, 1937.
6. GUYÓN: Hormigón pretensado, 1966.

CAPITULO IV

1. DUHAMEL: "Memoire sur la méthode générale relative au mouvement de la chaleur dans les solides".
2. CARSLAW: "Conduction of heat in solids".
3. T. T. LIE: "Bekledingsmaterialen en bouwkonstrukties bij brand". Heron n.º 12, 1965.
4. Hoja de Información núm. 58 de la Industria Cementera.
5. A. VERMEULEN: "Gedrag van het proefelement in functie van de tijd". Informe C.B.R. no publicado.

proyecto de puente para autopista, con aparcamiento-mirador (*)

En marzo de 1967, la Sociedad "Autostrade" convocó un concurso para un puente sobre el río Entella, a la entrada de la ciudad de Chiavari, para dar paso a la autopista Génova-Sestri Levante-La Spezia ("Autopista de las Flores").

Entre los proyectos presentados ofrece particular interés la solución que en el presente artículo se describe y que, aun resultando a un costo superior al presupuesto-límite establecido por la Entidad convocadora del concurso, podría ser adoptada en alguna otra ocasión cuando se requiera un puente con aparcamiento y esté justificado su mayor costo por la conveniencia de disponer de un mirador, desde el cual poder admirar una vista panorámica especialmente atractiva.

En el proyecto que se comenta se han tenido en cuenta las dos condiciones siguientes:

- Necesidad de ambientar el puente en el paisaje circundante y ofrecer el menor obstáculo posible a la expansión y desarrollo de la ciudad ubicada en el fondo del valle.
- Necesidad de utilizar pilas de cerca de 30 m de altura, contando con que la naturaleza del terreno sólo permite la cimentación directa, profundizando de 10 a 12 metros en el lecho aluvial del valle.

Ambas condiciones condujeron a una solución en la que las pilas se sitúan a una distancia tal, que la estructura, dada su acentuada esbeltez horizontal y el reducido número de apoyos, se proyecta sobre las lomas del fondo como una delgada línea que casi se confunde con el horizonte. Por otra parte, el mayor costo unitario de las altas pilas con sus profundas cimentaciones, viene compensado por el menor número de tales elementos.

Como consecuencia de la mayor separación entre pilas, aumenta el canto de las vigas, las cuales, unidas entre sí para formar una sección en cajón, sirven de apoyo a la superficie de la calzada del puente.

Normalmente, estas calzadas no son más que una capa de asfalto que lamentablemente deben recorrerse a elevada velocidad, sin visión alguna del panorama lateral y sin posibilidad de que el viajero que por ellas circula pueda detenerse si desea pararse para admirar, aunque sólo sea brevemente, el paisaje que desde el puente se domina.

(*) Traducción del artículo publicado en el núm. 8, noviembre-diciembre 1968, de *L'Industria delle Costruzioni*, revista técnica de la ANCE. Deseamos dejar pública constancia de nuestro agradecimiento a la dirección de la revista y al ingeniero Cambi, de la firma Consulint, por su amabilidad al autorizarnos a incluir en HORMIGÓN Y ACERO la versión española del citado artículo y facilitarnos los originales de las figuras que lo ilustran. — *La Redacción*.

Al propio tiempo, hay que tener en cuenta que la parada en un puente-mirador, además de no constituir un entorpecimiento para el tráfico, debe poder efectuarse en condiciones de seguridad total y sin la servidumbre que representa el poder asomarse por un solo lado.

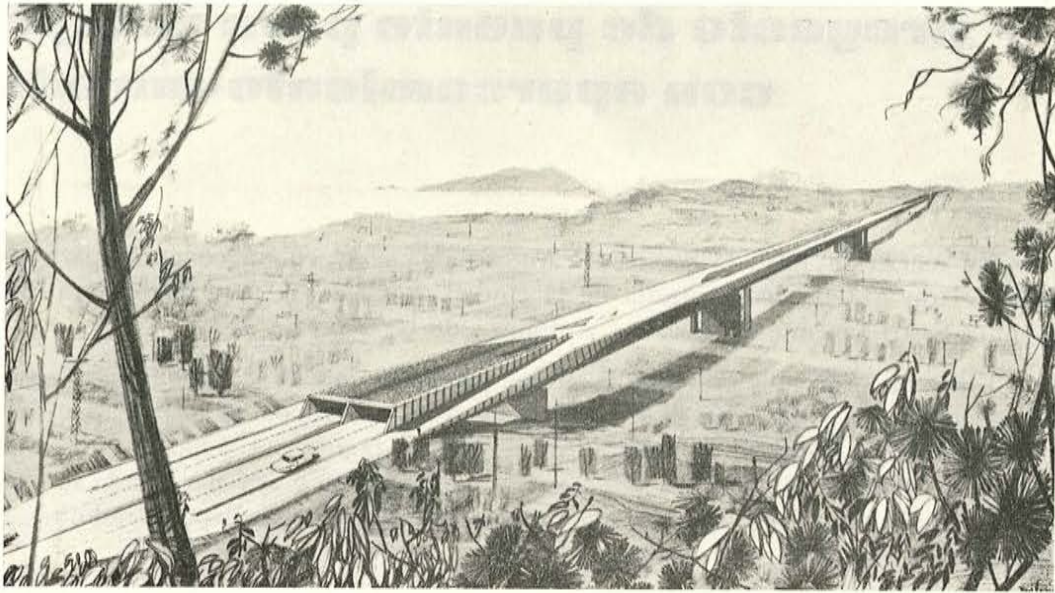
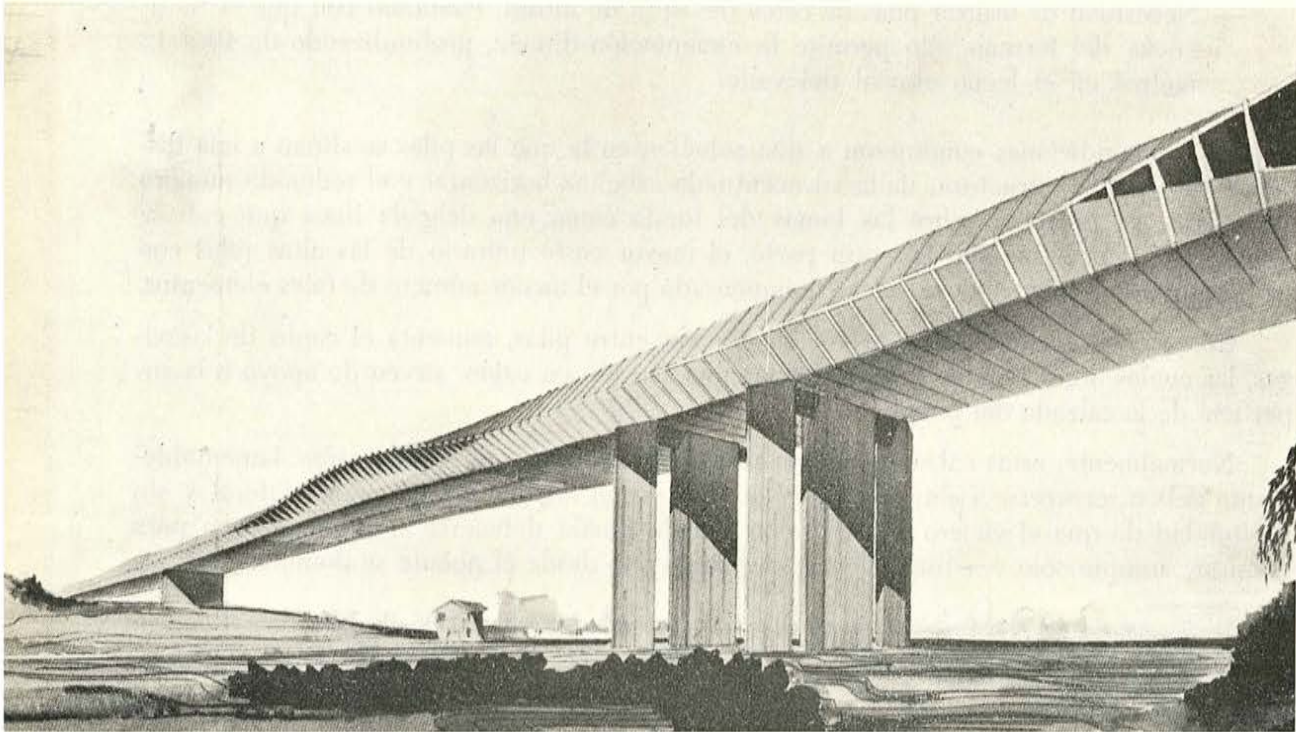


Fig. 1. — Perspectiva del puente sobre el río Entella.

Fig. 2. — Otra perspectiva del puente.



Por todo ello, se pensó en una solución a base de vigas de sección hueca, por cuyo interior se canalizaría todo el tráfico rápido, como por una galería con ventanales, utilizándose el trasdós de las vigas como zonas de detención y aparcamiento.

El puente consta de tres tramos de 180 m de luz libre, que apoyan sobre cuatro pilas, y dos tramos extremos de 75 m de longitud. El esquema estático es el clásico de las vigas Gerber realizado a base de piezas de 110 m de luz que se apoyan en los extremos de ménsulas de 35 m de longitud.

Las pilas centrales están constituidas por soportes dobles, cuyos ejes distan entre sí 20 m y descansan sobre un único bloque hueco de cimentación que tiene una superficie de apoyo de 1.375 m² y una altura de 10 m. El fondo del bloque queda a una profundidad media de 12 m por debajo del nivel del terreno.

Las vigas, de sección en cajón hueca, tienen un canto variable entre 1/34 y 1/26 de la distancia entre pilas. En su interior van dispuestas las dos vías de circulación, con una anchura de 9,50 m. El gálibo de estos cajones es de 4,60 m de altura libre.

Las dos vías de circulación van separadas, coincidiendo con la mediana, por un muro continuo, mientras que las paredes laterales llevan amplios ventanales a lo largo de la viga apoyada del sistema Gerber, que dan paso a la luz exterior, iluminando así la galería.

En los dos extremos del puente, adecuadas desviaciones permiten, mediante rampas externas dispuestas en voladizo a ambos lados de la sección en cajón, el acceso a la plataforma superior de aparcamiento y a las zonas del mirador panorámico.

El tráfico rápido se realiza así por una galería con iluminación exterior, eliminándose de esta forma toda perturbación de tipo estético y, al mismo tiempo, el peligro que dicho tráfico supone siempre para la población atravesada por el puente.

La visión nocturna del puente desde la ciudad o desde el mar ofrece un particular atractivo a causa de las luces que pasan a través de los ventanales.

Una adecuada distribución de las vías de circulación y de las zonas de aparcamiento elimina toda interferencia entre las dos direcciones de tráfico, así como cualquier obstáculo capaz de entorpecer la visión del panorama a ambos lados del puente, a los vehículos que circulan en cualquiera de dichas direcciones.

La solución adoptada para este puente consiste en una estructura mixta metálica y de hormigón pretensado. Está constituida por una viga metálica de sección en cajón, formada por elementos huecos que se van rellenando progresivamente de hormigón, al que, posteriormente, se aplica un pretensado en obra. La parte metálica sirve realmente de cimbra y encofrado perdidos de la estructura y posee la resistencia suficiente para soportar su propio peso y el del hormigón primeramente vertido. Posteriormente, a medida que va endureciendo el hormigón, aumenta la resistencia del conjunto que va siendo capaz de aguantar las sollicitaciones originadas por las sucesivas masas de hormigón que se van añadiendo y, finalmente, puede resistir el esfuerzo de pretensado que se le aplica. Se trata, por consiguiente, de una estructura que no requiere ninguna cimbra ni apoyo provisional.

En las tablas A y B incluidas a continuación se indican, esquemáticamente, las principales fases del proceso de ejecución y los valores de las características geométricas y mecánicas y de las tensiones fundamentales, de las secciones de máximo momento flector, tanto en la viga central como en las ménsulas sobre pilas.

TABLA "A". — *Viga apoyada. Sección central.*

SECCIONES	FASE DE EJECUCION	p	A	J	M	Y'_c Y_c	Y'_f Y_f	σ_{bs}	σ_{as}	σ_{bi}	σ_{ai}
		t/m	m ²	m ⁴	tm	m	m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
	Encofrado metálico	7,80	1,90	9,40	+11.800		2,60 2,70		+ 326		— 338
	Hormigonado de la cabeza superior	16,80	1,90	9,40	+25.500	0,00	"	0,00	+ 705	0,00	— 734
	Tensiones σ		"	"		"	"		+ 1.031	0,00	— 1.072
	Fase de endurecimiento		21,95	119,40		2,30 3,60	2,05 3,25				
	Hormigonado de las almas	11,15	21,95	119,40	+17.500	2,30 3,60	2,05 3,25	+ 33	+ 236		— 374
	Tensiones σ		"	"		"	"	+ 33	+ 1.267	0,00	— 1.446
	Fase de endurecimiento		26,55	121,70		2,45 3,45	2,20 3,10				
	1.ª etapa de pretensado ($N = 10.000$ t).		"	"	—34.000	2,45 3,45	2,20 3,10	+ 39 — 71	+ 305 — 508	+ 39 + 99	+ 305 + 715
	Tensiones σ		"	"		"	"	+ 1	+ 1.064	+ 138	— 426
	Hormigonado de la cabeza inferior	22,0	"	"	+33.500	"	"	+ 70	+ 500	— 97	— 705
	Tensiones σ		"	"		"	"	+ 71	+ 1.564	+ 41	— 1.131
	Fase de endurecimiento		35,35	183,10		3,22 2,68	2,97 2,33				
	Ultima etapa de pretensado ($N = 2.500$ t).		"	"	— 6.700	"	"	+ 7 — 12	+ 54 — 91	+ 8 + 9	+ 56 + 68
	Tensiones σ		"	"		"	"	+ 66	+ 1.527	+ 58	— 1.007
	Actuación de la carga residual		"	"	+37.700	"	"	+ 62	+ 500	— 46	— 384
	Valores finales de las tensiones		"	"				+ 128	+ 2.027	+ 12	— 1.391

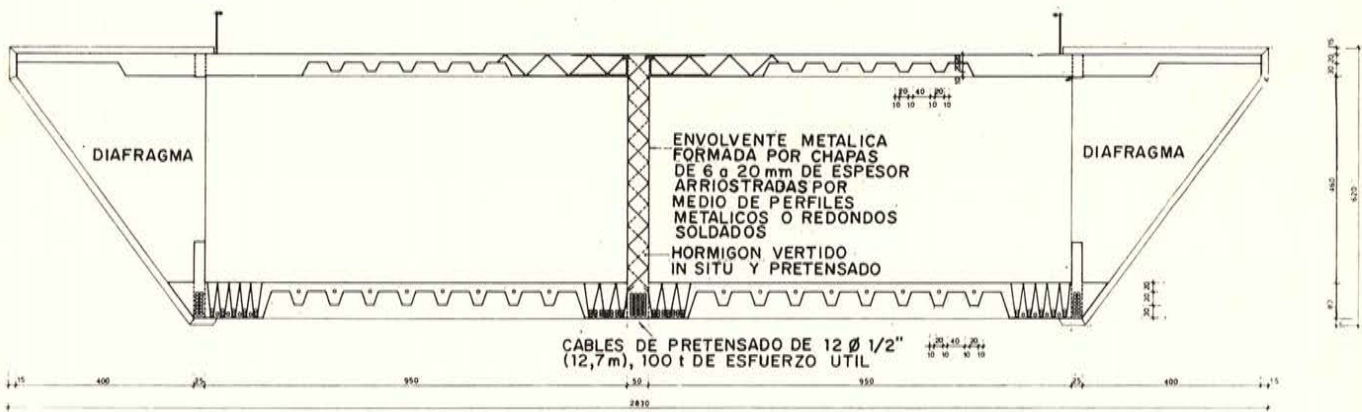
TABLA "B". — *Viga sobre pila. Sección de máximo momento flector.*

SECCIONES	FASE DE EJECUCION	p	A	J	M	Y'_c Y_c	Y'_f Y_f	σ_{bs}	σ_{as}	σ_{bi}	σ_{ai}
		t/m	m ²	m ⁴	tm	m	m	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²	kg/cm ²
	Encofrado metálico	13,00	2,92	21,15	— 8.000		4,15 3,40		— 157		+ 129
	Hormigonado	5,20	2,92	21,15	— 37.100		4,15 3,40		— 730		+ 580
	Tensiones σ							0,00	— 887	0,00	+ 709
	Actuación del peso del encofrado metálico de la viga central apoyada	7,80	2,92	21,15	— 15.000		4,15 3,40		— 294		+ 242
	Tensiones σ							0,00	— 1.181	0,00	+ 951
	Fase de endurecimiento		58,26	458,41		4,74 3,06	4,15 3,40				
	1.ª etapa de pretensado ($N = 15.000$ t).		"	"	+ 65.000	4,74 3,06	4,15 3,40	+ 26 + 71	+ 218 + 490	+ 26 — 46	+ 218 — 405
	Tensiones σ					"	"	+ 97	— 473	— 20	+ 764
	Actuación de la carga residual de la viga central apoyada		"	"	— 110.000	"	"	— 119	— 845	+ 77	+ 680
	Tensiones σ					"	"	— 22	— 1.318	+ 57	+ 1.444
	Ultima etapa de pretensado ($N = 7.500$ t).		"	"	+ 32.500	"	"	+ 13 + 35	+ 108 + 248	+ 13 — 23	+ 108 — 200
	Actuación de la carga residual		"	"	— 34.700	"	"	+ 26	— 962	+ 47	+ 1.352
	Valores finales de las tensiones		"	"		"	"	— 37	— 263	+ 24	+ 216
								— 11	— 1.225	+ 71	+ 1.568

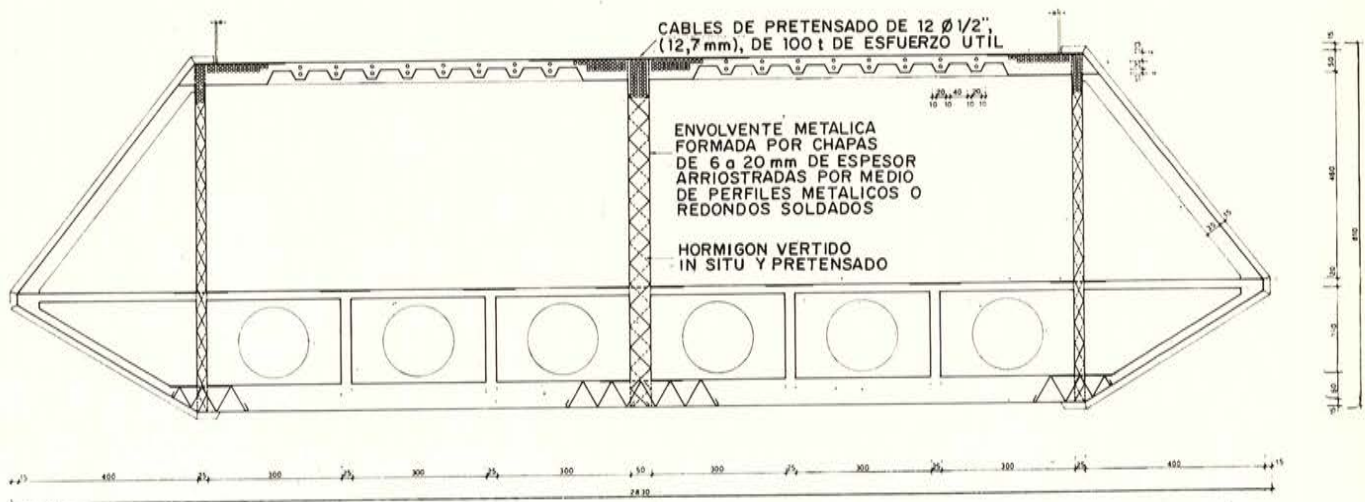
Las sucesivas fases del proceso ejecutivo son las siguientes:

1. Puesta en obra de los elementos principales del encofrado metálico de las vigas en ménsula sobre pilas.
2. Terminación en obra del encofrado metálico de dichas vigas.
3. Hormigonado de la cabeza inferior y de las almas de estas vigas.
4. Puesta en obra del encofrado metálico de la viga central apoyada.
5. Hormigonado de la cabeza superior de la viga apoyada.
6. Hormigonado de las almas de esta viga.
7. Pretensado parcial de la viga apoyada.
8. Hormigonado de la cabeza inferior de la viga apoyada e introducción del pretensado final.
9. Introducción del pretensado final en las vigas en ménsula sobre pilas.
10. Trabajos de acabado de la estructura.

SECCION POR EL VANO



SECCION SOBRE PILAS



Figs. 3 y 4. — Secciones transversales del puente.

Debe subrayarse que la utilización de vigas metálicas de sección en cajón formadas por elementos huecos rellenos de hormigón permite el pleno aprovechamiento de la resistencia del acero de pretensado, por encima de los límites que serían admisibles por la resistencia a pandeo de los distintos elementos que constituyen la viga. Al propio tiempo, elimina todo riesgo de corrosión de las superficies metálicas no accesibles y cualquier daño producido por el fuego.

Por otra parte, la reducción del precio del acero permite hoy día su utilización a gran escala con economía en el costo global de la estructura, y aprovechar las grandes ventajas que ofrece el empleo de este material, tanto desde el punto de vista de la reducción de peso propio, especialmente en el caso de grandes luces, como desde el punto de vista de la prefabricación, facilidad de puesta en obra y rapidez de ejecución.

En el aspecto económico, la solución propuesta resulta sin discusión más ventajosa que la solución tradicional equivalente en hormigón pretensado para estas grandes luces.

Esta aseveración se intuye fácilmente si se tiene en cuenta que el canto de las vigas permanece en todas las secciones, comprendido entre $1/26$ y $1/34$ del intereje entre pilas. El estudio económico comparativo realizado con ocasión del concurso al que al principio de este artículo se hace referencia, entre la solución propuesta y una tradicional en hormigón pretensado, demuestra que existe una economía de cerca del 30 por 100.

El empleo de cimbras metálicas que quedan después como cimbras perdidas embebidas en la estructura de hormigón, es ya muy antiguo (Meslum), pero durante algunos años se abandonó especialmente por haberse comprobado que, con el tiempo, las solicitaciones que inicialmente actuaban sobre el conjunto mixto acero-hormigón terminaban por transferirse totalmente al acero de tal modo, que el hormigón al final actuaba sólo como una carga muerta perjudicial.

En cambio, la presencia del pretensado hace que la estructura mixta acero-hormigón pretensado actúe como un elemento comprimido, análogo a los soportes de hormigón con camisa metálica, cuyo satisfactorio comportamiento resistente ha sido comprobado mediante amplios estudios teóricos y prácticos realizados para aclarar la naturaleza y el efecto de los fenómenos de transmisión de solicitaciones.

El proyecto de puente que queda descrito fue elaborado por los ingenieros M. Aquilino y U. L. Viale y los arquitectos M. Battaglini, S. de Sanctis y F. Tenca, de la firma CONSULINT, de Roma.

Traducido por R. PIÑEIRO.

publicaciones del i.e.t.c.c.

cuadros 71 de precios

c.p.

En esta publicación se pone al día la que, con el mismo título, editó el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento en 1969 adaptándose a la reglamentación vigente. Las Ordenes, Decretos y Convenios Colectivos, así como la Ordenanza Laboral de la Construcción, Vidrio y Cerámica, que intervienen en el CUADRO DE JORNALES, figuran con sus respectivas fechas de entrada en vigor.

Se han tomado como precios básicos los de la provincia de Madrid, ya que, al ser válidas las descomposiciones de las diversas unidades de obra, bastaría incrementar o disminuir los totales proporcionalmente a las diferencias de jornales o materiales.

En el concepto de "Mano de Obra Indirecta" se incluye la parte proporcional de los jornales: de encargado, capataces, almacenero, listero, etc., fijándose en un 10 % de la "Mano de Obra Directa". Cada unidad de obra se incrementa en el 1 % en concepto de "Medios Auxiliares".

El Cuadro "Precios de Materiales" se ha dividido en capítulos para facilitar su localización, respetando el orden alfabético dentro de cada uno de ellos.

En el Cuadro "Precios Auxiliares" están incluidas las descomposiciones de las unidades de obra, que intervienen a su vez en el Cuadro "Precios Descompuestos", evitando su innecesaria repetición.

Estos cuatro Cuadros de: PRECIOS DE JORNALES, PRECIOS DE MATERIALES con Transporte, Carga, Descarga y Pérdidas; PRECIOS AUXILIARES, y PRECIOS DESCOMPUESTOS, que, con los de MEDICIONES, PRESUPUESTO y RESUMEN GENERAL, componen el DOCUMENTO NUMERO 4 —"PRESUPUESTO"—, son los exigidos para la elaboración de Proyectos de Obras para el Estado, conforme al DECRETO 1.716/1962 ("B. O. del E." de 20 de julio de 1962), del Ministerio de Hacienda.

Todos los precios que figuran en esta publicación se refieren exclusivamente a ejecución material.

Esta edición, como la anterior, ha sido realizada mediante el fotograbado de los datos, obtenidos directamente del ordenador electrónico, asegurando así la garantía de su exactitud para facilitar la labor de todos los profesionales de la construcción.

Encuadernado en rústica, de 29,7 × 21 cm, compuesto de unas 212 páginas.

Madrid, 1971.

Precios: España, 400 pesetas. Extranjero, \$ 8.

el control estadístico de la calidad en hormigones

A. VERDE
Ingeniero de Caminos

Se expone a continuación un método de control sistemático de la resistencia característica de hormigones en obra mediante muestreo. También se incluyen, dentro del método, las condiciones de aceptación y rechazo de los lotes controlados, conectadas de una manera global con la sistemática del control.

0. ANTECEDENTES

Este trabajo surgió de las reuniones tenidas en el Ministerio de Obras Públicas y en el seno de la Comisión Permanente de la E.H.-68. Grupo de trabajo: Control de Calidad y Resistencia Característica.

Entre otros temas se trataba en estas reuniones de establecer algunos posibles métodos de control de la Resistencia Característica. Exponemos, pues, aquí uno de los muchos que allí se trataron, agradeciendo desde las páginas de esta Revista las valiosas sugerencias y recomendaciones de todos y cada uno de los que constituyen dicho grupo de trabajo, en especial a su Presidente, Sr. Blasco Vilatela, y a los Sres. García Mesguer, Calavera Ruiz, Martín Jadraque, De la Peña Quevedo, Del Corro Gutiérrez, Villacañas y Antón Corrales.

1. BASES DEL METODO

El estimador usado para la resistencia característica es una función del estadístico: *Media aritmética del $1/x$ más bajo de los resultados de n probetas ($m_{n/x}$)*.

Las características de este estadístico se dan a continuación (cuadro 1) para diferentes combinaciones de n y x .

Para cada par de valores n y x y de modo que n/x sea un número entero (número de probetas, del cual se halla la media) se dan en el citado cuadro la media, la desviación típica y el coeficiente de variación de la distribución correspondiente a cada estadístico. Se han obtenido dichas características en las hipótesis de muestras de tamaño n procedentes de una población con distribución normal tipificada; esto es, con media nula y desviación típica la unidad, $N(0,1)$. Los cálculos se han realizado en el computador Elliot-NCR-803B del Instituto Eduarddo Torroja, según programa de J. M. Antón.

Se adopta como definición de resistencia característica (o en general, valor característico) de una población aquella resistencia (o aquel valor) que tiene una probabilidad del 95 por 100 de ser sobrepasado. Para el caso de una población normal (μ, σ) dicho valor es:

$$V_k = \mu - 1,645 \cdot \sigma \quad (1)$$

para la población normal tipificada (0,1) dicho valor es:

$$V_k = -1,645 \quad (2)$$

Como se observa en el cuadro 1, en ningún caso el estadístico definido es centrado en el valor característico, ya que su media, como puede verse, no coincide con el valor $-1,645$:

$$E(m_{n/x}) = m_{n/x}^* \neq -1,645 \quad (3)$$

aunque, como es demostrable, para $n \rightarrow \infty$ y $x = 8$ coincide prácticamente con tal valor:

$$E(m_{n/8}) = m_{n/8}^* \simeq -1,645 \quad (4)$$

También se aprecia en el cuadro 1 —como es natural— que para un determinado valor de x la desviación típica del estadístico se va haciendo menor según crece n .

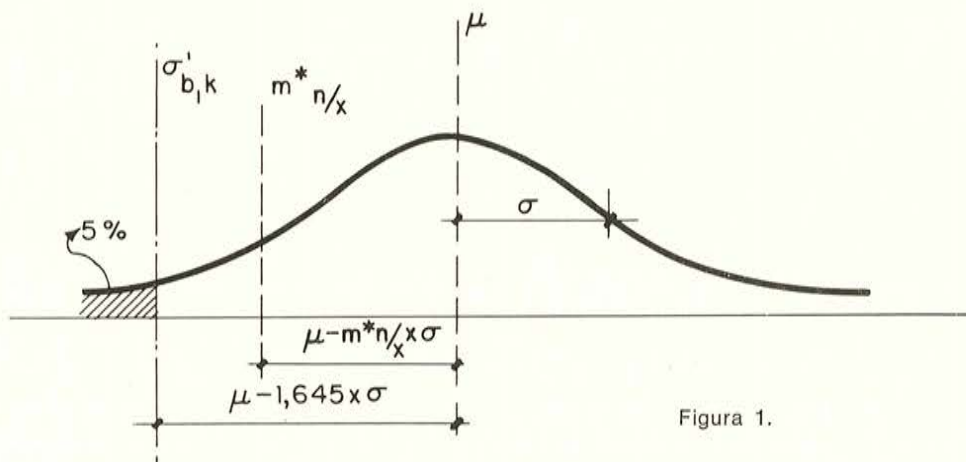
A pesar de que el estadístico $m_{n/x}$ no está centrado en el valor característico, puede hacerse un estimador centrado de dicho valor como función del estadístico anterior, aplicándole un factor K variable con n, x y V , siendo V el coeficiente de variación de la población origen.

El cálculo del coeficiente K es como sigue: si $m_{n/x}^*$ es la media del estadístico $m_{n/x}$ haciendo:

$$K = \frac{\mu - 1,645 \cdot \sigma}{\mu - m_{n/x}^* \cdot \sigma} = \frac{1 - 1,645 \cdot \sigma/\mu}{1 - m_{n/x}^* \cdot \sigma/\mu} = \frac{1 - 1,645 \cdot V}{1 - m_{n/x}^* \cdot V} \quad (5)$$

se tendrá que K (media del $1/x$ más bajo de n probetas) sería un estimador centrado en el valor característico, ya que da:

$$K \cdot (\mu - m_{n/x}^* \cdot \sigma) = \mu - 1,645 \cdot \sigma \quad (\text{fig. 1})$$



El cálculo de K implica una hipótesis sobre el coeficiente de variación V .

CUADRO 1. — Características del estadístico. Media del $1/x$ más bajo de n .

$n \backslash x$	3	4	5	6	8
3 n/x Media Desviación ... Coef. variación.	(1) 0,84605 0,74810 0,88	—	—	—	—
4	—	(1) 1,02888 0,70156 0,68	—	—	—
5	—	—	(1) 1,16211 0,66975 0,58	—	—
6	(2) 0,95442 0,52721 0,55	—	—	(1) 1,26596 0,64627 0,51	—
8	—	(2) 1,13749 0,49615 0,44	—	—	(1) 1,42153 0,61344 0,43
9	(3) 0,99646 0,43123 0,43	—	—	—	—
10	—	—	(2) 1,26917 0,47497 0,37	—	—
12	(4) 1,01874 0,37406 0,37	(3) 1,17889 0,40631 0,34	—	(2) 1,37110 0,45935 0,34	—
16	—	(4) 1,20069 0,35265 0,29	—	—	(2) 1,52299 0,43752 0,29
18	(6) 1,04192 0,30609 0,29	—	—	(3) 1,41063 0,37679 0,27	—
20	—	(5) 1,21414 0,31592 0,26	(4) 1,33087 0,33805 0,25	—	—
24	(8) 1,05385 0,26543 0,25	(6) 1,22327 0,28873 0,24	—	(4) 1,43135 0,32729 0,23	(3) 1,56010 0,35928 0,23

Del "Manual of Concrete Practice" ACI 214-65 tomamos lo siguiente:

"El coeficiente de variación hace posible expresar el grado de dispersión de una manera relativa. La tabla siguiente muestra el coeficiente de variación que puede esperarse de obras controladas. Estos coeficientes de variación están basados en la experiencia de un gran número de obras y se presentan como guía general para la evaluación del hormigón."

El cuadro 2 muestra los coeficientes de variación citados por el ACI 214-65, en el cual, y para lo que aquí interesa, es utilizable la primera fila correspondiente a construcción en general.

CUADRO 2. — *Coefficientes de variación.*

Elementos de variación	Clase de operación	Coeficiente de variación para diferentes controles			
		Excelente %	Bueno %	Regular %	Deficiente %
Toda clase de variaciones	Construcción en general.	10	10 a 15	15 a 20	20
	Control de laboratorio.	5	5 a 7	7 a 10	10
Sólo para variaciones dentro de la amasada.	Control in situ	4	4 a 5	5 a 6	6
	Control de laboratorio.	3	3 a 4	4 a 5	5

Definido un tipo de control como excelente, bueno, regular y deficiente en función del coeficiente de variación, se tendría lo siguiente, según se resume en el cuadro 3:

CUADRO 3. — *Clasificación de la producción y tipos de control.*

Coeficiente de variación	10 %	15 %	20 %	25 %
Tipo de control	I	II	III	IV
Clasificación según el tipo de control	Excelente	Bueno	Regular	Deficiente

Se calcula ahora el coeficiente K para los tipos de control I, II, III y IV mediante las fórmulas:

$$K_I = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,10}{1 - m^*_{n/x} \cdot 0,10} \quad (6)$$

$$K_{II} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,15}{1 - m^*_{n/x} \cdot 0,15} \quad (7)$$

$$K_{III} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,20}{1 - m^*_{n/x} \cdot 0,20} \quad (8)$$

$$K_{IV} = \frac{1 - 1,645 \cdot 0,25}{1 - m^*_{n/x} \cdot 0,25} \quad (9)$$

y para las diferentes combinaciones de n y x se encuentran estos coeficientes en los cuadros 4, 5, 6 y 7. Al lado del coeficiente K correspondiente se indica el número de probetas de la muestra que se usan para el cálculo de la media de los n/x resultados más bajos.

La hipótesis básica es en este caso, como en otros, el supuesto de que la población de donde proceden las muestras es normal, que cada probeta ha sido tomada de una amasada diferente y que dentro de cada muestra de tamaño n no se han producido en la población causas asignables de variabilidad (como, por ejemplo, el cambio de cemento, o de tipos de áridos con más humedad, etc.). Sin embargo, dado el carácter del estimador (se trata de un mínimo), un cambio que produzca una variabilidad por arriba —esto es, variaciones que aumenten la resistencia— no tiene apenas influencia en el rechazo o aceptación de los lotes y sí en la variabilidad del producto, que como más adelante se verá puede dar lugar a pasar de un tipo de control (por ejemplo, excelente) a otro (por ejemplo, bueno), con la consiguiente reducción de los coeficientes K .

CUADRO 4. — Coeficiente K para tipo de control (I).

$n \backslash x$	3		4		5		6		8	
3	1	0,91								
4			1	0,93						
5					1	0,95				
6	2	0,92					1	0,96		
8			2	0,94					1	0,97
9	3	0,93								
10					2	0,96				
12	4	0,93	3	0,95			2	0,97		
16			4	0,95					2	0,99
18	6	0,93					3	0,97		
20			5	0,95	4	0,96				
24	8	0,93	6	0,95			4	0,97	3	0,99

CUADRO 5. --- Coeficiente K para tipo de control (II).

$n \backslash x$	3		4		5		6		8	
3	1	0,86								
4			1	0,89						
5					1	0,91				
6	2	0,88					1	0,93		
8			2	0,91					1	0,95
9	3	0,89								
10					2	0,93				
12	4	0,89	3	0,91			2	0,95		
16			4	0,92					2	0,98
18	6	0,89					3	0,96		
20			5	0,92	4	0,94				
24	8	0,89	6	0,92			4	0,96	3	0,98

CUADRO 6. --- Coeficiente K para tipo de control (III).

$n \backslash x$	3		4		5		6		8	
3	1	0,81								
4			1	0,84						
5					1	0,87				
6	2	0,83					1	0,90		
8			2	0,87					1	0,94
9	3	0,84								
10					2	0,90				
12	4	0,84	3	0,88			2	0,92		
16			4	0,88					2	0,97
18	6	0,85					3	0,93		
20			5	0,89	4	0,91				
24	8	0,85	6	0,89			4	0,94	3	0,98

CUADRO 7. — Coeficiente K para tipo de control (IV).

$n \backslash x$	3		4		5		6		8	
3	1	0,75								
4			1	0,79						
5					1	0,83				
6	2	0,77					1	0,86		
8			2	0,82					1	0,91
9	3	0,78								
10					2	0,86				
12	4	0,79	3	0,84			2	0,90		
16			4	0,84					2	0,95
18	6	0,80					3	0,91		
20			5	0,85	4	0,88				
24	8	0,80	6	0,85			4	0,92	3	0,97

2. DESARROLLO DEL METODO DE CONTROL

En el cuadro 1 se exponen 22 estadísticos, con los que se pueden formar estimadores mediante la aplicación del coeficiente K obtenido de los cuadros 4, 5, 6 y 7.

Hemos creído conveniente reducir este número de estadísticos a los derivados de $n = 6$ y $n = 8$ (tamaño de la muestra) y sus múltiplos tal como se exponen en el cuadro 8:

CUADRO 8. — Estadísticos seleccionados.

$n \backslash x$	3	4	6	8	Clasificación del muestreo
6	2		1		Reducido
8		2		1	
12	4	3	2		Normal
16		4		2	
18	6		3		Riguroso
24	8	6	4	3	

y más en particular a $\frac{1}{x} = \frac{1}{6}$ para $n = 6$ y sus múltiplos y a $\frac{1}{x} = \frac{1}{8}$ para $n = 8$ y sus múltiplos. Esto es, a los estimadores siguientes:

- El mínimo de seis u ocho probetas para muestreo reducido.
- La media de los dos menores de 12 ó 16 probetas para muestreo normal.
- La media de los tres menores de 18 ó 24 probetas para muestreo riguroso,

convenientemente afectados del coeficiente K correspondiente.

Siguiendo, pues, con la clásica tendencia del control de calidad se podría pasar de un muestreo normal a reducido o riguroso, dependiendo del resultado de dos muestras (o dos semanas, si cada muestra equivale a una semana).

Se expone a continuación un criterio de aceptación o rechazo, que simultáneamente conduce a la aplicación de niveles de inspección más o menos rigurosos dependiendo sistemáticamente de los resultados anteriores.

Se comienza con un muestreo normal y se consideran dos muestras (en este caso cada muestra es $n = 12$ ó $n = 16$). Se considera fallo en una muestra si $K \cdot m_{n/x}^* < \sigma'_{b,k}$; cada dos muestras, y dependiendo del número de fallos, se toman dos decisiones: por una parte, aceptar o rechazar (en su caso) y por otra, continuar con el muestreo precedente o modificado a más o menos riguroso.

El esquema (organigrama) que sistemáticamente nos indica las decisiones a tomar se expone en la figura 2.

Llamaremos α_I y α_{II} al resultado de las muestras I y II, respectivamente, esto es:

$$\alpha_I = K \cdot m_{n/x}^* \quad (I) \quad \alpha_{II} = K \cdot m_{n/x}^* \quad (II),$$

y tomaremos:

$$V \alpha_I = \frac{\alpha_I}{\sigma'_{b,k} \text{ (nominal)}} \quad \text{y} \quad V \alpha_{II} = \frac{\alpha_{II}}{\sigma'_{b,k} \text{ (nominal)}}$$

El resumen de los coeficientes K para los estimadores elegidos (que se encuentran en el cuadro 8) se expresa en el cuadro 9, que es, por tanto, resumen de los cuadros 4, 5, 6 y 7:

CUADRO 9.

Niveles de inspección	Valor n/x	Coeficientes de variación			
		I	II	III	IV
Reducido	6/1	0,96	0,93	0,90	0,86
	8/1	0,97	0,96	0,94	0,91
Normal	12/2	0,97	0,95	0,92	0,90
	16/2	0,99	0,98	0,97	0,95
Riguroso	18/3	0,97	0,96	0,93	0,91
	24/3	0,99	0,98	0,98	0,97

Nivel de inspección	ALTERNATIVAS	Decisión	Pasa a nivel de inspección
Reducido	$V_{a1} > 1$ $V_{a11} > 1$	Sí	Reducido
	$V_{a1} < 1$ $V_{a11} > 1$ o bien $V_{a1} > 1$ $V_{a11} < 1$	Sí	Normal
	$V_{a1} < 1$ $V_{a11} < 1$	No	Riguroso
Normal	$V_{a1} > 1$ $V_{a11} > 1$	Sí	Reducido
	$V_{a1} < 1$ $V_{a11} > 1$ o bien $V_{a1} > 1$ $V_{a11} < 1$	No	Normal
	$V_{a1} < 1$ $V_{a11} < 1$	No	Riguroso
Riguroso	$V_{a1} > 1$ $V_{a11} > 1$	Sí	Normal
	$V_{a1} < 1$ $V_{a11} > 1$ o bien $V_{a1} > 1$ $V_{a11} < 1$ o bien $V_{a1} < 1$ $V_{a11} < 1$	No	Riguroso

Figura 2.

También se han calculado mediante el ordenador del IET las curvas de eficacia para el estimador indicado, que nos dan la probabilidad de que el estimador sea mayor que el valor nominal requerido de la resistencia característica en función de los valores:

$$\sigma'_{b,k}(\text{real})/\sigma'_{b,k}(\text{nominal})$$

del número de probetas (extensión de la muestra) y del coeficiente de variación del hormigón. Las curvas de eficacia pueden verse en las figuras 3, 4 y 5, así como en el cuadro 10, que se corresponde numéricamente con las figuras indicadas.

La figura 6 muestra un ejemplo de hoja tipo de parte cuatrisesemanal de control de probetas.

CUADRO 10. — *Curvas características de operaciones.*

Valores de n/x	$V = \frac{\mu}{\sigma} \cdot 100$	$\sigma'_{b,k}(\text{real})/\sigma'_{b,k}(\text{nominal})$								
		0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40
6/6	10	0,000	0,000	0,001	0,076	0,500	0,880	0,985	0,999	1,000
	15	0,000	0,000	0,026	0,193	0,500	0,760	0,902	0,964	0,987
	20	0,000	0,013	0,097	0,282	0,500	0,682	0,807	0,885	0,931
	25	0,008	0,059	0,181	0,343	0,500	0,630	0,728	0,800	0,851
12/6	10	0,000	0,000	0,000	0,022	0,500	0,951	0,999	1,000	1,000
	15	0,000	0,000	0,003	0,112	0,500	0,840	0,966	0,994	0,999
	20	0,000	0,001	0,034	0,209	0,500	0,747	0,888	0,959	0,982
	25	0,000	0,014	0,100	0,284	0,500	0,680	0,804	0,882	0,929
18/6	10	0,000	0,000	0,000	0,007	0,500	0,978	1,000	1,000	1,000
	15	0,000	0,000	0,000	0,069	0,500	0,887	0,987	0,999	1,000
	20	0,000	0,000	0,013	0,161	0,500	0,791	0,931	0,980	0,994
	25	0,000	0,004	0,059	0,244	0,500	0,715	0,851	0,925	0,963

3. EJEMPLO DE CONTROL

Siguiendo con el método de control expuesto anteriormente se da a continuación, y a título de ejemplo, un desarrollo práctico del método tomando los datos de los resultados de rotura de probetas en una obra real.

Los datos están ordenados según la hoja tipo de parte cuatrisesemanal.

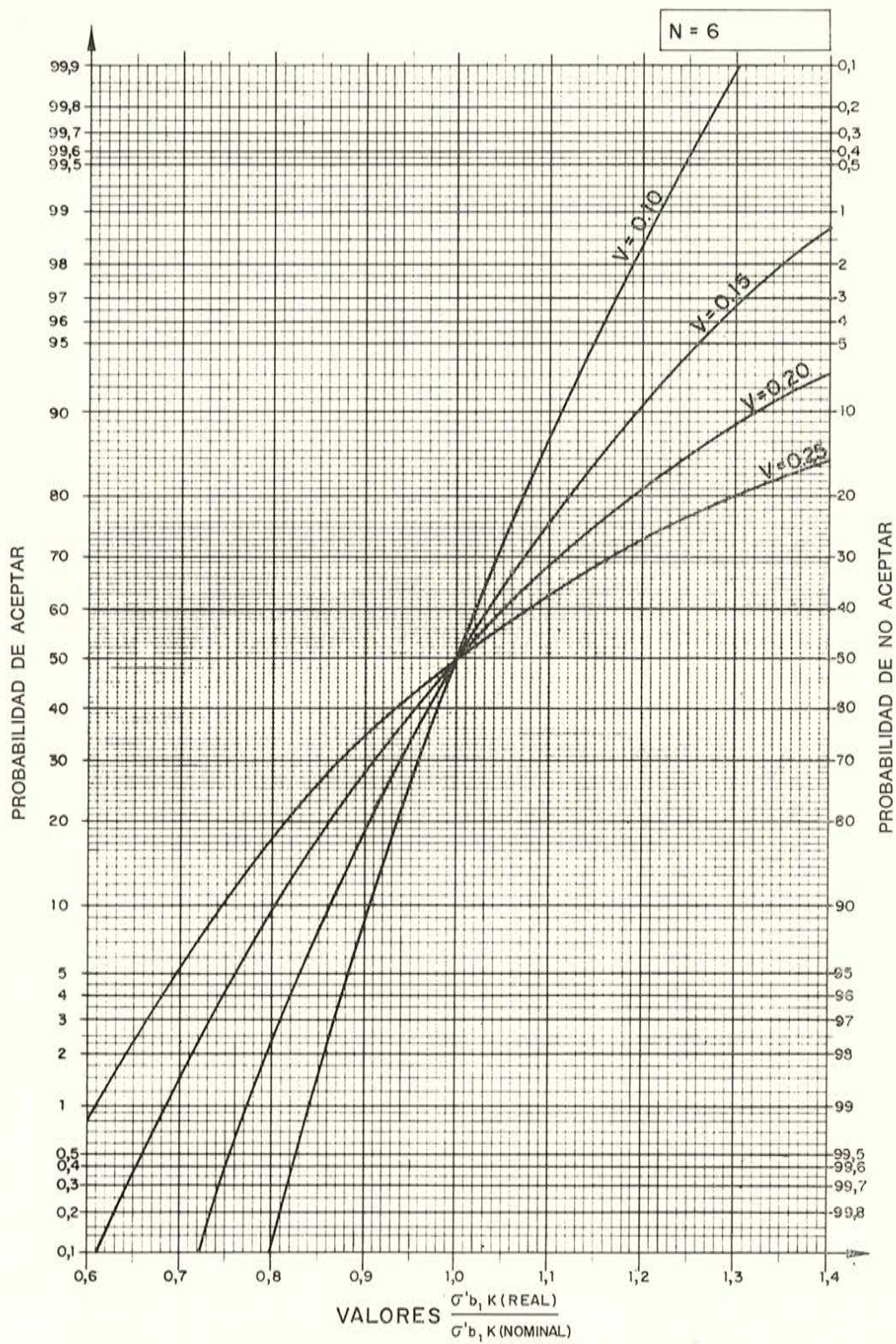


Figura 3.

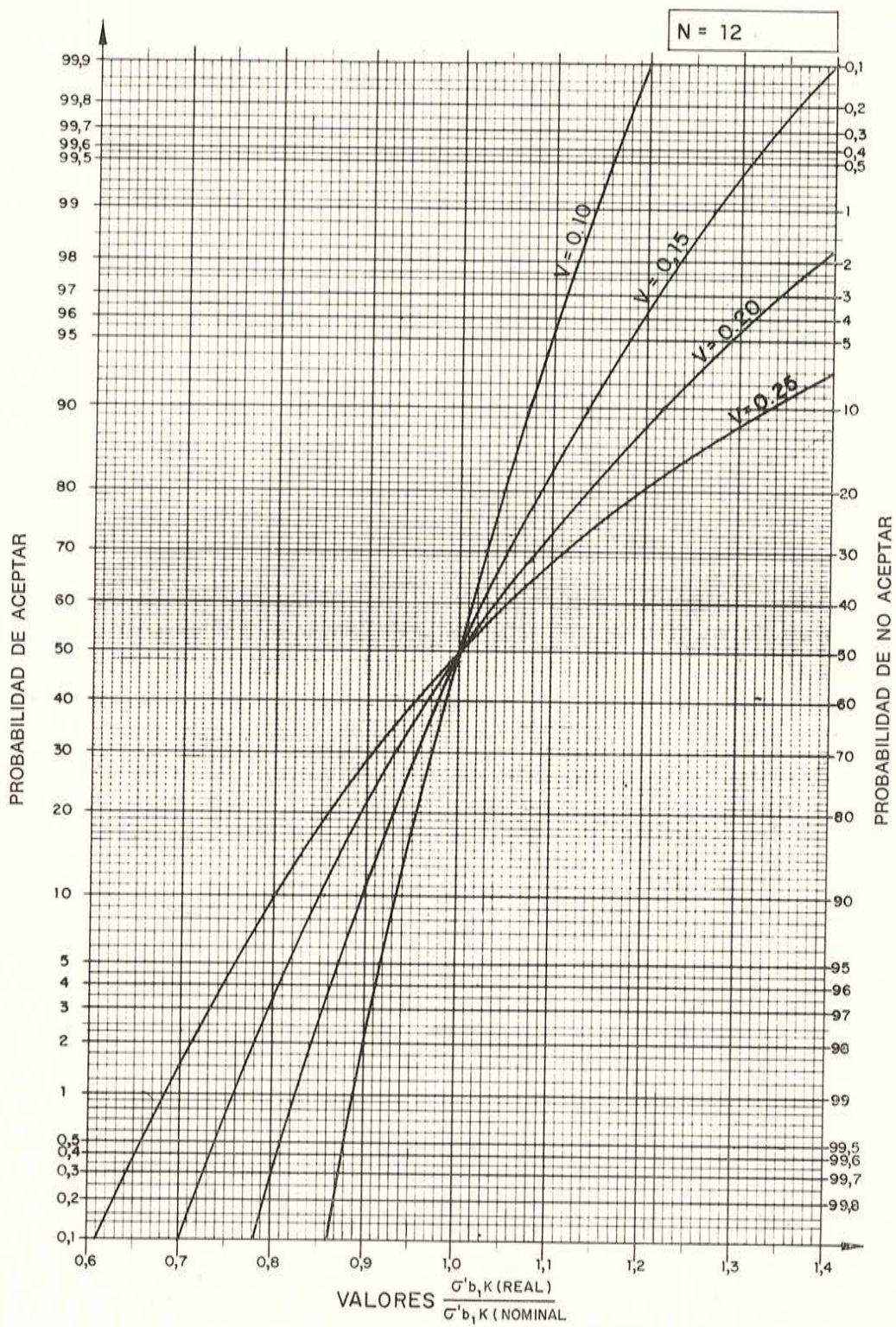


Figura 4.

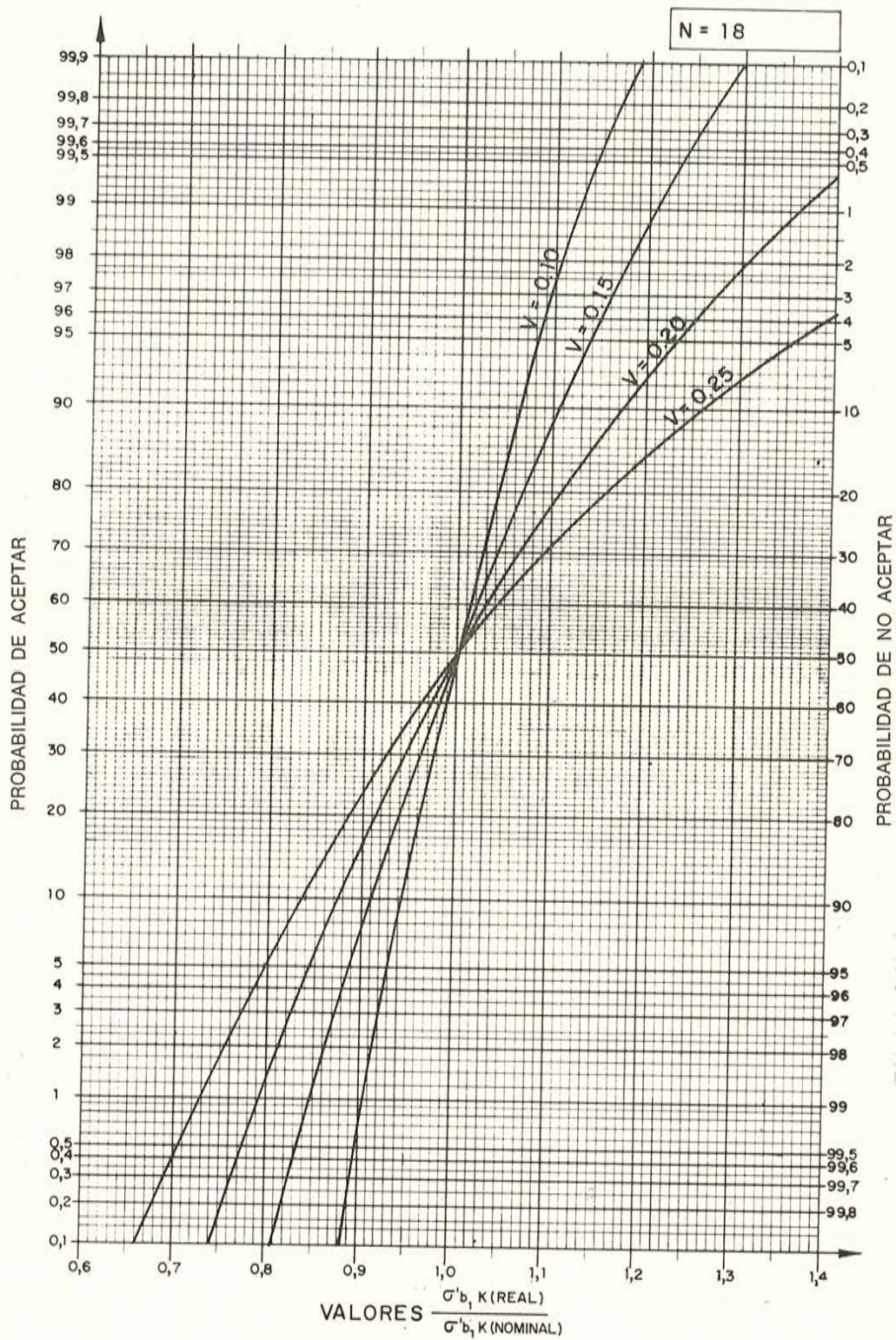


Figura 5.

Se comienza con un nivel de inspección normal, tomando 12 probetas semanales. Se supone un control bueno (control tipo II), que corresponde a tomar un coeficiente de variación para el hormigón entre el 10 por 100 y el 15 por 100; en estas condiciones (ver cuadro 5) el coeficiente $K_{n/x}$ a aplicar es 0,95.

El estimador de la resistencia característica toma la forma:

$$\hat{\alpha} = 0,95 \cdot \frac{x_1 + x_2}{2}$$

Siendo:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_{12}$$

En las dos primeras semanas ha resultado:

$$V \alpha_I > 1 \text{ y } V \alpha_{II} > 1 \quad \left(V \alpha = \frac{\hat{\alpha}}{\sigma'_{b,k}(\text{nominal})} \right)$$

por lo que entrando en el organigrama de decisiones (fig. 2) se ve que quedan aceptados los lotes y se pasa a un nivel de inspección reducido (que entrará en vigor la semana siguiente para el hormigonado de las probetas; la rotura de éstas se efectuará en las semanas séptimas y octava).

Para el control mensual de la variabilidad del hormigón se llevan simultáneamente en el cuadro los recorridos $r = x_6 - x_1$, cada seis probetas.

A partir de estos recorridos se obtiene el recorrido medio, $\bar{R} = \frac{\sum r}{n_R}$ y, por tanto, una estimación de la desviación típica $\hat{\sigma} = \frac{\bar{R}}{d_6}$ ($d_6 = 2,534$), lo que nos permite mensualmente conocer el coeficiente de variación $V = \frac{\hat{\sigma}}{\bar{x}} \cdot 100$, ya que $\bar{x} = \frac{\sum \sigma_R}{n}$ es la media de todos los valores a lo largo de un mes.

Con el coeficiente de variación hallado se puede, pues, calificar el control (excelente, bueno, regular y deficiente que equivale a los tipos I, II, III y IV) y suponer este tipo para las cuatro semanas siguientes, con lo que se obtienen los nuevos coeficientes $K_{n/x}$ a aplicar.

Puede verse en las figuras 7 y 8 el desarrollo numérico a título de ejemplo de todo lo expuesto anteriormente.

4. CONCLUSIONES

El estimador antes definido está basado en la hipótesis de muestras procedentes de una población normal, y si se conoce el coeficiente de variación del hormigón resulta ser centrado en la resistencia característica. A pesar de cometer un error en la estimación del coeficiente de variación (por ejemplo: tomando el 10 por 100 en vez del 15 por 100) el descentramiento del estimador es muy pequeño y sin pérdida apreciable de precisión.

PARTE CUATRISEMANAL DE CONTROL DE PROBETAS

$\sigma'_{bk} = 210 \text{ kg/cm}^2$

OBRA VIVIENDAS POLIGONO X

K = (II)

CONTRATISTA EMPRESA CONSTRUCTORA, S. A.

DIRECTOR DE OBRA

FECHA 1 OCT. 1970

M	LOTE	SEMANA	PROBETA	σ_R		r	m/\bar{x}	$k_x m/\bar{x}$	MUESTREO SIGUIENTE	
0,95	MUROS DE CERRAMIENTO ESTE, SUR Y OESTE.	1ª	1.1 1.7	252	272	78 77 —	223,5	218		
			1.2 1.8	249	251					
			1.3 1.9	269	301					
			1.4 1.10	270	256					
			1.5 1.11	327	224					
			1.6 1.12	289	235					
	MURO NORTE Y LOSA DE CIMENTACION.	2ª	2.1 2.7	269	223	54 72 —	227	215,6		REDUCIDO 7ª y 8ª
			2.2 .	254	232					
			. .	243	295					
			. .	294	242					
			. .	240	231					
			. .	286	267					
0,95	CONT. LOSA DE CIMENTACION SUR Y SOPORTES DE SOTANO.	3ª	3.1 3.7	228	276	45 68 —	209	188,5		
			3.2	247	241					
				255	217					
				246	237					
				210	208					
				253	246					
	FORJADOS DE 1ª PLANTA Y SOPORTES DE 1ª PLANTA.	4ª	4.1 4.7	228	292	78 73 —	235	223		NORMAL 9ª y 10ª
			4.2	242	307					
				279	333					
				271	357					
				306	284					
				297	308					

$\Sigma \sigma_R = 12639$ 545 = Σr $d_6 = 2,534$

Nº DE RECORRIDOS = $n_R = 8$

$\bar{x} = \frac{\Sigma \sigma_R}{n} = 263,31$

$V = \frac{\hat{\sigma}}{\bar{x}} \times 100 = 10,21 \%$

$\bar{r} = \frac{\Sigma r}{n_R} = 68,12$

CALIFICACION DEL CONTROL BUENO (II)

$\hat{\sigma} = \frac{\bar{r}}{d_n} = 26,88$

COEFICIENTE K DE LAS CUATRO SEMANAS SIGUIENTES 0,95/0,93

Vº Bº
El director de obra

Figura 7.

PARTE CUATRISEMANAL DE CONTROL DE PROBETAS

$\sigma_{bk}^2 = 210 \text{ kg/cm}^2$

OBRA: VIVIENDAS POLIGONO X

K =

CONTRATISTA: EMPRESA CONSTRUCTORA, S. A.

DIRECTOR DE OBRA:

FECHA NOVIEMBRE 70

M	LOTE	SEMANA	PROBETA	σ_R	r	$m\bar{n}/x$	$K_x m\bar{n}/x$	MUESTREO SIGUIENTE
0,95	FORJADOS DE 2ª PLANTA Y SOPORTES DE 2ª PLANTA.	5ª	5.1 5.7	272 322	49 62 —	259	246	
			5.2 5.8	258 299				
				302 264				
				281 304				
				308 312				
				288 260				
	FORJADOS DE 3ª PLANTA Y SOPORTES DE 3ª PLANTA.	6ª	6.1 6.7	247 285	88 27 —	243,5	230,4	
			6.2	288 278				
				287 280				
				307 250				
				326 305				
				238 300				
0,93	FORJADOS DE 4ª PLANTA Y SOPORTES DE 4ª PLANTA.	7ª	7.1	305	61 — —	272	253	
			7.2	310				
			7.3	272				
			7.4	307				
			7.5	333				
			7.6	290				
	FORJADOS DE 5ª PLANTA Y SOPORTES DE 5ª PLANTA.	8ª	8.1	280	39 — —	253	235,3	
			8.2	289				
				283				
				292				
				288				
				253				

$\Sigma \sigma_R = 10363$ 326 $= \Sigma r$ $d_6 = 2,534$

Nº DE RECORRIDOS = $n_R = 6$

$\bar{x} = \frac{\Sigma \sigma_R}{n} = 287,86$

$V = \frac{\hat{\sigma}}{\bar{x}} \times 100 = 7,47 \%$

$\bar{R} = \frac{\Sigma r}{n_R} = 54,33$

CALIFICACION DEL CONTROL **EXCELENTE (I)**

$\hat{\sigma} = \frac{\bar{R}}{d_n} = 21,47$

COEFICIENTE K DE LAS CUATRO SEMANAS SIGUIENTES **0,97/0,96**

Vº Bº
El director de obra

Figura 8.

La tabla siguiente muestra las medias y cotas superiores de las desviaciones típicas del estimador en función de la media y desviación típica de la población normal origen (μ, σ) .

CUADRO 11.

Valor de n/x	Media = $E(\alpha)$	Desviación típica de $\alpha = K \cdot \sigma$
6/6	$\mu - 1,645 \cdot \sigma$	$0,65 \cdot \sigma$
8/8	$\mu - 1,645 \cdot \sigma$	$0,61 \cdot \sigma$
12/6	$\mu - 1,645 \cdot \sigma$	$0,46 \cdot \sigma$
16/8	$\mu - 1,645 \cdot \sigma$	$0,44 \cdot \sigma$
18/6	$\mu - 1,645 \cdot \sigma$	$0,38 \cdot \sigma$

Como se observa en el cuadro 11 la sensibilidad del estimador crece a medida que es mayor n (menor desviación típica).

Para el caso de que la muestra proceda de una población no normal o bien sea mezcla de dos poblaciones normales, se observa que dado el carácter de mínimo del estimador (hace intervenir únicamente un porcentaje de los valores inferiores de la muestra), éste está muy poco influenciado por los resultados superiores de la muestra y, por tanto, las condiciones de aceptación o rechazo están poco influidas por las grandes desviaciones en más que pueden producirse a consecuencia de un cambio brusco de la calidad.

El campo de aplicación del estimador es, por tanto, muy general y válido para producciones de hormigón, tanto homogéneas como heterogéneas.

En lo que al método de control se refiere se trata de una sistemática (aplicable por otra parte a cualquier estimador) que permite al director de obra y al contratista disponer en cada momento de elementos de juicio normalizados y sancionados por el Pliego de Condiciones, que permiten la aceptación, penalización o corrección y rechazo de las partidas de hormigón.

Las dos características esenciales del método son ordenación y síntesis de los datos obtenidos y cauce normalizado para la toma de decisiones en cada caso.

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:

CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L. — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA). — Apartado 553. La Coruña.
FORJADOS DOMO. — General Mola, 31. Madrid-1.
ITEMAC, S. A. — Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A. — Apartado 34. Benicarló (Castellón).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A. — P.º de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.
PREFABRICACION PESADA Y PRETENSADOS. — Comandante Zorita, 2. Madrid-20.
PROCEDIMIENTOS BARREDO. — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL. — General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. ECHEVARRIA. — Apartado 46. Bilbao-8.
S.A.E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-8.
SICOP, S. A. — Princesa, 24. Madrid-8.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).

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

Nuevos Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

En las sesiones del Consejo Técnico Administrativo de este Instituto Eduardo Torroja, celebradas los días 26 de mayo y 31 de julio del presente año 1971, se trató sobre los deseos de estrechar los lazos de unión con el I.E.T.c.c., expresados por el Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay; el Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de Méjico, y el Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina.

En este sentido, el Consejo hizo constar el especial interés y cariño con que acoge los deseos de dichos Centros, en la seguridad del positivo beneficio que reportará toda acción encaminada a fortalecer las relaciones entre ambas instituciones.

En consecuencia, y por unanimidad, se tomó el acuerdo de conceder a los Centros citados, a todos los efectos de colaboración a que pueda dar lugar, el título de Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

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

La Pontificia Universidad Católica 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.
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela.
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.
La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia.
La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco, México.
El Departamento Técnico y Laboratorios de Aproveche, Caracas.
Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay.
Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de Méjico.
Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina.