

hormigón y acero

73

últimas noticias de hormigón pretensado

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO DEL PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA»
DE INVESTIGACION TECNICA
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES
CIENTIFICAS - MADRID

aviso importante

Ponemos en su conocimiento que con este número vence la suscripción.

De no haber recibido aviso, estimaremos acepta la prórroga para 1965.

El número 74 se enviará contra reembolso del importe total de la suscripción.

nota de la A. E. H. P.

Para conocimiento de aquellos de nuestros Asociados a quienes puede interesarles, a continuación se incluye copia de un escrito que nos ha sido enviado por el Secretario General de la F.I.P.

«SIMPOSIO SOBRE LA RESISTENCIA AL FUEGO DEL HORMIGÓN PRETENSADO»

El Comité ad-hoc de la F.I.P., sobre «Resistencia al fuego del hormigón pretensado», en colaboración con el Grupo alemán de la F. I. P. ha organizado un Simposio que se celebrará en Braunschweig, Alemania, del 9 al 11 de junio de 1965.

La participación en dicho Simposio se reserva, exclusivamente, para aquellos técnicos particularmente especializados en el tema y que puedan aportar a las reuniones alguna contribución de interés.

Los que deseen inscribirse en el mismo deberán dirigirse, directamente, a:

Professor Dr. Ing. Karl Kordina
Institut für Baustoffkunde und Stahlbetonbau
der Technischen Hochschule Braunschweig
33 Braunschweig
Beethovenstr. 52
West Germany

última publicación

cálculo en rotura del hormigón armado

recomendaciones prácticas del Comité Europeo del Hormigón

A los diez años de su fundación, el C. E. B. ha ultimado este Reglamento unificado a escala internacional. Se abandonan los métodos clásicos de cálculo del hormigón armado y se da entrada al llamado «cálculo en rotura», aprovechando el mejor conocimiento (obtenido por vía experimental) del comportamiento de los materiales, especialmente en su fase plástica. La teoría semiprobabilista de la seguridad y la noción de los «estados límites» son dos de los pilares de este nuevo Reglamento, cuya aplicación conduce a proyectar, calcular y construir con mayor eficacia. Es decir, de un modo más científico, más seguro y más económico.

principios recomendaciones comentarios

anejo de notación
anejo de bibliografía
anejo de flexión
(método del momento
tope)
anejo de ensayos
(interpretación estadística)

tomo I

tomo II

Pedidos a: Instituto Eduardo Torroja
Sección de Distribución
Apartado 19.002 - MADRID

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y **a**cero
últimas noticias de hormigón pretensado

n. **73**

octubre - noviembre - diciembre 1964

i.e.t.c.c.
instituto Eduardo torroja

DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
PATRONATO «JUAN DE LA CIERVA» DE INVESTIGACION TECNICA DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito Legal: M. 853-1958

procedimientos Barredo

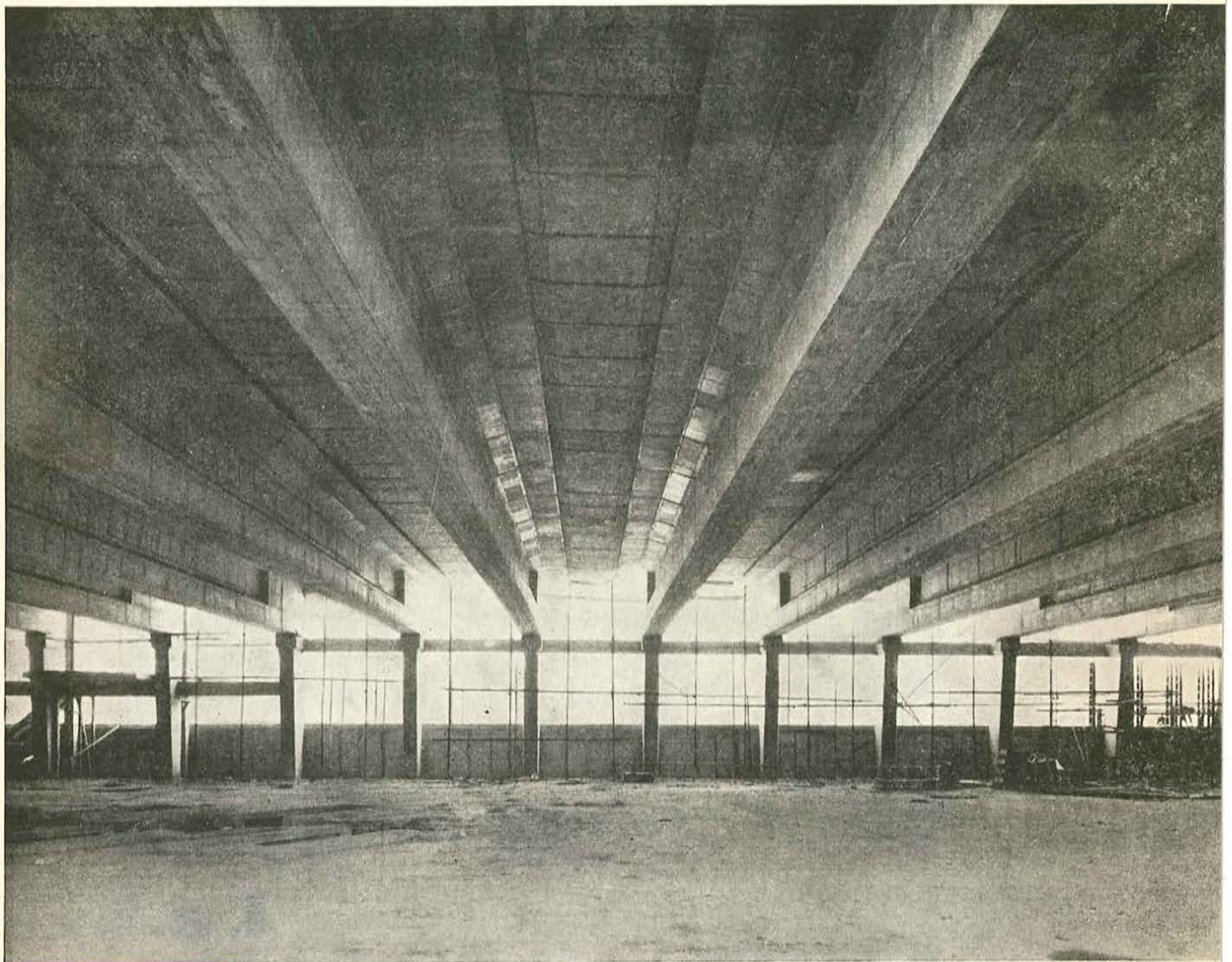
Forjado de 32 m. de luz para entreplanta en edificio industrial de TREMA OSNUR, S. A.

Postesado con el Sistema Barredo con cables de 12 mm de diámetro

Empresa constructora: Construcciones MB

Arquitecto: D. Luis Blanco Soler

Ingeniero: D. Vicente Cudós



procedimientos Barredo

Raimundo Fernández Villaverde, 45 - Teléfono 233 03 00

M A D R I D

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJ.
	Pesetas	Dólares
Socio adherido individual	150,00	3,00
Socio no adherido individual	300,00	6,00
Socios colectivos (aunque figuren como socios adheridos)	800,00	16,00

hormigón y acero n. 73

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

		Págs.
591-1-9	Estado actual de la normalización relativa a la construcción por medio de paneles prefabricados de gran tamaño.	17
	J. Despeyroux, Ingeniero Civil.	
591-2-24	Puente de Bendorf. Terminación del tramo principal, de 208 m de luz.	38
591-9-14	Placas pretensadas en sustitución de traviesas	41
628-0-11	Consideraciones sobre el alargamiento de rotura del acero para hormigón armado .	46
	Luis Crisosto, Ingeniero Civil.	

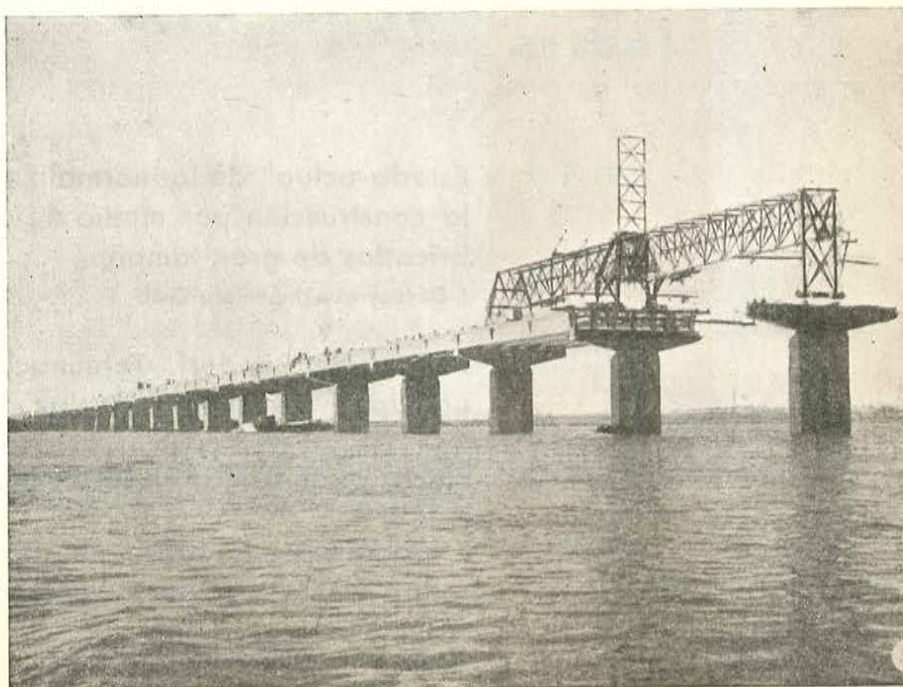
breve descripción de las estructuras más importantes de hormigón pretensado, presentadas en el IV congreso de la F. I. P. celebrado en Nápoles en 1962

En este número se inicia la publicación de la serie de 72 fotografías que constituyen la película, preparada por la F.I.P., con la documentación presentada a las sesiones, destinadas al estudio de estructuras destacadas de hormigón pretensado, celebradas con motivo del IV Congreso de la F.I.P.

Estas 72 fotografías, que se irán publicando, por grupos, en sucesivos números de la Revista, se identificarán con el pie "Película F.I.P." e irán acompañadas de una breve descripción de la estructura a que corresponden.

Fig. 1.—PUENTE CHAM-PLAIN EN MONTREAL, CANADA

Este puente, de 6 vías de circulación, atraviesa dos brazos del río San Lorenzo y un canal navegable. Los tramos principales (de 38,8 m) están formados por 7 vigas en T prefabricadas y pretensadas (Película FIP).



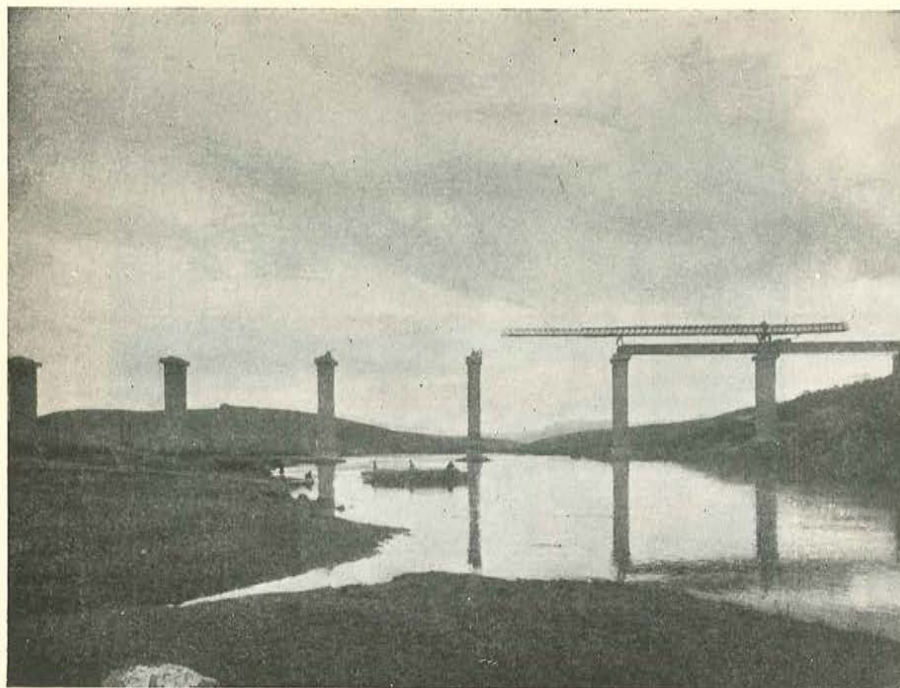


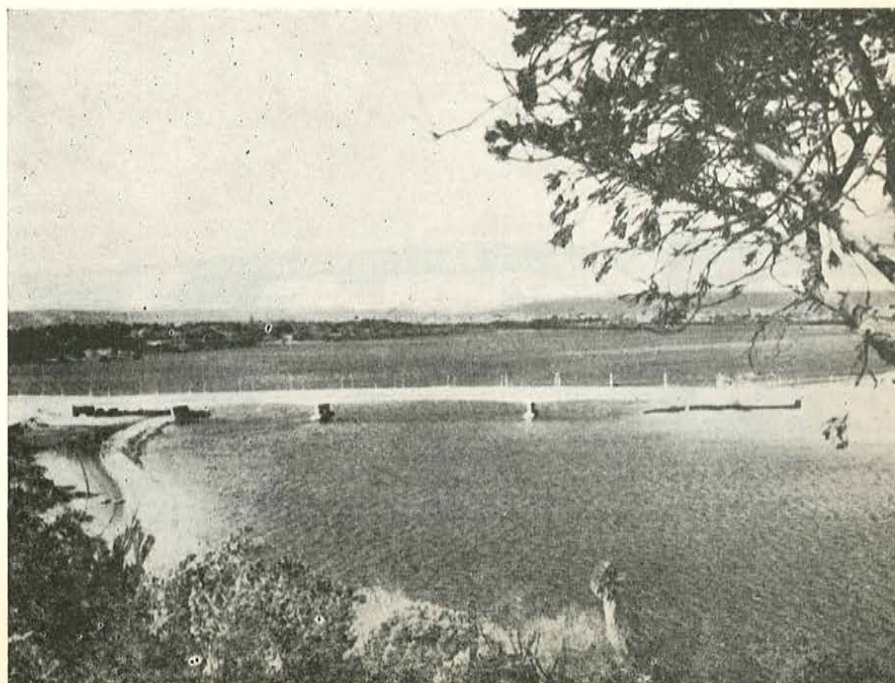
Fig. 2.—PUENTE DE CASTELBLANCO, SOBRE EL RIO GUADIANA, ESPAÑA

Las vigas principales, de 34 m de longitud, son prefabricadas y pretensadas (Película FIP).

Fig. 3.—PUENTE DE NARROWS, SOBRE EL RIO SWAN, EN PERTH, AUSTRALIA

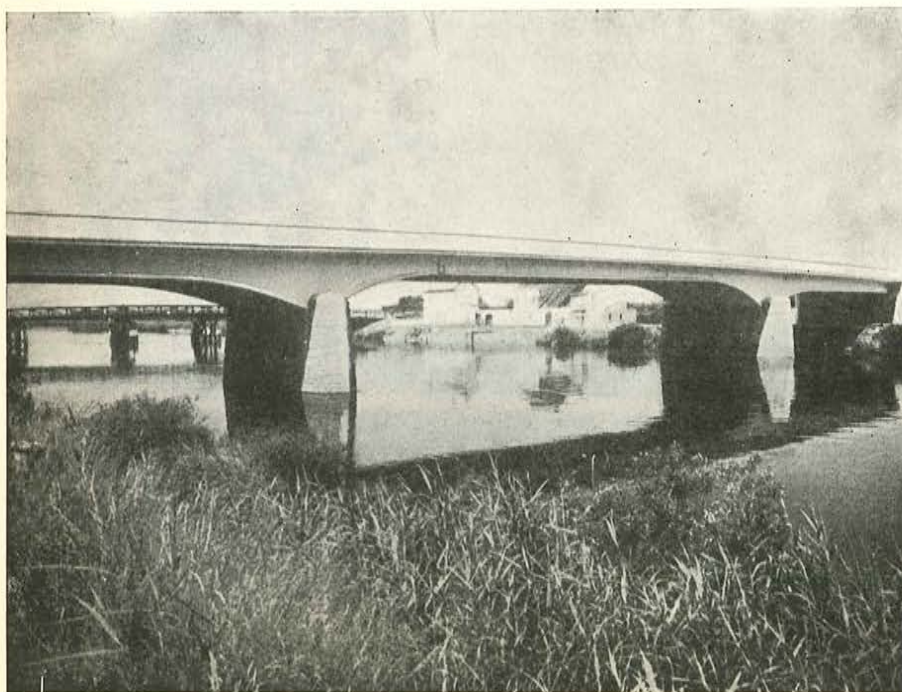
El puente, de 334 m de longitud total, está formado por un tramo de 97 m, dos de 70 m y dos de 48,5 metros.

Las vigas longitudinales del tablero están compuestas por dovelas prefabricadas y pretensadas «in situ». El pretensado del tablero se realizó por medio de cables situados exteriormente a las piezas, gracias a lo cual se pudo reducir el espesor del alma y las alas a 20 cm. El tablero lleva también un pretensado vertical para obtener una mayor resistencia al esfuerzo cortante (Película FIP)



**Fig. 4.—PUENTE DE ALM,
CERCA DE VORCHDORF,
AUSTRIA**

Los tramos pretensados miden 48, 48, 54, 60 y 54 metros. Las pilas de este puente se construyeron en 1942 y fueron proyectadas para sostener un tablero metálico. Al reanudarse la construcción del puente en 1959 se ha sustituido el tablero metálico por una superestructura de hormigón pretensado, ensanchándose la calzada mediante unos voladizos laterales de 3,85 m, a cada lado (Película FIP)

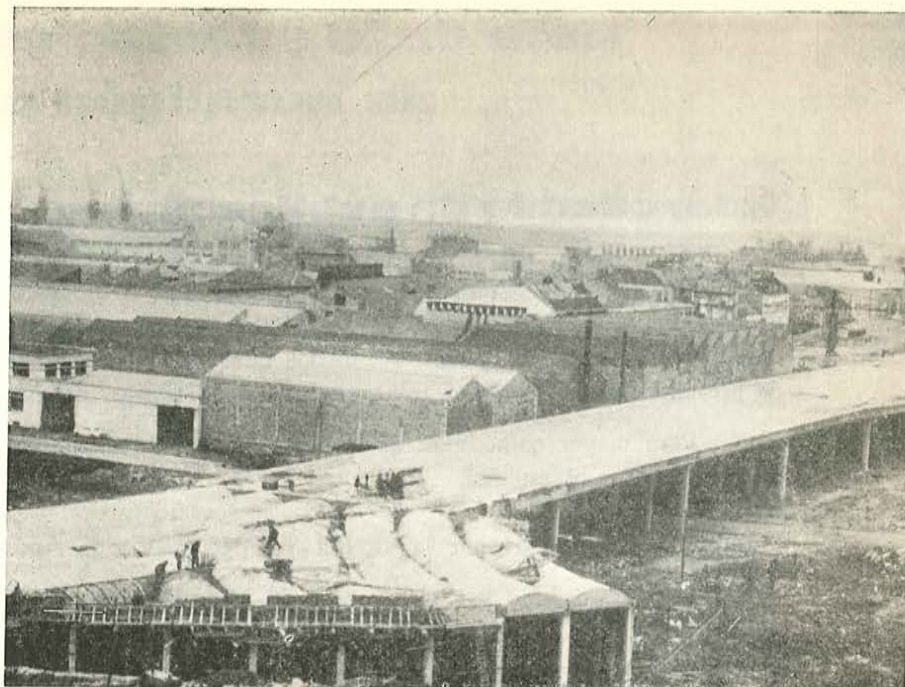


**Fig. 5.—PUENTE SOBRE EL
RIO ESCAUT, EN SCHOO-
NAARDE, BELGICA**

Los tramos son de 26, 48 y 26 m de luz. La anchura es de 12,8 m. El tramo principal consta de una parte central —suspendida— constituida por vigas prefabricadas y pretensadas, de 30 m de longitud, y dos ménsulas laterales también pretensadas (Película FIP)

Fig. 6.—VIADUCTO EN LA CARRETERA DE CAPECURE, EN BOULOGNE, FRANCIA

Este viaducto, de 507 m de longitud, está compuesto de tramos de 26,4 m de luz, formados cada uno de ellos por 6 vigas cajón pretensadas. Los tramos de acceso se apoyan sobre estribos abovedados, pretensados longitudinal y transversalmente (Película FIP).



III premio Emilio Jimeno

Patrocinado por la Asociación Nacional de Químicos de España, Cauco, S. A., creó y dotó el Premio Emilio Jimeno con el propósito de estimular la investigación entre los profesionales de la Química y como homenaje a un maestro de esta Ciencia.

El Premio Emilio Jimeno se convoca todos los años, y en la convocatoria se especifica su cuantía, así como el tema objeto del mismo.

Para la presente convocatoria, el Premio Emilio Jimeno está dotado con 50.000 pesetas, estando también previsto un primer Accésit de 15.000 pesetas. El tema a desarrollar es el siguiente:

LA QUIMICA EN LOS MATERIALES DE CONSTRUCCION (cerámica, conglomerantes, madera, materiales bituminosos, metales, pinturas, plásticos, refractarios, etc.). **ASPECTOS TEORICOS O PRACTICOS DE SU PRODUCCION, CARACTERISTICAS, EMPLEO, MODIFICACION O PROTECCION.**

El Premio se entregará en un acto solemne organizado por la Asociación Nacional de Químicos de España, con motivo de la festividad de San Alberto Magno, Patrono de los Químicos españoles.

La presente convocatoria corresponde al premio que habrá de entregarse en noviembre de 1965.

El Jurado, presidido por el titular del Premio, profesor Dr. Emilio Jimeno, con voto de calidad, estará formado por los siguientes miembros:

- Un Vocal designado por las Facultades de Ciencias.
- Un Vocal designado por la Asociación Nacional de Químicos de España.
- Un Vocal designado por el Consejo Superior de Arquitectos.
- Un Vocal designado por la Asociación Nacional de Ingenieros Industriales.
- Un Vocal designado por la Asociación Nacional de Ingenieros de Caminos.
- Un Vocal designado por Cauco, S. A.
- Un Secretario, sin voto, designado por Cauco, S. A.

La decisión de este Jurado será inapelable.

B A S E S

- 1.ª Para poder optar al Premio Emilio Jimeno no es preciso estar en posesión de un Título determinado.
 - 2.ª Los trabajos serán inéditos y se presentarán bajo lema. El nombre del autor o autores se incluirá en sobre cerrado con el título del lema. Se deberá presentar un mínimo de original y dos copias, escritos a máquina, a dos espacios, en hojas de tamaño folio y holandesa.
 - 3.ª Los trabajos se entregarán en el domicilio social de la Asociación Nacional de Químicos de España (Lagasca, 81, Madrid) antes de las 22 horas del día 1 de octubre de 1965.
 - 4.ª El Jurado podrá declarar no haber lugar a la adjudicación del Premio o del Accésit o de ambos.
- La personalidad de los miembros del Jurado podrá ser variada si hubiera dificultades en la designación que se indica.

nota de la asociación española de hormigón pretensado

intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de publicaciones organizado por la F.I.P. entre las diversas Asociaciones Nacionales que la integran, hemos recibido, últimamente, las que a continuación se mencionan, en las cuales aparecen, entre otros, los trabajos que en la presente nota se detallan, relacionados con la técnica del hormigón.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se dan traducidos al español.

Publicaciones enviadas por la «ENCI - CEMIJ N. V.» de Amsterdam :

Se han recibido varios números de la revista «Cement», en los cuales aparecen, entre otros, los siguientes artículos :

Número 6, junio 1964 :

1. Cálculo de la armadura mínima de soportes cargados excéntricamente, según el método de la «deformación natural».
2. Viaducto de hormigón pretensado en Amersfoort.

Número 10, octubre 1964 :

3. El viaducto de Spaanse Bocht.
4. Utilización del hormigón armado en los ferrocarriles holandeses.
5. Contribución alemana al desarrollo del cálculo del hormigón armado.

Número 11, noviembre 1964 :

6. Puente sobre el río Escaut.
7. Juntas de dilatación en estructuras de hormigón en masa.

Publicaciones enviadas por el «IMCYC», de México :

Revista IMCYC, septiembre 1964 :

8. Cálculo en rotura de losas de hormigón armado y estudio experimental de un criterio de rotura en flexión pura.
9. Depósitos de hormigón pretensado, en México.
10. Efectos del tiempo en el hormigón endurecido.

Publicaciones enviadas por la «Association Scientifique de la Précontrainte» :

Revista : Suplemento de los «Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics», noviembre 1964 :

11. Variaciones de tensión y deformaciones diferidas de los aceros pretensados.
12. Efectos de las deformaciones diferidas del hormigón en los elementos pretensados.
13. Problemas relativos a la corrosión de los aceros de pretensado y precauciones necesarias, en obra, para evitarla.

Publicaciones enviadas por el «South African Prestressed Concrete Development Group»:

Revista: «Prestress», septiembre 1964:

14. Influencia de las condiciones de curado en las propiedades físicas del hormigón.

Publicaciones enviadas por el «Prestressed Concrete Institute», de Estados Unidos:

Revista: «P.C.I. Journal», octubre 1964:

15. Simplificaciones para el cálculo de esfuerzos cortantes en piezas normalizadas de hormigón pretensado.
16. Cálculo, fabricación y puesta en obra de piezas prefabricadas de hormigón pretensado.
17. Cálculo de apoyos elásticos.

Publicaciones enviadas por la «Japan Prestressed Concrete Engineering Association»:

Revista: «Prestressing», agosto 1964:

18. Cálculo de la cubierta, de hormigón pretensado, de la piscina de la Escuela Americana.
19. Pérdidas de pretensado, por deslizamiento de los cables en los anclajes.

Publicaciones enviadas por la Asociación rusa del Hormigón Pretensado:

Revista: «Hormigón Pretensado», septiembre 1964:

20. Tuberías forzadas, con armadura continua de fibra de vidrio.

Revista: «Hormigón Pretensado», octubre 1964:

21. Variación de la resistencia eléctrica del hormigón, según su composición.
22. Cálculo de membranas verticales, con orificios, de uso en edificación.

Revista: «Hormigón Pretensado», noviembre 1964:

23. Utilización del hormigón pretensado para edificios industriales en atmósfera agresiva.
24. Influencia de la fisuración del hormigón, en la intensidad de la corrosión del acero, en estructuras de hormigón armado.

Publicaciones enviadas por la «Cement and Concrete Association»:

25. Relación de las actividades y publicaciones del año 1963.

Revista: «Magazine of Concrete Research», septiembre 1964:

26. Comportamiento elastoplástico de pórticos de hormigón pretensado.
27. Influencia de las condiciones de sustentación en el comportamiento resistente de depósitos rectangulares.

Revista: «Concrete Quarterly», junio - septiembre 1964:

28. Edificio sobre raíles.
29. Métodos escandinavos para la construcción de edificios.

Publicaciones enviadas por el Bureau B.B.R.:

Se han recibido diversos artículos y publicaciones relativos al sistema de pretensado B.B.R. y sus principales aplicaciones.

noticias de la F. I. P.

En una de las últimas reuniones del Consejo de Administración de la F.I.P. se adoptaron, entre otros, los siguientes acuerdos relacionados con el desarrollo de las distintas Sesiones previstas para el V Congreso de la F.I.P.

1.ª sesión: Investigación.

La primera sesión se dedicará a «Investigación». Eminentes especialistas pasarán revista a los últimos trabajos de investigación realizados dentro de su campo particular de actividades.

Previamente, se distribuirán a los participantes resúmenes de las conferencias, en los distintos idiomas oficiales del Congreso.

Los señores conferenciantes deberán enviar los textos completos de sus intervenciones, con la antelación suficiente para que sea posible preparar una buena traducción de las mismas antes de las sesiones. De esta forma, se facilita la labor de los traductores simultáneos que podrán cumplir mucho mejor su labor en el Congreso, facilitando versiones que, al haber sido preparadas con tiempo, resultarán más perfectas.

2.ª y 3.ª sesiones: Comunicaciones de las Comisiones de Trabajo.

Cada Comisión presentará un informe sobre su trabajo, prestando especial atención a los puntos dignos de discusión. Estos informes se imprimirán antes del Congreso y se distribuirán a todos los participantes.

Durante las sesiones, se hará una breve introducción sobre el tema y se pasará a la discusión del mismo.

En estas sesiones se incluirán, asimismo, informes de los respectivos Comités especializados sobre los simposios por ellos celebrados con anterioridad al V Congreso.

4.ª, 5.ª y 6.ª sesiones: Descripción de estructuras.

Estas sesiones se dedicarán a la descripción de las estructuras de hormigón pretensado, más destacadas, realizadas en los distintos países, clasificadas en los tres grupos siguientes:

- a) Puentes.
- b) Estructuras enterradas (tuberías, cimentaciones, etc.).
- c) Otras estructuras.

Se ha convenido que cada uno de los grupos miembros de la F.I.P. designe un ponente para cada tema, ponente que deberá preparar su comunicación con la antelación necesaria para que el Comité Ejecutivo pueda determinar el tiempo disponible para cada intervención. Junto con dicha comunicación los ponentes deberán enviar todas las fotografías y diapositivas que piensen incluir, para su selección previa.

Con fecha posterior, en la XIX Reunión del Comité Ejecutivo de la F.I.P. celebrada el 4 de julio de 1964, en Moscú, se acordó invitar, como conferenciantes, para la primera sesión del V Congreso, a los siguientes especialistas:

Profesor A. Gvozdev (URRS).

Dr. E. Hognestad (Estados Unidos).

Mr. F. K. Ligtenberg (Holanda).

M. R. Peltier (Francia).

Todos ellos han aceptado la invitación y prometido su participación en el Congreso.

investigaciones llevadas a cabo recientemente en el «Deutscher Ausschuss für Stahlbeton»

Se presenta, a continuación, una relación de los trabajos de investigación en curso o recientemente terminados (pero aún no publicados) llevados a cabo por el «Deutscher Ausschuss für Stahlbeton». Puede obtenerse una información más amplia sobre estos trabajos, dirigiéndose a:

German Group of the F.I.P.
P.O. Box, 543.
Bahnhofstrasse 61.
6200 Wiesbaden

o bien, directamente, a los Centros que han llevado a cabo la investigación, cuyas direcciones se dan más adelante. Todas las consultas que se efectúen deben llevar el correspondiente número de referencia (del «Deutscher Ausschuss für Stahlbeton»).

Número de referencia	T E M A	Profesor que dirige la investigación	Centro investigador
V 51	Rozamiento de cables curvos	Rüsch	1
V 51/1	Compensación de las pérdidas por rozamiento en cables rectos y curvos	Fritz	3
V 51/2	Influencia de la curvatura del cable en su alargamiento durante el tesado	Rüsch	1
V 55	Longitud de transmisión de los cables... ..	Rüsch	1
V 55/1	Longitud de transmisión de los cables... ..	Gaede	4
V 96	Tensiones en las piezas de hormigón pretendado expuestas al fuego	Kordina	8
V 93	Ensayos de resistencia al fuego de losas nervadas	Seekamp	5

Número de referencia	T E M A	Profesor que dirige la investigación	Centro investigador
V 2	Ensayos sobre hormigón vibrado	Walz	2
V 12/2	Revibrado del hormigón	Albrecht	2
V 20/6	Influencia de la composición del hormigón y del tamaño de las probetas de ensayo en la resistencia a compresión medida en flexión.	Rüsch	1
V 35/1	Influencia del tamaño de la probeta cúbica en la resistencia del hormigón	Gaede	4
V 57/1	Influencia de las adiciones en la lechada para inyección	Albrecht	2
V 57/2	Suspensiones de cemento, para inyección ...	Albrecht	2
V 74	Dimensiones de la boquilla de inyección ...	Albrecht	2
V 75	Pinturas para las superficies de hormigón ...	Albrecht	2
V 76/1	Tamaños mínimos de áridos	Walz	2
V 15/1	Resistencia a la fatiga	Gaede	4
V 15/2	Comportamiento elástico y plástico del hormigón sometido a cargas repetidas	Mehmel	6
V 20/2	Resistencia a compresión, medida de flexión, de las piezas de hormigón ligero de sección rectangular	Rüsch	1
V 20/3	Resistencia a compresión, medida en flexión, de vigas en T	Rüsch	1
V 20/5	Flexión esviada (resistencia de la zona comprimida en flexión)	Rüsch	1
V 20/7	Ley general de tensiones en la zona comprimida de la sección a flexión:	Rüsch	1
V 20/8	Características de la deformación del hormigón sometido a tracción axial	Rüsch	1
V 35	Relación entre la resistencia a flexión y la resistencia a compresión del hormigón... ..	Mlosch	10
V 35/2	Resistencia a tracción «indirecta» del hormigón	Rüsch	1
V 44	Dilatación y conductividad térmica del hormigón	Graf	2
V 60	Factores que afectan al módulo de elasticidad.	Rüsch	1
V 85	Comportamiento del hormigón sometido a grandes presiones locales	Weil	2
V 95	Resistencia y deformación del hormigón sometido a tensión multiaxial	Kordina	8
V 97	Influencia de la saturación de aceite en las resistencias a flexión y compresión	Albrecht	2
V 59/1	Ensayos de esfuerzo cortante sobre piezas armadas con mallazos	Rüsch	1
V 59/2	Ensayos de esfuerzo cortante sobre vigas de hormigón armado	Rüsch	1

Número de referencia	TEMA	Profesor que dirige la investigación	Centro investigador
V 59/5	Ensayos de esfuerzo cortante	Leonhardt	2
V 16/1	Determinación de la retracción y deformaciones lentas del hormigón	Weil	2
V 16/2	Ensayos de retracción y deformaciones lentas del hormigón	Rüsch Weil Wesche	1 2 7
V 16/3	Influencia de la contracción lateral y de la absorción de los áridos, en las deformaciones lentas del hormigón	Rüsch	1
V 16/4	Ensayos de deformación lenta utilizando pequeñas probetas de mortero	Rüsch	1
V 16/5	Ensayos de deformación lenta: influencia del ambiente en que se han mantenido las probetas hasta el momento de su puesta en carga.	Rüsch	1
V 16/6	Ensayos de deformación lenta: influencia de la composición de los áridos	Rüsch	1
V 16/7	Deformaciones lentas bajo cargas repetidas...	Weil	2
V 16/8	Deformaciones transversales diferidas; influencia de las variaciones de tensión	Rüsch	1
V 16/9	Interpretación de los ensayos de retracción y deformación lenta del hormigón	Rüsch	1
V 16/10	Recuperación de las deformaciones lentas ...	Rüsch	1
V 16/11	Influencia de las juntas en los ensayos de deformación lenta	Rüsch	1
V 42/1	Determinación de las superficies de influencia en placas esviadas	Rüsch	1
V 88	Redistribución de los esfuerzos internos en las estructuras hiperestáticas de hormigón armado	Rüsch	1
V 79	Estudio de placas	Mehmel	6
V 99	Tablas de cálculo de la DIN 4224	Rüsch	1
V 50/2	Resistencia a la fatiga de las armaduras para hormigón armado	Rüsch	1
V 50/3	Ensayos de calidad de las armaduras	Rüsch	1
V 77	Soldadura al arco de armaduras	Weil	2
V 86	Influencia de la corrosión en los alambres de pretensado	Kaesche	5
V 87	Corrosión de las armaduras embebidas en el hormigón	Rehm	1
V 10/1	Ensayos sobre pandeo de soportes	Mlosch	10
V 42	Placas en esviaje	Koepcke	9
V 46	Anchura efectiva de las placas	Koepcke	9
V 80	Investigación fotoelástica de vigas de hormigón armado	Mehmel	6

Número de referencia	T E M A	Profesor que dirige la investigación	Centro investigador
V 81	Investigación fotoelástica de vigas de hormigón en masa	Mehmel	6
V 84	Estudio sobre láminas cilíndricas de directriz circular	Mehmel	6
V 90	Ensayos de deformación de vigas y placas con armadura de alta resistencia	Franz	3
V 91	Forjados sobre soportes sin capiteles	Mehmel	6
V	Vigas de gran canto (vigas pared)	Zerna	4
V 5/5	Ensayos no destructivos	Gaede	4
V 5/6	Estudio estadístico de la resistencia del hormigón a compresión determinada, con el martillo de impacto	Rüsch	1
V 73	Ensayos de consistencia del hormigón	Albrecht	2
V 73/1	Medida de la consistencia del hormigón con el aparato Nycander	Albrecht	2
V 89	Método de ensayo para medir la resistencia a la corrosión, según la norma DIN 4223	Albrecht	2
V 92	Ensayos de heladicidad del hormigón	Albrecht	2
V 49	Separación y ancho de las fisuras en edificios.	Rüsch	1
V 94	Deterioro de la protección anticorrosiva en el hormigón	Rüsch	1
V 42/2	Estudio bibliográfico sobre placas	Franz	3

direcciones de los centros de investigación

- | | |
|---|--|
| 1 Technische Hochschule München
MÜNCHEN
Arcistrasse 21 | 6 Technische Hochschule Darmstadt
DARMSTADT
Alexanderstrasse 5 |
| 2 Technische Hochschule Stuttgart
Otto - Graf Institut
STUTTGART - VAIHINGEN
Robert Leicht Strasse 209 | 7 Technische Hochschule Aachen
AACHEN
Mies van der Rohe Strasse |
| 3 Technische Hochschule Karlsruhe
KARLSRUHE
Kaiserstrasse 12 | 8 Technische Hochschule Braunschweig
BRAUNSCHWEIG
Pockelstrasse 4 |
| 4 Technische Hochschule Hannover
HANNOVER
Brühlstrasse 27 | 9 Technische Universität Berlin
BERLIN - CHARLOTTENBURG
Hardenbergstrasse 35 |
| 5 Bundesanstalt für Materialprüfung
BERLIN - DAHLEM
Unter den Eichen | 10 Technische Hochschule Dresden
DRESDEN A 27
Zellescher Weg 12 |

investigaciones sobre hormigón llevadas a cabo en Universidades y otros centros, en Australia

Universidad de Sidney (Departamento de Ingeniería Civil)

- Humedad del hormigón, por D. Campbell - Allen y R. A. Nicholson.
- Conductividad térmica del hormigón, por D. Campbell - Allen.
- Construcción en hormigón pretensado, de una pila de reactor, por D. Campbell - Allen y N. M. Hawkins.
- Resistencia del hormigón bajo tensión bi o triaxil, por D. Campbell - Allen.
- Comportamiento de las vigas compuestas, por S. Rao.

Universidad de New South Wales (Escuela de Ingeniería Civil)

- Resistencia a esfuerzo cortante de las vigas de hormigón armado con armadura transversal, por A. S. Hall.
- Resistencia a rotura de los bloques de hormigón ligero, por H. J. Brettle.
- Pandeo de soportes esbeltos de hormigón armado, por T. Jumikis y A. S. Hall.
- Rótulas plásticas en hormigón armado, por P. B. Jones.
- Resistencia a rotura de láminas de hormigón, por W. M. Newman y A. S. Hall.
- Adherencia entre el hormigón y las armaduras, por G. B. Welch y B. J. F. Patten.
- Aplicaciones de las resinas epoxy, por G. B. Welch.
- Uso del hormigón tratado con resinas epoxy, por A. J. Carmichael.
- Retracción y fluencia de hormigones ligeros, por B. J. F. Patten.
- Dosificación de hormigones de alta resistencia, por G. B. Welch.

Universidad de Melbourne (Departamento de Ingeniería Civil)

- Investigación analítica y experimental sobre soportes de hormigón pretensado, cargados excéntricamente, incluyendo las cargas críticas de pandeo y la resistencia a rotura, por S. Aroni.

Commonwealth Experimental Building Station, N.S.W.

Comportamiento de placas sometidas a esfuerzos cortantes excesivos bajo las cargas de trabajo.

Tensiones admisibles en las juntas de hormigonado, particularmente en el caso de cargas repetidas.

Tensiones admisibles en el hormigón, en puntos internos de su masa sometidos a fuertes concentraciones de carga.

Pérdidas por rozamiento en los conductos metálicos utilizados en el hormigón pretensado, con armaduras postesas.

Estudio de la fisuración en las estructuras de hormigón.

Estudio de la disgregación del hormigón en pilas y cimentaciones.

Division of Building Research, Commonwealth Scientific and Industrial Research Organization, Melbourne, Victoria.

Estudios experimentales sobre las deformaciones y la resistencia de las placas de hormigón ligero (incluyendo placas pretensadas).

Cálculo directo de las placas de hormigón armado y pretensado.

Estudio de la distribución óptima de armaduras en placas sometidas a cargas centradas.

Curado al vapor de hormigones fabricados con arcilla expansiva.

La carbonatación como método para el curado del hormigón.

Cálculo directo de entramados y láminas.

Utilización de las resinas epoxy para reparar estructuras de hormigón. Modo de aplicación.

Cargas actuantes sobre un edificio, durante su construcción.

Universidad de Western Australia (Departamento de Ingeniería Civil)

Influencia del aire ocluido en las propiedades del hormigón, por G. Hondros.

Comportamiento y propiedades del hormigón sometido a tensión bi o triaxil, por G. Hondros.

Relación entre la resistencia a tracción y la resistencia a compresión del hormigón, por G. Hondros.

Relación momento - curvatura, en vigas de hormigón armado, por G. C. Reynolds.

estado actual de la normalización relativa a la construcción por medio de paneles prefabricados de gran tamaño

Estudio comparativo de las normas vigentes o en vías de aprobación o de elaboración, por
J. DESPEYROUX, Ingeniero civil, Delegado de las comisiones técnicas del Bureau Securitas, París.

índice

NOTACIONES.

0. INTRODUCCION.

1. RESISTENCIA DE LOS PANELES PORTANTES A LAS SOLICITACIONES VERTICALES.

1.1. RESISTENCIA DE LAS ZONAS DE APOYO.

1.2. RESISTENCIA DE CONJUNTO DE UN PANEL.

1.21. *Excentricidad inicial.*

1.211. Excentricidades estructurales.

1.212. Excentricidades accidentales.

1.213. Excentricidades debidas a ciertas sobrecargas.

1.214. Conclusiones relativas a la excentricidad inicial.

1.22. *Carga límite de un panel.*

1.220. Expresiones generales de la carga límite.

1.221. Influencia de la excentricidad inicial:

la función $f(e_0)$.

1.222. Influencia del pandeo

1.2221. Excentricidad complementaria, e_c .

1.2222. Función de pandeo, $\varphi(e_0, \lambda, \gamma)$.

1.223. Influencia de la deformación lenta.

1.224. Conclusiones relativas a la resistencia a las cargas verticales.

2. PROBLEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO.

2.1. EMPALME DE MÉNSULAS VERTICALES.

2.11. *Empalme de ménsulas por medio de llaves o de forjados.*

2.12. *Empalme de ménsulas por medio de juntas verticales resistentes.*

2.13. *Conclusiones relativas a los problemas de arriostramiento.*

3. COEFICIENTES DE SEGURIDAD.

4. CONCLUSIONES GENERALES.

5. BIBLIOGRAFIA.

notaciones

B	Sección del hormigón.
E	Módulo de elasticidad.
$E(o)$ ó E_o	Módulo de elasticidad bajo tensión nula.
I	Momento de inercia de una sección.
N, N_k	Esfuerzo normal.
N_o	Esfuerzo normal susceptible de una aplicación de corta duración.
N_l	Esfuerzo normal susceptible de una aplicación de larga duración.
N_o	Carga límite de un panel sometido a compresión axil.
N_r	Carga límite de un panel.
S, S_o	Momento estático de una sección.
b	Anchura de un panel.
h	Espesor de un panel.
l	Altura de un panel.
i	Radio de giro de la sección de un panel.
e_o	Excentricidad inicial (respecto al plano medio de la pieza).
e_c	Excentricidad complementaria.
e_h	Excentricidad por falta de homogeneidad.
e_j	Excentricidad de junta.
$f(e_o)$	Función que relaciona la carga límite actuante con excentricidad e_o y la carga límite de compresión axil, en las piezas no sometidas a pandeo.
α	Relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia del hormigón. Relación entre el módulo de elasticidad y la resistencia del hormigón.
γ	Relación entre las dimensiones de un panel $\left(\frac{l}{b}\right)$
γ_b	Coefficiente de minoración de la resistencia del hormigón.
γ_m	Coefficiente de minoración de la resistencia de un material m .
γ_a	Coefficiente de comportamiento.
γ_u	Coefficiente de mayoración de las sobrecargas.
λ	Esbeltez de un panel: relación entre la altura y el espesor $\left(\lambda = \frac{l \sqrt{12}}{h}\right)$ ó bien $= \frac{l}{i}$.
σ_E	Tensión crítica de Euler.
σ_r	Resistencia del hormigón a tracción.
σ'_r	Resistencia del hormigón a compresión en probeta prismática.
σ'_{rt}	Resistencia del hormigón a compresión medida en flexión.
ξ	Relación entre las cargas de probable larga duración y la carga total.
$\Phi(e_o, \lambda, \gamma)$	En una pieza larga, relación entre la carga límite bajo compresión excéntrica y la carga límite bajo compresión axil.
$\varphi(e_o, \lambda, \gamma)$	Función de pandeo.

0.- introducción

0.1. El objeto de este artículo es dar una visión de conjunto de las tendencias actuales, en distintos países, relativas a los problemas de estabilidad que plantean las construcciones a base de paneles prefabricados de gran tamaño.

0.2. El esquema del equilibrio general de estas piezas es demasiado conocido y, por consiguiente, no merece la pena insistir sobre ello. Sin embargo, conviene recordar que existen dos tipos de paneles completamente distintos, tanto por sus funciones como por sus condiciones de estabilidad:

- paneles horizontales (paneles de forjado), cuya función principal es resistir las cargas verticales, perpendiculares, por consiguiente, a su plano, y que, además, deben transmitir las sollicitaciones laterales de la estructura a los arriostramientos correspondientes;
- paneles verticales (muros y tabiques), que cumplen, esencialmente, dos funciones: por una parte, una función resistente respecto a las acciones verticales, y por otra, una función de arriostramiento respecto a las laterales.

Los paneles horizontales, que se pueden asimilar a los del mismo tipo utilizados tradicionalmente, no dan lugar a ningún problema especial. Por el contrario, los verticales presentan una serie de dificultades para los constructores:

1.º Son elementos delgados, cargados paralelamente a su plano y, por consiguiente, en ellos todo lo relativo a la excentricidad de las cargas y al pandeo cobra una gran importancia.

2.º Se trata de piezas que presentan una cuantía de armadura muy baja o nula, y a las que, por lo tanto, no son aplicables las reglas normalmente utilizadas para el hormigón armado; en algunas ocasiones, en otros paneles incluso se asocia al hormigón un material de naturaleza totalmente distinta, tal como el ladrillo.

3.º Se trata de estructuras compuestas en las que los arriostramientos están formados por una serie de paneles elementales, dispuestos en una o varias filas verticales; en el caso de edificios de mediana y gran altura en los que se pretenda dotar a los arriostramientos de una inercia suficiente para absorber las acciones laterales, será necesario hacer solidarias varias filas verticales; la organización de estos empalmes da lugar a problemas delicados.

0.3. Las dificultades enumeradas en el epígrafe 3.º, relativas a los arriostramientos, son específicas de la prefabricación. Por el contrario, los de los epígrafes 1.º y 2.º, que se refieren, de una manera más particular, a la resistencia a las acciones verticales, se presentan tanto en el caso de la prefabricación como en las soluciones tradicionales de albañilería o de hormigón, armado o en masa, moldeado "in situ".

Por ello, este artículo no se limita, exclusivamente, al estudio de las normas y trabajos relativos a las construcciones prefabricadas, sino que se hace referencia asimismo—cuando se estima procedente—a los concernientes a muros y tabiques, hormigonados "in situ". Estos trabajos se enumeran en la bibliografía.

0.4. Se dedicará, no obstante, una atención especial a las normas y reglamentos, por considerarlos más representativos de las distintas tendencias. Las técnicas de prefabricación son relativamente recientes y, por ello, no es de extrañar que sólo exista, actualmente, un pequeño número de reglamentaciones al respecto y que se trate de documentos publicados hace apenas un año o, incluso, todavía en estudio o en proyecto. A continuación se citan algunas de estas normas que se refieren, ex-

plícitamente, a los problemas de la prefabricación y cuya discusión comparativa se realizará a lo largo de este artículo:

Alemania: "Richtlinien für Grosstafelbauten" (norma provisional que complementa a la DIN 4225).

Francia: "Recomendaciones relativas al uso de paneles de gran tamaño en construcción" (provisional).

Gran Bretaña: "Utilización estructural del hormigón prefabricado en construcciones compuestas, D 64-7496" (provisional).

Italia: "Estructuras celulares de paneles portantes. Instrucciones para su proyecto y ejecución" (provisional).

Entre las normas relativas a los muros tradicionales de hormigón, contruidos "in situ", pero susceptibles de aplicación a los muros prefabricados, se encuentran:

Polonia: Norma PNIB 03252 "Construcción de muros monolíticos. Cálculo de la estabilidad".

U. R. S. S.: Norma NiTU 120-55 "Normas y prescripciones técnicas para el cálculo de obras de albañilería", y NiTU 123-55 "Normas y prescripciones técnicas para el cálculo del hormigón armado o en masa".

El texto de las normas británicas se ha recibido muy recientemente y no ha sido posible incluirlo en este estudio comparativo.

Por supuesto, no pretende este artículo hacer un estudio exhaustivo de todas las cuestiones que se pueden presentar relativas a la resistencia de las estructuras prefabricadas (por ejemplo, no se considera el uso de los paneles mixtos cerámica-hormigón). Se limita a tratar de algunos problemas de tipo general y de gran importancia, tales como:

- resistencia de los paneles de hormigón en las cargas verticales,
- problemas de arriostramiento,
- coeficientes de seguridad.

1. - resistencia de los paneles portantes a las sollicitaciones verticales

El estudio de la estabilidad de un panel portante solicitado por cargas verticales implica el conocimiento de:

- resistencia de las zonas de apoyo,
- resistencia de conjunto de un panel.

1. 1. - resistencia de las zonas de apoyo

Las zonas de apoyo difieren, normalmente, del resto de la pieza, tanto por la forma de sus secciones como por el modo en que las cargas actúan sobre ellas. Los problemas que en estas zonas se presentan se refieren principalmente a la transmisión de esfuerzos muy excéntricos o muy concentrados, y su estudio depende de las condiciones particulares de cada caso, por lo que no es posible dar reglas de carácter general. El análisis de las condiciones de funcionamiento y la aplicación de las reglas ge-

nerales propias del material utilizado permiten, normalmente, un dimensionamiento correcto de la pieza. Sin embargo, en ciertos casos puede ser necesario recurrir a ensayos.

1. 2. - resistencia de conjunto de un panel

El problema de la resistencia de conjunto de un panel sometido a cargas verticales es fundamentalmente un problema de flexión compuesta con pandeo, una vez consideradas las condiciones de contorno. No es, pues, un problema específico de las piezas prefabricadas, sino que se presenta asimismo en el estudio de las láminas y muros ejecutados en obra.

1.21. EXCENRICIDAD INICIAL

Se llama así la excentricidad del esfuerzo normal aplicado al panel, según la teoría de primer orden: Es la distancia desde el punto de aplicación de la carga al plano medio mecánico del panel, es decir, al plano paralelo a los paramentos que pasa por el centro de gravedad geométrico de la sección resistente tipo.

1.211. Excentricidades estructurales

Las excentricidades estructurales son las que resultan de las condiciones propias del proyecto y, a veces, del orden en que se realizan las operaciones de montaje.

Es conveniente hacer notar que una junta recién hormigonada permanece en estado plástico un período de tiempo relativamente largo, durante el cual se comporta como una rótula, mientras que una vez endurecida puede transmitir cargas excéntricas.

En consecuencia, la norma francesa admite que las juntas horizontales:

- se comportan como rótulas respecto al peso propio del panel inmediatamente superior y de los forjados que apoyan sobre ella,
- equivalen a una continuidad (a un apoyo en viga continua) respecto a los esfuerzos de otro tipo.

— *Apoyo de forjado:*

Se supone que la reacción de apoyo originada por el peso propio de un panel de forjado, prefabricado y apoyado en sus bordes, tiene una distribución de tipo triangular y, por tanto, su resultante se encuentra a la distancia $\frac{a}{3}$ del borde del muro, siendo "a" la longitud de entrega del forjado (fig. 1).

Las normas italianas y alemanas tratan las cargas permanentes y las sobrecargas que actúan una vez colocado el panel superior y construida y endurecida la junta, del mismo modo que el peso propio del panel. Por el contrario, la norma francesa permite, según se dijo anteriormente, que la reacción de apoyo, correspondiente a estas cargas y sobrecargas, se determine de acuerdo con las hipótesis de la elasticidad y admitiendo la continuidad del panel con los elementos adyacentes (forjados o muros).

Por otra parte, la norma francesa admite, asimismo, un empotramiento parcial del panel de muro

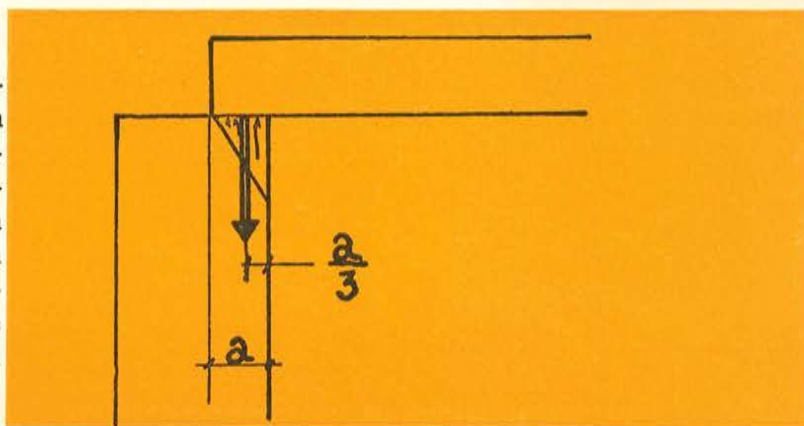


Fig. 1. Distribución de la carga debida al peso propio de un forjado.

en su base. Con ello, el valor del momento flector en el punto medio de la altura del panel es $\frac{1}{3}$ del momento solicitante en el extremo (fig. 2).

— *Excentricidad de juntas entre dos paneles dispuestos verticalmente uno sobre otro:*

Las juntas entre estos paneles son, a menudo, excéntricas respecto al plano medio de los mismos (fig. 3).

No es correcto considerar, por razones de simplicidad, que la excentricidad del esfuerzo normal por esta causa es igual a la de la junta. Tal hipótesis resulta excesivamente pesimista. La excentricidad real del esfuerzo normal debe determinarse teniendo en cuenta las rigideces relativas de los paneles y juntas.

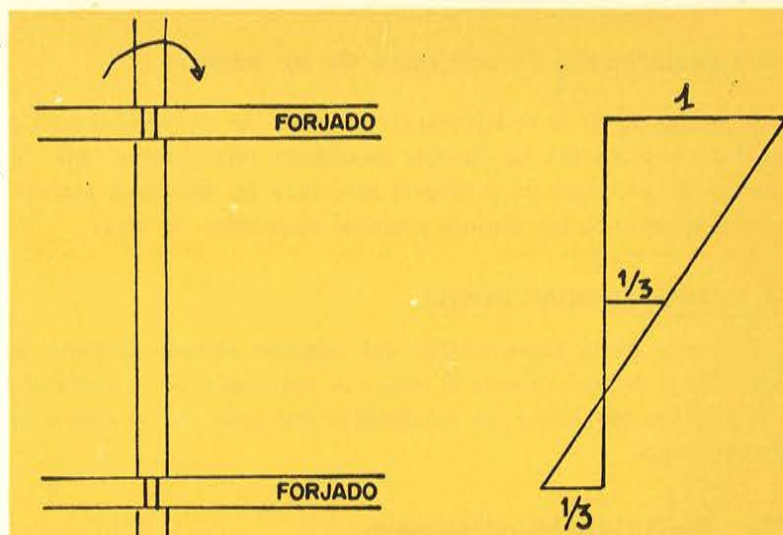


Fig. 2.
Transmisión del momento que actúa en el borde superior de un panel.

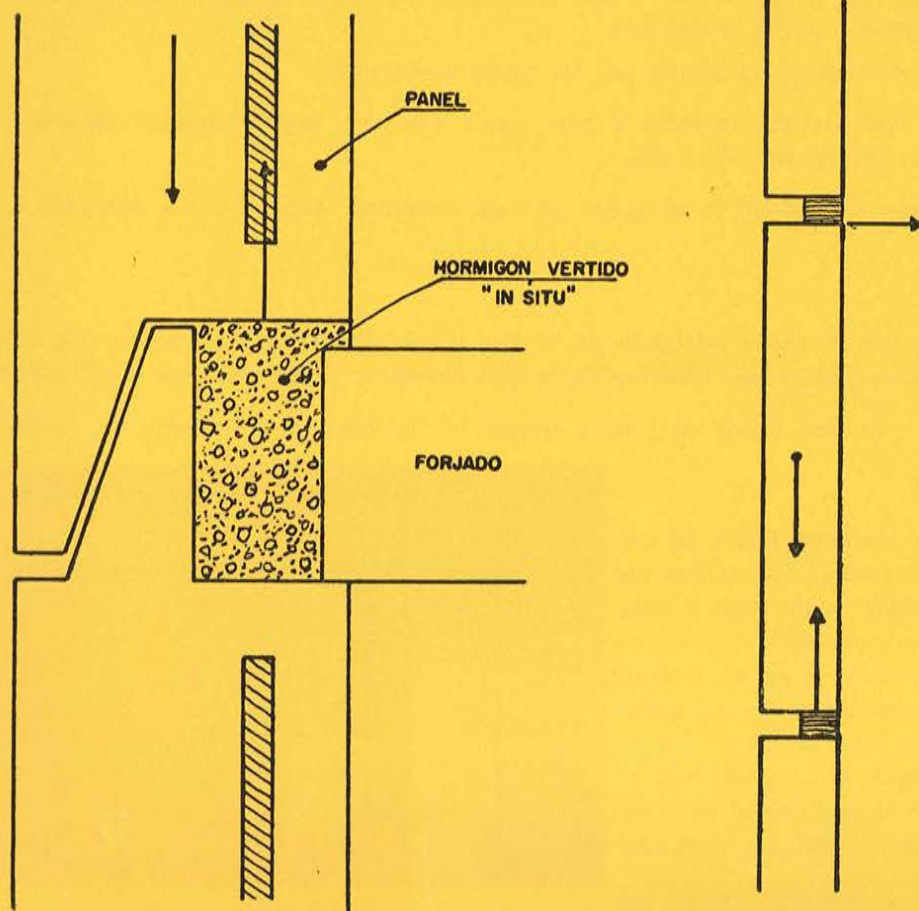


Fig. 3. Equilibrio de un panel con junta excéntrica.

La norma francesa propone, para los paneles ordinarios (excluidos los del extremo superior) de una fila de paneles, iguales y superpuestos, un método de cálculo que conduce al resultado siguiente:

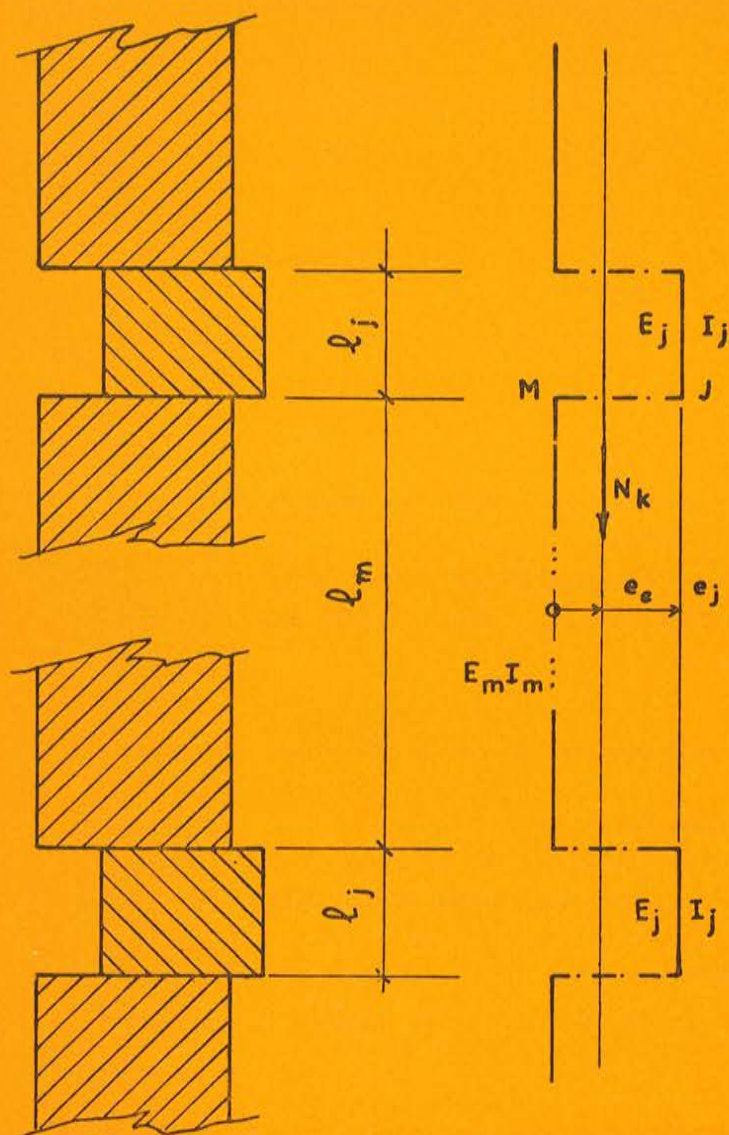


Fig. 4. Excentricidad de junta.

La excentricidad buscada es igual a:

$$e_e \left(\frac{l_m}{E_m I_m} + \frac{l_j}{E_j I_j} \right) = e_j \frac{l_j}{E_j I_j}$$

donde:

e_j = excentricidad de la junta.

l_m, I_m, E_m = altura, momento de inercia de la sección ordinaria y módulo de Young de un panel.

l_j, I_j, E_j = altura, momento de inercia medio y módulo de Young de la junta.

$$e_e \left(\frac{l_m}{E_m I_m} + \frac{l_j}{E_j I_j} \right) = e_j \frac{l_j}{E_j I_j}$$

En el caso en que exista excentricidad por falta de homogeneidad e_h (véase 1.212), la fórmula anterior se convierte en:

$$(e_o - e_h) \left(\frac{l_m}{E_m I_m} + \frac{l_j}{E_j I_j} \right) = e_j \frac{l_j}{E_j I_j}$$

1.212. Excentricidades accidentales

Son las producidas por las condiciones de ejecución.

— *Excentricidad por falta de homogeneidad:*

Puede ser originada por:

- variaciones de la calidad del material del panel a lo largo del espesor (principalmente si se ha moldeado puesto de plano);
- errores de ejecución en los espesores de las distintas capas, en el caso de paneles constituidos por varias capas.

— *Excentricidad por defectos geométricos:*

Está motivada por:

- defectos de planeidad, que se traducen en una combadura, desfavorable para la resistencia a las solicitaciones verticales;
- defectos de puesta en obra, que agravan la excentricidad de las juntas.

Sin que conste expresamente en el texto, el reglamento italiano parece admitir, por todas estas causas, una excentricidad total de 2 centímetros.

La norma francesa prevé:

- una excentricidad, por falta de homogeneidad, de 0,02 a 0,04 h para los paneles moldeados puestos de plano;
- un error de 0,3 a 1 cm en el espesor de las capas;
- una excentricidad debida a defectos geométricos de 0,4 a 1 cm ó de 1 a 1,5 cm, según que el panel inferior sea o no visible en el momento de la colocación.

1.213. Excentricidades debidas a ciertas sobrecargas

Son excentricidades debidas principalmente a la acción del viento y a los cambios de temperatura, que producen una combadura del panel.

Según el reglamento francés:

— la excentricidad debida al efecto del viento tiene un valor de:

$$e_v = \frac{ql^3}{16 n_k}$$

donde q es la suma de la presión exterior y la succión interior; l , la altura del panel; n_k , el esfuerzo normal, por unidad de anchura, a la mitad de la altura del panel;

— la excentricidad debida a los esfuerzos térmicos es:

$$e_\theta = \frac{m_\theta}{n_k}$$

en la cual m_θ es el momento flector, por unidad de anchura, que actúa sobre el panel debido a la diferencia de temperatura entre la cara interior y exterior; m_θ se determina imponiendo la condición de que, tanto la sección de la junta como la situada a la mitad de la altura del panel no sufran giros.

1.214. Conclusiones relativas a la excentricidad inicial

El examen comparativo de las diversas normas relativas a la prefabricación, en vigor o en vía de aprobación, pone de manifiesto que, si bien está universalmente admitida la necesidad de considerar diversas excentricidades, en especial las accidentales, el modo de calcular dichas excentricidades difiere, ligeramente, de unos países a otros; unas normas tienden a detallar todas las causas posibles de excentricidad, mientras que otras agrupan varias de ellas, dando un valor global para el conjunto.

Parece, pues, interesante dirigir las investigaciones en curso a lograr una lista, lo más completa posible, de las distintas excentricidades y conseguir una normalización europea de sus expresiones y valores.

1.22. CARGA LIMITE DE UN PANEL

1.220. Expresiones generales de la carga límite

La carga máxima, N_r , que puede soportar un panel sobre el cual el esfuerzo normal actúa con una excentricidad inicial, e_o , viene dada por una expresión de la forma:

$$N_r = B\sigma'_r\Phi(e_o, \lambda, \gamma, \xi).$$

o bien:

$$N_r = N_o\Phi(e_o, \lambda, \gamma, \xi).$$

en la que:

B = sección del panel.

σ'_r = resistencia del hormigón a compresión.

Φ = función a determinar, dependiente de:

e_o = excentricidad inicial.

λ = esbeltez del muro, cuyo valor es la relación $\frac{l\sqrt{12}}{h}$ si se trata de un muro de sección rectangular o bien $\frac{l}{i}$ en el caso de una sección cualquiera de radio de giro i .

γ = relación $\frac{l}{b}$ entre la altura y la longitud del muro.

ξ = relación entre las cargas de probable larga duración y la carga total.

$N_o = B\sigma'_r$ = carga de rotura bajo compresión axil.

Los parámetros λ y γ se han introducido debido a la necesidad de considerar los fenómenos de pandeo; por otra parte, no intervienen más que en el caso de paneles con uno o dos bordes verticales coartados.

El pandeo está influenciado por las cargas de larga duración y los fenómenos de deformación lenta. Estos últimos vienen representados, en lo referente al cálculo, por medio del parámetro ξ .

En el caso de piezas cortas, la expresión de la carga límite se simplifica, ya que se pueden despreciar los esfuerzos de segundo orden, y resulta:

$$N_r = N_o f(e_o)$$

donde $f(e_o)$ representa la influencia de la excentricidad de la carga en la resistencia de la pieza.

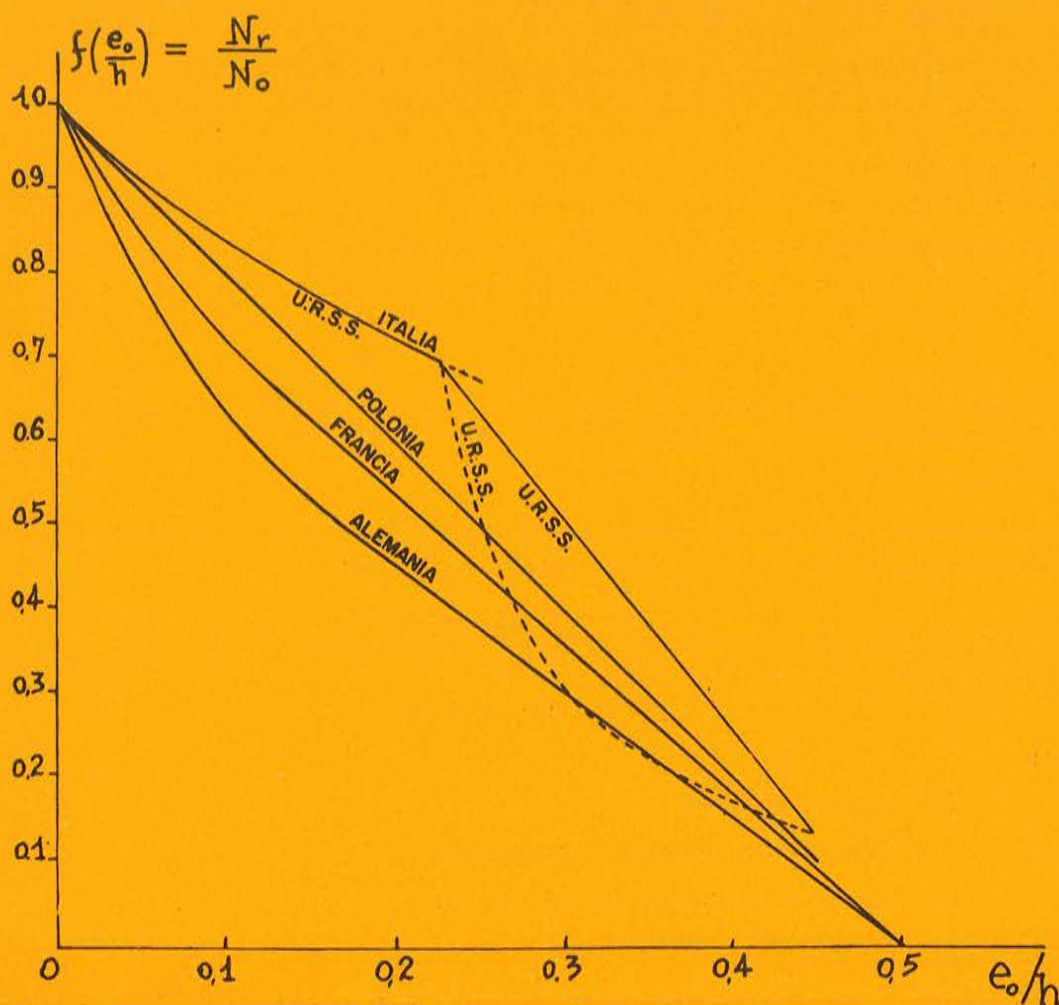


Fig. 5. Relación entre la carga límite en compresión excéntrica y la carga límite en compresión axil.
(Piezas no sometidas a pandeo)

En el caso de piezas largas, con posibilidad de pandeo, la función Φ se puede expresar en la forma:

$$\Phi = f(e_o) \varphi(e_o, \lambda, \gamma) \quad [1]$$

o bien haciendo $e_o = e_o(e_o, \lambda, \gamma)$:

$$\Phi = f(e_o + e_c) \quad [2]$$

La forma [1] corresponde a la introducción de una función de pandeo, que es el método seguido por la mayor parte de las normas europeas (Alemania, Italia, Polonia, U. R. S. S.). Por el contrario, la forma [2], que introduce una excentricidad complementaria, es la preconizada en las Recomendaciones del C. E. B. y adoptada en la norma francesa.

1.221. Influencia de la excentricidad inicial: la función $f(e_o)$

Esta función depende directamente del diagrama tensión-deformación admitido, diagrama normalizado en los distintos países ya sea en forma gráfica o analítica.

En este sentido, la norma alemana se basa en la ley de Hooke. En la tabla 1 vienen dadas las fórmulas clásicas correspondientes a una sección rectangular.

La norma francesa está basada en el diagrama parabólico (llamado "parábola de Madrid") que se define en el artículo R 4, 112-2 de las Recomendaciones del C. E. B.

La norma soviética distingue entre pequeñas y grandes excentricidades, y para éstas últimas se para los casos en que no está permitida la fisuración y aquellos otros en que se puede aceptar (por ejemplo, piezas armadas).

Si el momento estático, de la sección comprimida del hormigón, con relación a la fibra menos comprimida (o a la fibra extrema en tracción) es mayor que el 80 % del momento estático S_o de la sección total (que en la sección rectangular corresponde a: $e_o < 0,225 h$), la función $f(e_o)$ se reduce a:

$$f(e_o) = \frac{S_o}{e}$$

siendo e la excentricidad del esfuerzo normal, respecto a la fibra menos comprimida (o la fibra extrema en tracción).

TABLA 1

Funciones $f(e_o)$ para sección rectangular (piezas cortas)

$$N_o = b h \sigma'_r$$

$$N_r = N_o f(e_o)$$

	Excentricidad	$f(e_o) = \frac{N_r}{N_o}$	Observaciones
Alemania	$e_o < \frac{1}{6} h$	$\frac{1}{1 + 6 \frac{e_o}{h}}$	
	$e_o > \frac{1}{6} h$	$\frac{3}{4} \left(1 - 2 \frac{e_o}{h} \right)$	
Francia	$e_o < \frac{1}{8} h$	$\frac{1}{1 + 4 \frac{e_o}{h}}$	
	$e_o > \frac{1}{8} h$	$\frac{8}{9} \left(1 - 2 \frac{e_o}{h} \right)$	
Italia	$e_o < 0,25 h$	$\frac{1}{1 + 2 \frac{e_o}{h}}$	
Polonia	$e_o < 0,45 h$	$1 - 2 \frac{e_o}{h}$	Tensión de referencia: σ'_{rl} y no σ'_r
U. R. S. S.	$e_o < 0,225 h$	$\frac{1}{1 + 2 \frac{e_o}{h}}$	Tensión de referencia: σ'_r
	$0,225 h < e_o < 0,45 h$ Resistencia a tracción nula	$1 - 2 \frac{e_o}{h}$	Tensión de referencia: σ'_{rl} y no σ'_r
	Resistencia a tracción no nula	$\frac{1,75}{6 \frac{e_o}{h} - 1}$	Tensión de referencia: resistencia a tracción, σ_r

Si el valor de la excentricidad es superior al límite, definido por la condición anterior, la carga de rotura se determina por medio de un diagrama rectangular, al que corresponde, en el caso de sección rectangular, la función:

$$f(e_o) = 1 - 2 \frac{e_o}{h}$$

Sin embargo, la resistencia del hormigón que hay que considerar en este caso es la resistencia a compresión medida en flexión (σ'_{rt}). La expresión de la carga de rotura para la sección rectangular es entonces:

$$N_r = B\sigma'_{rt} \left(1 - 2 \frac{e_o}{h} \right) \varphi(\lambda, \gamma)$$

Esta fórmula es válida si se considera nula la resistencia a tracción del hormigón. En el caso en que se admita una resistencia a tracción σ_r , la norma aconseja la aplicación de la fórmula:

$$M_n < \sigma_r W_i \varphi(\lambda, \gamma)$$

donde M_n es el momento de las fuerzas exteriores con relación a la fibra extrema en tracción, y W_i el módulo resistente a flexión, definido por las fórmulas de la flexión simple. Para la sección rectangular, la carga límite resulta entonces:

$$N_r = B\sigma_r \frac{1,75}{6 \frac{e}{h} - 1} \varphi(\lambda, \gamma)$$

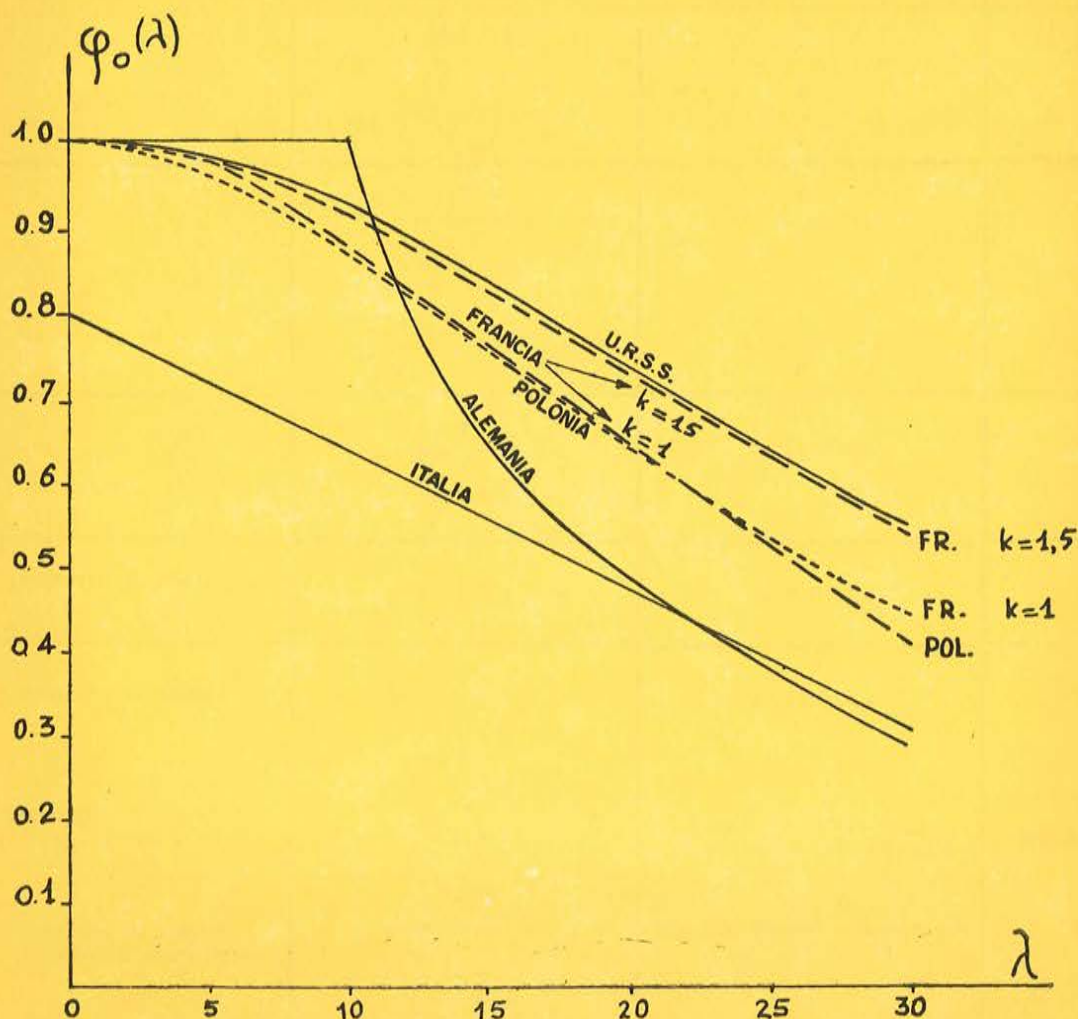


Fig. 6. Funciones de pandeo, Compresión axial.

Para el trazado de las gráficas correspondientes a las distintas ecuaciones se puede admitir:

$$\sigma'_r = 0,8\sigma'_{rt}$$

$$\sigma_r = 0,14\sigma'_r$$

La fórmula de la norma polaca corresponde a considerar un diagrama rectangular. Es idéntica a la fórmula dada por la norma rusa para grandes excentricidades cuando se supone al material una resistencia nula a tracción.

La fórmula italiana es idéntica a la rusa para pequeñas excentricidades. Parece ser que la norma italiana no considera excentricidades superiores a 0,25 h.

Las fórmulas—de las distintas normas—aplicables a secciones rectangulares, se han reunido en la tabla 1. En la figura 5 se han dibujado las curvas $f(e_0)$ correspondientes a estas mismas secciones.

1.222. Influencia del pandeo

1.2221. EXCENTRICIDAD COMPLEMENTARIA, e_e

La fórmula de la norma francesa es la misma adoptada por el C. E. B.:

$$e_e = \frac{(h + e_0) E}{3.300\sigma_E} (1 + 0,3\xi)$$

donde σ_E es la tensión crítica de Euler, es decir:

$$\sigma_E = k\pi^2 \frac{EI^2}{l^2}$$

o bien haciendo $\lambda = \frac{l}{i}$:

$$\sigma_E = \frac{k\pi^2 E}{\lambda^2}$$

En las fórmulas anteriores, i es el radio de giro de la sección del panel, l la altura del panel, E el módulo de elasticidad del hormigón y k un parámetro dependiente de las condiciones de contorno; y, en el caso de paneles coartados por uno de los bordes verticales, de la relación $\gamma = \left(\frac{l}{b}\right)$.

El coeficiente k se determina por los métodos habituales de la teoría de la estabilidad elástica.

El término $0,3\xi$, donde ξ expresa la relación de las cargas aplicadas durante un período de tiempo largo a la carga total sobre el panel, es el término de la fluencia, que considera los incrementos de flecha debidos a las deformaciones lentas del hormigón. La fórmula que figura en la norma francesa es la propuesta por el profesor Jacobsen.

1.2222. FUNCION DE PANDEO, $\varphi(e_0, \lambda, \gamma)$

Esta función depende normalmente de la excentricidad inicial. Sin embargo, ciertas normas, como la italiana y la DIN alemana, dan expresiones aplicables, cualquiera que sea la excentricidad.

En la figura 6 se ha dibujado la curva representativa de la función dada por la norma DIN. La fórmula italiana es:

$$\varphi = \left(0,8 - \frac{\lambda}{60}\right) \left(1 + \frac{\sqrt{\mu}}{8}\right)$$

donde μ representa la cuantía de armaduras longitudinales expresada en tanto por mil.

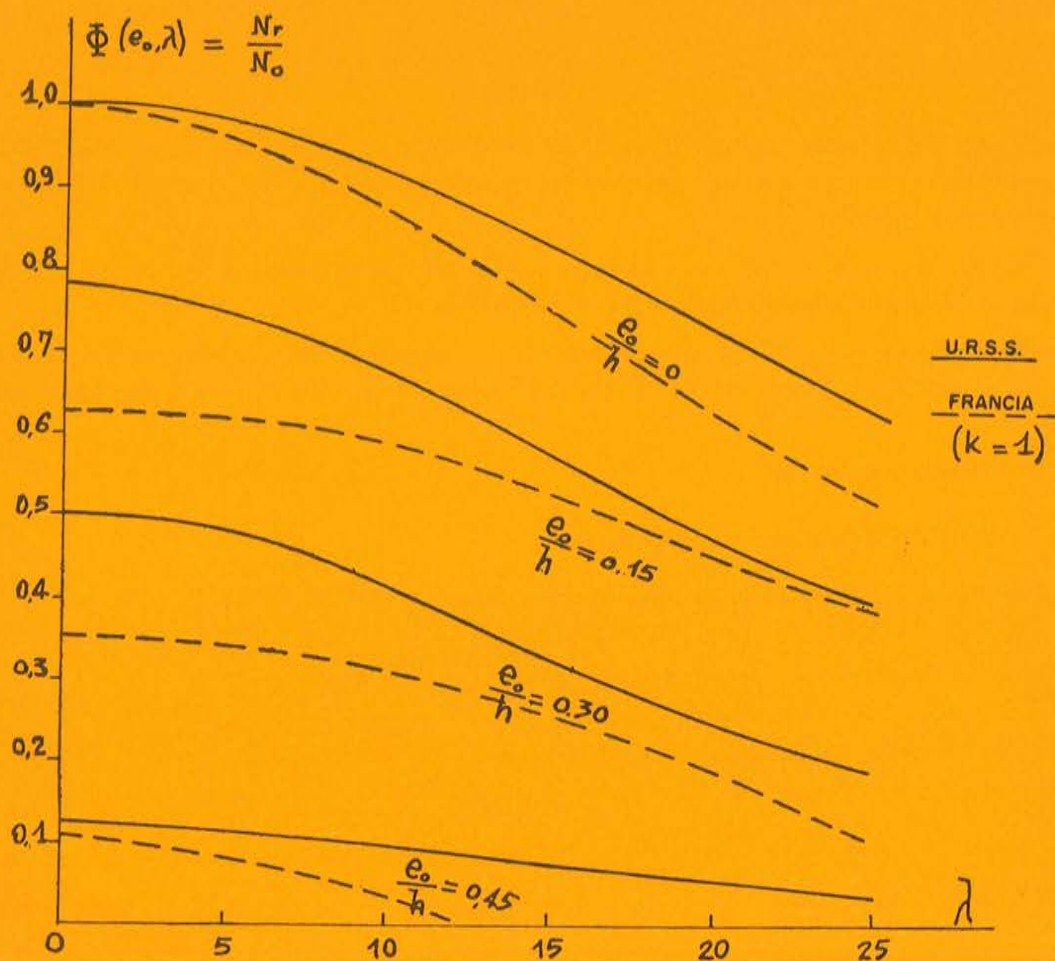


Fig. 7. Cargas límites, en función de la esbeltez, para diversas excentricidades.

Es posible obtener una expresión de la función φ , correspondiente a compresión centrada, teniendo en cuenta que, en este caso:

$$\varphi(0, \lambda, \gamma) = \frac{\sigma_E}{\sigma'_r}$$

siendo σ_E la tensión de Euler definida anteriormente. En dicha expresión interviene el módulo de elasticidad, E , del material.

A partir de la ley de variación de E en función de la tensión media:

$$E = \alpha \sigma'_r \left(1 - \frac{\sigma'}{1,1 \sigma'_r} \right)$$

(donde $\alpha = \frac{E(0)}{\sigma'_r}$ expresa la relación entre el módulo de elasticidad en el origen—bajo tensión nula—y la resistencia). Onichtchyk ha deducido la expresión:

$$\varphi = \frac{1}{1 + \frac{1,34}{\alpha} \lambda^2}$$

para el caso de pieza articulada en sus dos extremos.

Es posible aplicar esta fórmula a piezas con otras condiciones de contorno, sin más que sustituir el término λ^2 por $\frac{1}{k}\lambda^2$, donde k es el coeficiente definido anteriormente al tratar de la excentricidad complementaria.

Los valores de φ , en función de la esbeltez, que figuran en la norma soviética corresponden a la fórmula de Onichtchyk, para $\alpha = 1.500$.

Esta función, determinada para carga centrada, es aplicable al caso de cargas excéntricas mediante la introducción de un término de corrección multiplicativo:

$$\Phi = 1 - \frac{e_0}{h} (0,06 \lambda - 0,2)$$

Los valores de la norma polaca son bastante parecidos a los de la rusa.

En la figura 6 están representadas todas las curvas de pandeo, en el caso de compresión axil.

Las curvas representativas de las prescripciones francesas resultan de la aplicación del método de la excentricidad complementaria a la determinación de la función de pandeo y corresponden a dos hipótesis diferentes: piezas articuladas y piezas continuas, con relaciones de inercia a longitud, corrientes en la práctica, correspondientes a $k = 1,5$.

Para establecer una comparación efectiva entre las distintas funciones $\varphi(0, \lambda)$ debe tomarse la curva correspondiente al caso de articulación, puesto que las funciones φ de las normas polaca y rusa se han determinado precisamente con esta hipótesis. Las diferencias entre unas y otras permiten valorar la influencia de considerar o no la variación del módulo de elasticidad E con la tensión.

En este sentido se deben mencionar los trabajos del señor Lewicki, que considera, además de la variación de E , las variaciones del momento de inercia de la sección útil. Admite una cierta resistencia del hormigón a tracción y un diagrama tensión-deformación de tipo logarítmico. Los resultados son algo más pesimistas que los de la norma soviética.

Es posible utilizar, mediante las modificaciones adecuadas, las funciones de pandeo para otras condiciones de contorno, introduciendo el coeficiente k de la fórmula de Euler. En la práctica, sin embargo, las normas utilizan una función de pandeo en la que fijan globalmente el coeficiente k , sustituyendo la esbeltez geométrica, λ , por una esbeltez de cálculo igual a una fracción de λ .

En la tabla 2 se han consignado los valores de la esbeltez de cálculo dados por los distintos reglamentos. En el caso de paneles de anchura pequeña en relación con la altura, resultan, a veces, valores de k excesivamente conservadores.

La norma francesa conserva, para el cálculo de la excentricidad complementaria, los valores teóricos deducidos de la teoría de la estabilidad elástica.

1.223. Influencia de la deformación lenta

La mayor parte de las normas parecen considerar globalmente los fenómenos de fluencia. Sin embargo, las normas francesa y rusa consideran separadamente el efecto producido por las cargas de larga duración y el originado por los otros tipos de carga, en la forma siguiente: en la norma francesa, mejorando la excentricidad complementaria en la relación, $1 + 0,3 \xi$ (siendo ξ la relación entre las cargas de larga duración y la carga total), y en la rusa, expresando la carga aplicada en la forma:

$$N_r = \frac{1}{n} N_l + N_c$$

donde N_l y N_c son las cargas de larga y corta duración, respectivamente.

El coeficiente n varía casi linealmente con la esbeltez λ , siendo $n = 0,84$ para $\lambda = 16$ y $n = 0,67$ para $\lambda = 24$.

TABLA 2

	PANELES SUJETOS VERTICALMENTE			
	Sobre dos bordes		Sobre un borde	
	Límites de aplicación	λ	Límites de aplicación	λ
Alemania	$h \geq 14 \text{ cm}$ $b < 2 l$	$0,6 \lambda$	$b \leq l$	$0,8 \lambda$
	$h < 14 \text{ cm}$ $b < 1,5 l$		$b \leq 6 h$	$0,6 \lambda$
Italia	$b < 1,5 l$	$0,6 \lambda$	$b < 1,5 l$	$0,8 \lambda$
Polonia	$b \leq 2 l$	$\frac{1}{1 + 4 \frac{l}{b}} \lambda$	$b \leq 2 l$	$\frac{1}{1 + \frac{l}{b}} \lambda$
U. R. S. S.	$b < 2 l$	$0,9 \lambda$	$b < 1,5 l$	$0,9 \lambda$

Francia: El coeficiente k se determina de acuerdo con la teoría de la estabilidad elástica.

1.224. Conclusiones relativas a la resistencia a las cargas verticales

La comparación de los distintos gráficos permite subrayar la importancia de la elección de un determinado diagrama tensión-deformación. Las curvas de la figura 5 muestran las diferencias entre las resistencias máximas admisibles; que puedan llegar a ser del 40 %, principalmente en la zona de excentricidades medias.

Es aconsejable realizar numerosos ensayos para comprobar el comportamiento real de estas piezas relativamente delgadas y armadas débilmente o incluso sin armaduras.

Las divergencias son asimismo notables al comparar las funciones de pandeo. Sin embargo, los resultados de las normas rusa, polaca y francesa están bastante agrupados, lo cual no es extraño teniendo en cuenta que todas ellas parten de la tensión crítica de Euler.

De todas formas, es necesario confrontar estos resultados con los de los ensayos.

2. - problemas de arriostramiento

2.0. Las estructuras prefabricadas compuestas por paneles de grandes dimensiones pertenecen a la categoría de estructuras arriostradas por láminas, sobre las que los forjados, actuando como diagramas horizontales, transmiten los empujes debidos a las sollicitaciones laterales.

Todas las normas relativas a la prefabricación insisten en la necesidad de estudiar detenidamente los enlaces para que el esquema estructural teórico previsto coincida con el obtenido en la realidad, en lo relativo, tanto a los "diagramas" horizontales como a los elementos verticales en ménsula. Por otra parte, enuncian a este respecto una serie de prescripciones mínimas. Sin embargo, dejan amplia libertad a los constructores en todo lo que se refiere al modo de realizar los cálculos y a su justificación.

No obstante, las dificultades con que tropiezan frecuentemente los proyectistas son tantas y tan

importantes que los autores del reglamento francés han juzgado oportuno completar ciertos puntos y normalizar los métodos de construcción.

A continuación se comenta uno de estos problemas, por estimarlo particularmente interesante.

2.1. - empalme de ménsulas verticales

Cada fila de paneles superpuestos se supone que constituye, con relación a los esfuerzos horizontales, una ménsula vertical. Si bien es relativamente fácil, en este caso, imaginar una serie de dispositivos que permitan una solidarización efectiva de los paneles y la realización física del esquema estructural supuesto en el estudio teórico, el problema se complica extraordinariamente cuando se trata de asociar entre sí, horizontalmente, dos o más paneles yuxtapuestos a lo largo de sus bordes verticales. Este tipo de empalme llega a ser necesario cuando se trata de construir edificios altos, para los cuales resulta insuficiente el arriostramiento proporcionado por una sola fila vertical de paneles elementales; de este modo, se puede disponer de secciones cuyos momentos de inercia son mucho mayores que los correspondientes a una sola fila de paneles.

Para un estudio completo de este problema, puede recurrirse al trabajo del profesor Robinson. En dicho trabajo se expone el punto de vista del Grupo de Trabajo francés y la propia norma francesa.

Los empalmes verticales entre paneles se pueden dividir en dos categorías, según la naturaleza de la junta.

2.11. EMPALME DE MENSULAS POR MEDIO DE LLAVES O DE FORJADOS

Las juntas verticales, entre dos paneles, pueden estar formadas por un simple relleno, incapaz de transmitir esfuerzos tangenciales de alguna importancia; en este caso, por tanto, tales esfuerzos se van acumulando a lo alto del panel y sólo pueden equilibrarse al nivel de los forjados, ya sea por medio de llaves de empalme que actúan a modo de pasadores o, en ciertos casos, mediante los propios forjados.

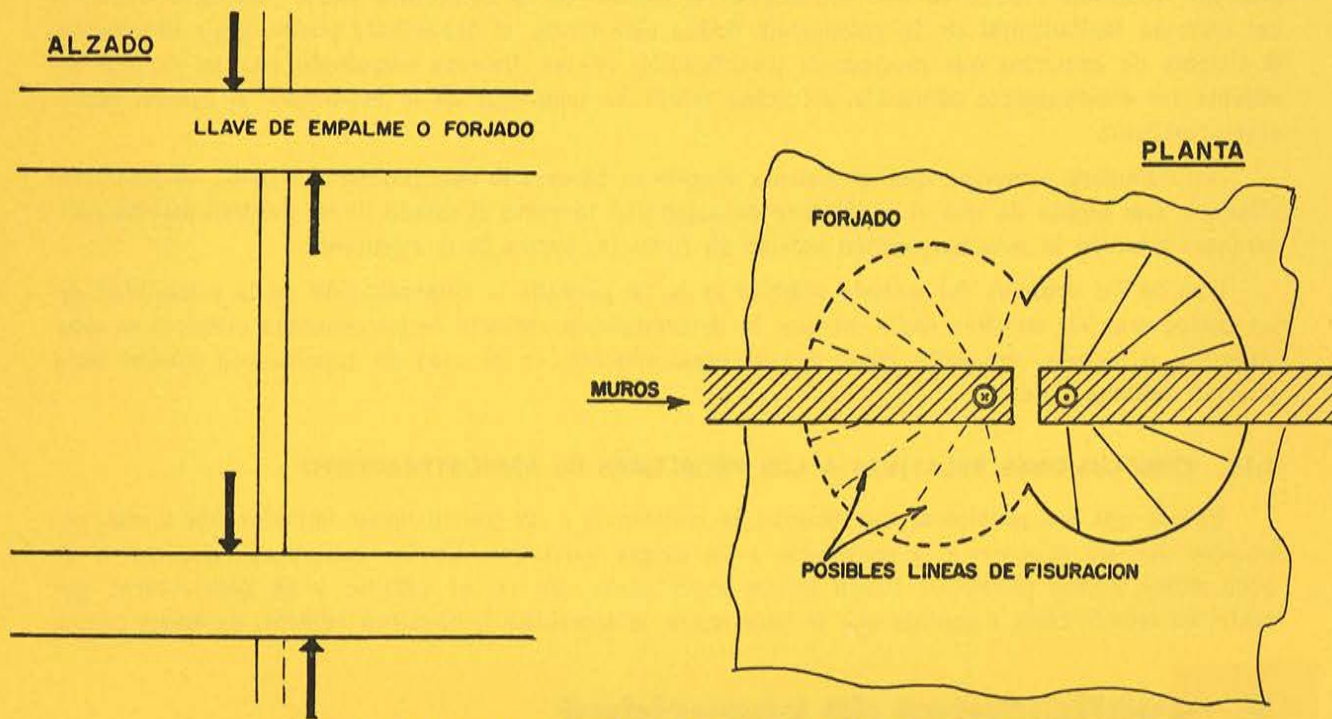


Fig. 8. Funcionamiento de las llaves de empalme al nivel de los forjados.

Como las deformaciones de estas llaves de empalme son pequeñas, incluso en estados cercanos a la rotura, los esfuerzos de arriostramiento se pueden determinar bajo hipótesis elásticas y admitiendo el monolitismo de la estructura. Como contrapartida, la rotura de estos elementos es de tipo frágil, lo que debe tenerse presente en el proyecto.

La resistencia de estas piezas al hendimiento y al punzonamiento es poco conocida todavía, por lo que resulta necesario desarrollar un amplio programa de trabajos de investigación y experimentación sobre el particular.

2.12. EMPALME DE MENSULAS POR MEDIO DE JUNTAS VERTICALES RESISTENTES

Además del tipo de empalme, descrito en el epígrafe 2.11, es posible realizar juntas, susceptibles de transmitir esfuerzos tangenciales. En este caso, el hormigón que forma la junta está expuesto a la fisuración a 45°, lo cual da lugar a la formación de bielas que trabajan a compresión simple.

Se deben adoptar las medidas necesarias para asegurar la resistencia de estas bielas, no sólo a compresión, sino también al deslizamiento, lo cual exige una preparación adecuada de las superficies de apoyo; los empujes de las bielas deben además quedar equilibrados, en condiciones satisfactorias, por armaduras adecuadamente dispuestas en la junta, según las reglas ordinarias del hormigón armado, cuidando especialmente todo lo concerniente a las condiciones de adherencia. La norma francesa indica detalladamente cómo se deben calcular y construir los empalmes necesarios.

Las juntas de este tipo, convenientemente proyectadas, son susceptibles de experimentar grandes deformaciones antes de llegar a rotura, por sobrepasar el acero la tensión correspondiente a su límite elástico y, por tanto, pueden llegar a plastificarse.

La norma francesa deja libertad al constructor para calcular las juntas, bien bajo hipótesis elásticas—es decir, organizando la junta de manera que sus elementos permanezcan en estado elástico bajo las solicitaciones de cálculo—o bien admitiendo la plastificación de las mismas.

En este último caso, el estado límite corresponde al de un sistema rígido-plástico. El trabajo del profesor Robinson expone en qué condiciones el cálculo de la estructura puede realizarse a partir del teorema fundamental de la plasticidad. Según esta teoría, el proyectista puede elegir libremente el sistema de esfuerzos que produce la plastificación en los diversos empalmes, con tal de que el sistema sea estáticamente admisible, así como referir la seguridad de la estructura al estado límite correspondiente.

Naturalmente, conviene que el sistema elegido se parezca lo más posible al sistema de esfuerzos elásticos, con objeto de que el coeficiente de seguridad respecto al estado límite de deformación permanezca también lo más homogéneo posible en todas las partes de la estructura.

Una de las ventajas del método plástico es la de permitir la comprobación de la estabilidad de las estructuras en aquellos casos en que la determinación correcta de los esfuerzos elásticos es muy laboriosa, o incluso, imposible, como ocurre, especialmente, en el caso de paneles con huecos para puertas, ventanas, etc.

2.13. CONCLUSIONES RELATIVAS A LOS PROBLEMAS DE ARRIOSTRAMIENTO

Parece que los problemas que plantea la resistencia a las solicitaciones laterales son menos conocidos que los relativos a la resistencia a las cargas verticales. En las estructuras masivas o de poca altura, dichos problemas tienen menos importancia que en las esbeltas y de gran altura; por tanto, su interés crece a medida que se hace sentir la necesidad de construir edificios de mayor altura.

3. - coeficientes de seguridad

3.0. La forma de introducir los coeficientes de seguridad es muy variable de un país a otro, de-

pendiendo de las costumbres y de las disposiciones referentes al caso adoptadas en las otras normas en vigor.

3.1. La norma alemana conserva el concepto de tensión admisible. La tensión admisible del hormigón a compresión se supone aproximadamente un 20 % menor que la considerada en las piezas ordinarias de hormigón armado. Corresponde aproximadamente a 1/4 de la resistencia medida en probeta prismática.

3.2. La norma italiana fija análogamente, como carga admisible sobre un panel, la cuarta parte de la carga límite.

3.3. La norma polaca define, asimismo, un coeficiente de seguridad único, si bien este coeficiente es el producto de varios factores. Entre ellos existe un coeficiente S_0 —llamado de base—, que es igual a 3 para el hormigón ordinario (pudiéndose reducir a 2,4 en el caso de ejecución muy cuidada y controlada) y diversos coeficientes de corrección dependientes de las características del proyecto y de las condiciones de ejecución.

Para un panel ordinario de hormigón, destinado a un edificio normal y ejecutado en buenas condiciones, partiendo de un proyecto adecuadamente estudiado, se llega a un coeficiente global que oscila entre 2,4 y 2,9.

3.4. Las normas francesa y soviética siguen un método similar al recomendado por el Comité Europeo del Hormigón.

En las Recomendaciones del C. E. B., en vez de utilizar un coeficiente de seguridad único, se toma: un coeficiente de minoración, γ_m , que se aplica a la resistencia característica con objeto de paliar los posibles defectos accidentales de resistencia del material, y un coeficiente de mayoración, γ_s , aplicable a las sobrecargas características para prevenir una posible elevación de las mismas y tener en cuenta otros factores que puedan influir en la seguridad de la estructura.

3.41. De hecho, la norma rusa separa, en el coeficiente γ_s , la parte correspondiente a la probabilidad de que la sobrecarga exceda de la prevista y la relativa al resto de los factores no considerados específicamente en el proyecto; se distingue así: un coeficiente de "sobrecarga" y un coeficiente de "condiciones de trabajo". Los razonamientos que han dado lugar a esta separación son puramente lógicos.

3.42. Los autores de la norma francesa, por su parte, además del coeficiente γ_s definido en las Recomendaciones del C. E. B., introducen un tercer coeficiente llamado "de comportamiento", γ_q . El significado de γ_q es totalmente distinto del "coeficiente de condiciones de trabajo" ruso, ya que γ_s conserva su completo significado primitivo.

El coeficiente de comportamiento se ha introducido con objeto de tener en cuenta el carácter frágil de la rotura de los paneles considerados, tanto como elementos resistentes como de arriostramiento.

Esta rotura frágil sería incompatible con las condiciones de validez de aplicación del método elasto-plástico admitido para el cálculo de los empalmes de ménsulas, cuestión de la que se ha tratado anteriormente.

El coeficiente γ_q es igual a 1 para los elementos plásticos en estado límite, y a 1,20 para el resto de los elementos, tales como paneles verticales de hormigón, juntas horizontales resistentes y llaves de arriostramiento.

3.43. Mientras que la norma soviética define un coeficiente único igual a 1,82 para el hormigón, la norma francesa fija distintos valores del coeficiente γ_m :

$\gamma_m = 1,40$ a $1,60$ para los elementos prefabricados.

$\gamma_m = 1,50$ para los elementos horizontales hormigonados "in situ".

$\gamma_m = 1,60$ para los elementos verticales hormigonados "in situ".

En la tabla 3 se presenta un resumen comparativo de las normas francesa y rusa, en relación con los coeficientes de seguridad. Debe señalarse que el coeficiente de seguridad global aplicable al panel ordinario es del orden de 2,3, según la norma soviética, y de 2,4 a 2,5, aproximadamente, según la francesa.

TABLA 3

Coefficientes de seguridad utilizados en las construcciones con grandes paneles de hormigón

	Francia	U. R. S. S.
M A T E R I A L E S		
Acero: Acero dulce ordinario para hormigón armado	1,15	1,11
Aceros de elevado límite elástico, endurecidos por deformación en frío:		
● Con control	1,15	1,11
● Sin control		1,25
Mallas soldadas	1,15	1,25
Hormigón: Elementos hormigonados «in situ»:		
● Elementos horizontales	1,50	1,82
● Elementos verticales	1,60	1,82
Elementos prefabricados	1,40 a 1,60	1,82
Hormigones y morteros para juntas:		
● Juntas verticales	1,60	
● Juntas horizontales	1,60	
● Realizadas manualmente	1,60	
● Realizadas mecánicamente	1,50	
S O L I C I T A C I O N E S		
Cargas permanentes	1,40	1,15
Sobrecargas de explotación	1,61	1,15
«COEFICIENTE DE COMPORTAMIENTO» O DE CONDICIONES DE TRABAJO		
Francia: Coeficiente de comportamiento:		
Paneles verticales de hormigón, juntas horizontales resistentes y llaves de arriostramiento	1,20	
Otros elementos	1,00	
U. R. S. S.: Coeficiente de condiciones de trabajo:		
Hormigón ordinario		1,10
Hormigón vertido en moldes verticales		1,30

NOTA: La comparación se ha limitado a los coeficientes utilizados en los estados límites de resistencia, bajo sollicitaciones ordinarias, en las piezas de hormigón armado.

Se recomienda consultar los textos originales en los casos de: hormigones ligeros, de granulometría discontinua, etcétera, así como para los aceros especiales.

4. - conclusiones generales

A lo largo de este buen estudio comparativo se han puesto de manifiesto los puntos sobre los que existen notables divergencias entre los distintos reglamentos, divergencias que se hacen más patentes en los resultados que en los principios de partida.

Estas diferencias se deben, principalmente, al hecho de que los datos experimentales sobre paneles portantes de grandes dimensiones y con escasa armadura, o sin armar, son muy pocos en comparación con los que existen, por ejemplo, para el caso de piezas ordinarias de hormigón armado. Se puede incluso afirmar que, en relación con ciertos problemas de arriostramiento, el número de datos experimentales es prácticamente nulo. Las realizaciones actuales en edificios de gran altura han sido posibles gracias a la capacidad de observación, a la deducción lógica y al ingenio de los constructores; sin embargo, no parece posible seguir progresando en este campo mientras que la investigación y experimentación no cubran las distintas lagunas apuntadas a lo largo del artículo.

Se estima, sin embargo, que las normas publicadas recientemente—o en estudio—constituyen una base de partida sólida y una eficaz herramienta de trabajo para los constructores.

5. - bibliografía

NORMAS Y REGLAMENTOS

ALEMANIA: «Richtlinien für grosstafelbauten». (Reglamentos provisionales que completan la norma DIN 4225.)

FRANCIA: «Recommandations relatives aux constructions par panneaux préfabriqués de grand format» (en estudio).

GRAN BRETAÑA: «The structural use of precast concrete in composite concrete construction» D 64-7496 (en estudio).

ITALIA: «Costruzioni cellulari a pannelli portanti. Istruzione per la progettazione e l'esecuzione» (en estudio).

POLONIA: Norma PNIB 03252 «Construcción de muros monolíticos. Proyectos y cálculos de estabilidad.»

U. R. S. S.: Normas NiTU 120.55, «Normas y prescripciones técnicas para el cálculo de obras de albañilería»; y NiTU 123-55, «Normas y prescripciones técnicas para el cálculo de hormigón armado o en masa».

LIBROS Y ARTICULOS

MATHEZ ET LUGEZ: «Méthodes de calcul des murs. Etude bibliographique».

MATHEZ ET LUGEZ: «Cahiers du Centre Scientifique et Technique du Bâtiment núm. 68». París-Juini 1964.

LARSSON, L. E.: «Bearing capacity of plain and reinforced concrete walls». Göteborg, 1959.

LEWICKI, B.: «Bâtiments préfabriqués en éléments de grande dimension». Varsovia, 1960.

SEMENTSOV, S. A.: «Rules of designing large -pannelled walls adopted in the URSS». International Council for Building Research studies and documentation». París, 1962.

p puente de Bendorf. terminación del tramo principal, de 208 m de luz

Tomado de: CEMBUREAU - PN 18/1964 - Building - 2 Septiembre 1964

Se destaca una fecha memorable en la historia del hormigón pretensado: el 20 de agosto de 1964 se concluyó el tramo principal sobre el río, del puente de Bendorf. La construcción de este puente de tramo recto de hormigón pretensado, el más largo del mundo, ha llegado así a su etapa final y se espera que en el otoño de 1965 pueda ser abierto al tráfico, totalmente terminado.

Este puente, de 1.029 m de longitud total, situado entre Bendorf y St. Sebastian, cruza el Rin a 8 km al norte de Coblenza.

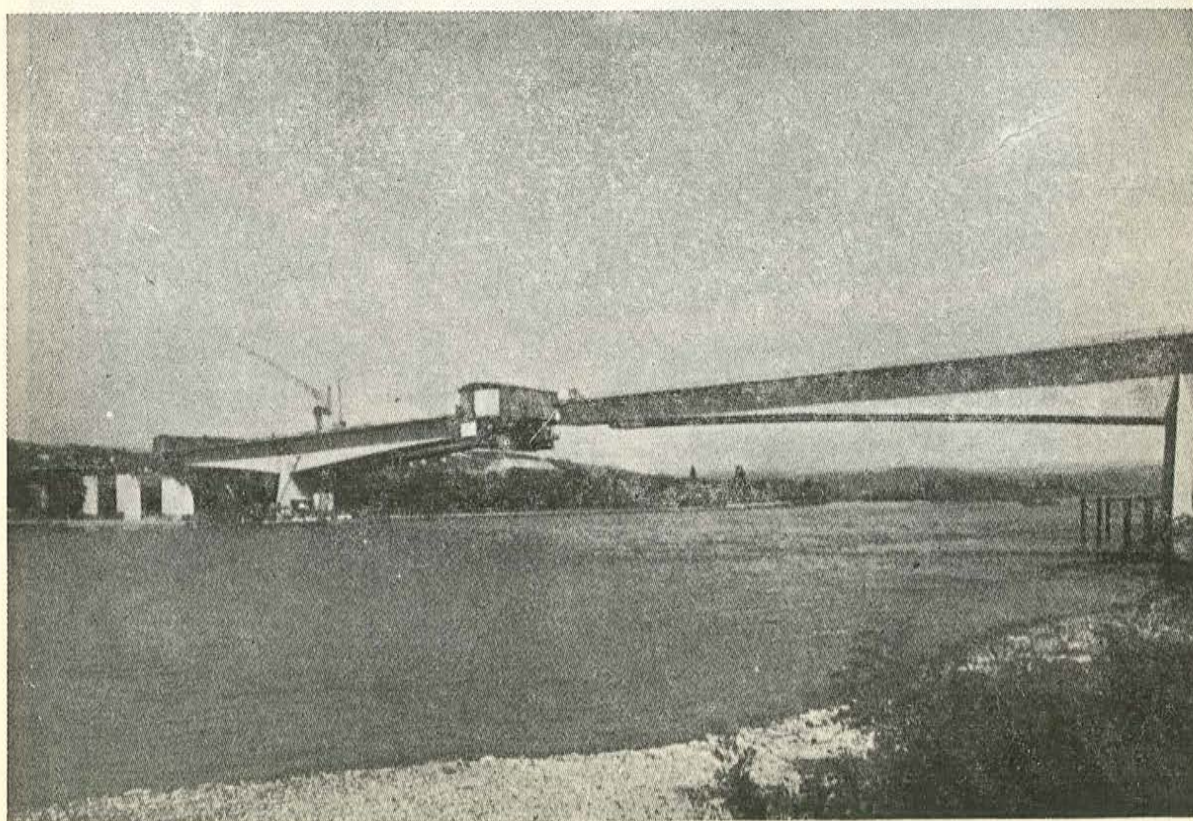
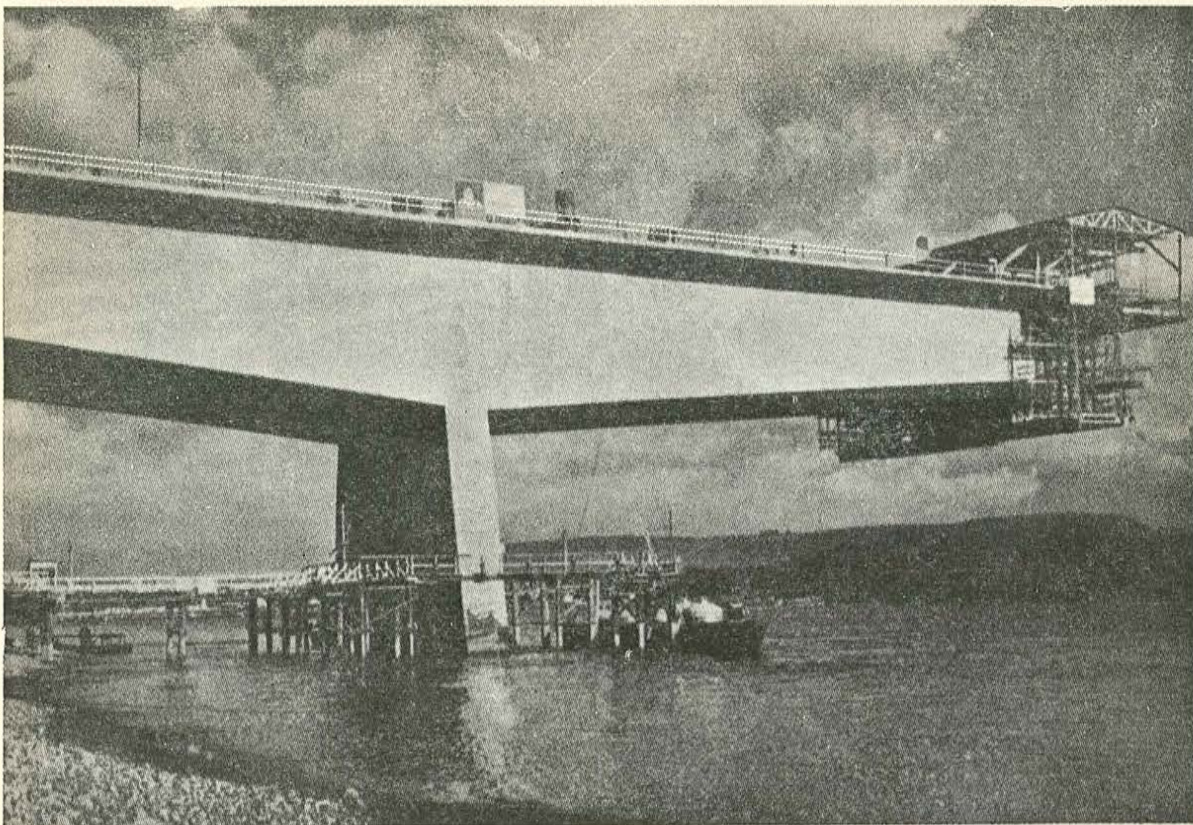
Su mitad occidental está formada por una viga continua simétrica, de siete tramos, cuyas luces son: 43,0 m, 44,35 m, 71,0 m, 208,0 m, 71,0 m, 44,35 m y 43,0 m. Esta viga ha sido proyectada de forma que, junto con las dos pilas principales, proporciona al conjunto la necesaria rigidez a flexión. En el resto de las pilas se apoya mediante rodillos, y en el centro del tramo de 208 m lleva una biela, que permite corrimientos longitudinales.

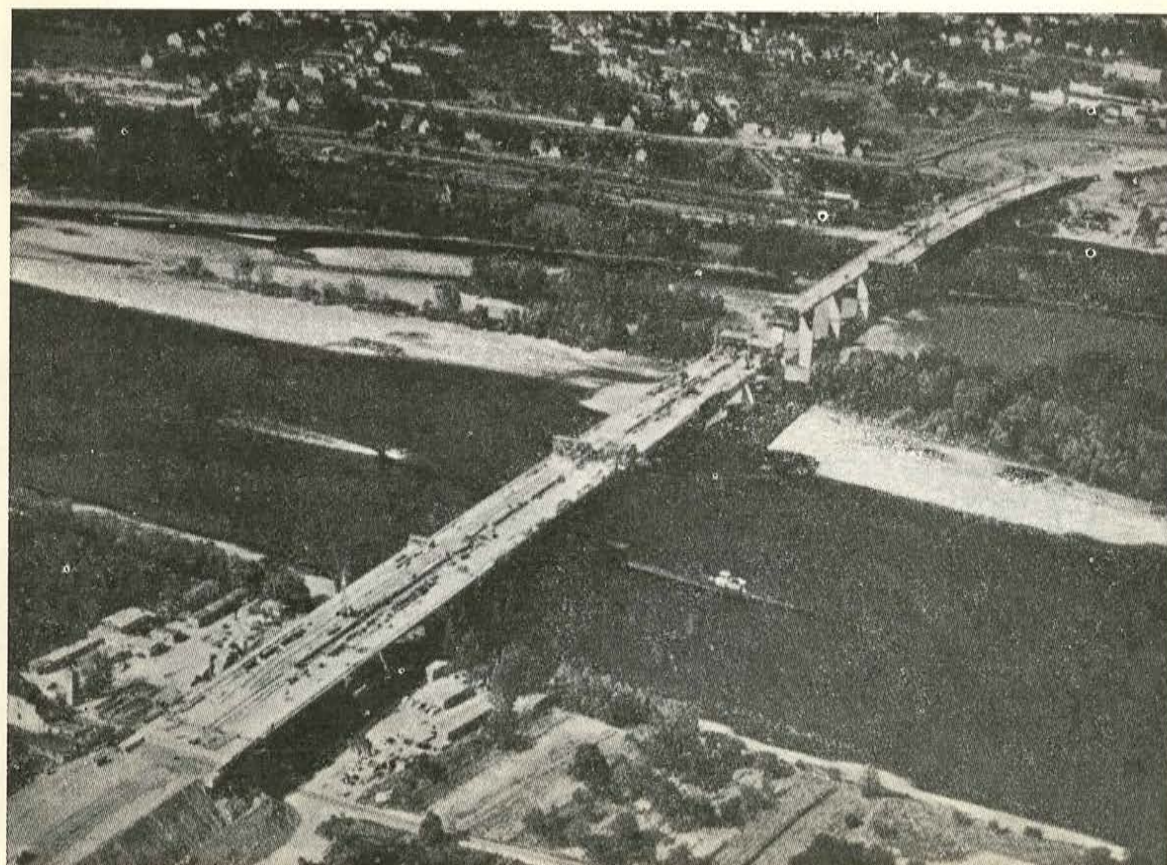
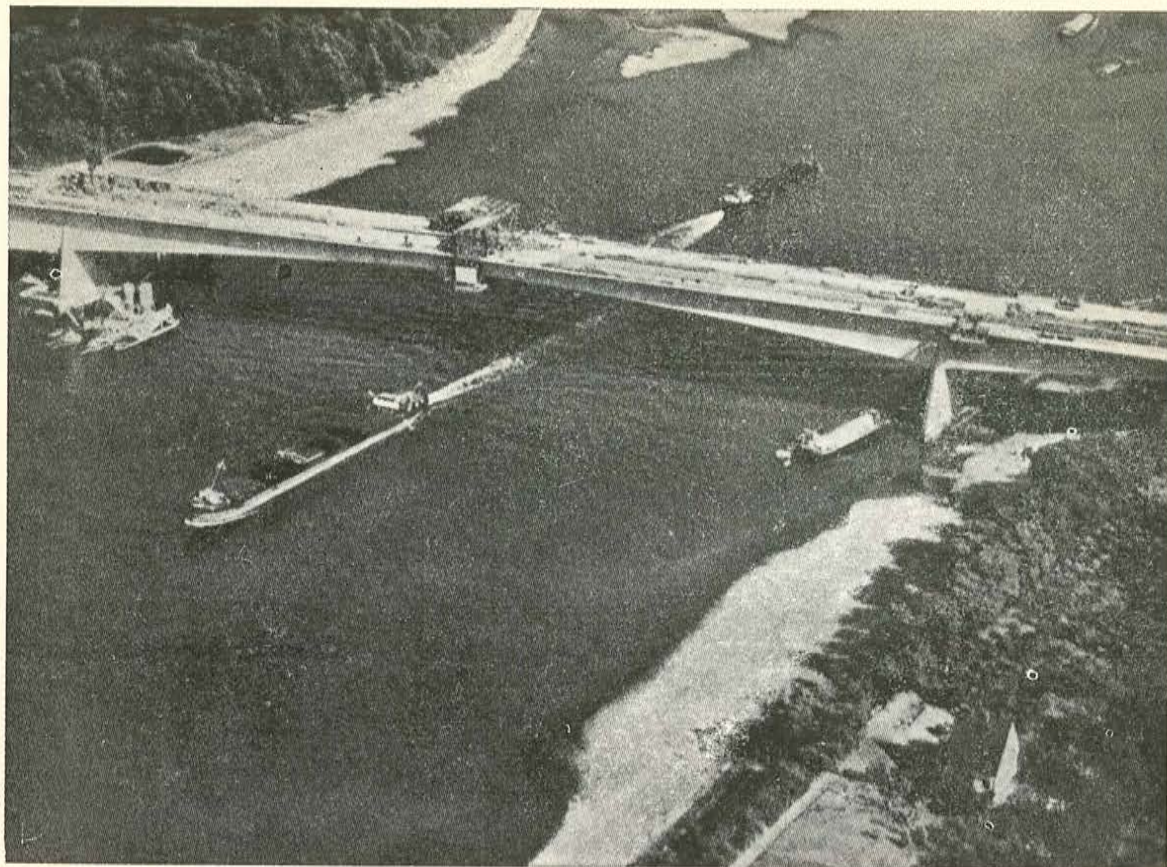
La mitad oriental está formada por dos puentes adyacentes de vigas continuas, cada uno de los cuales tiene nueve tramos, cuyas luces son: 41,0 m, 41,5 m, 52,0 m, 94,0 m, 60,0 m, 58,0 m, 56,0 m, 54,0 m y 47,85 m. El tablero no tiene juntas longitudinales.

Con objeto de conseguir un hormigón de la mejor calidad, se realizaron numerosos ensayos previos de laboratorio. En lo que respecta al calor desarrollado por el hormigón durante su fraguado, se dedujo de la investigación desarrollada que la temperatura inicial del hormigón fresco es de una importancia decisiva, a causa de las diferencias de temperatura que se originan en las piezas grandes, entre el núcleo del elemento y su superficie, ya que ésta se enfría más rápidamente. Por consiguiente, se tomaron las medidas necesarias para enfriar todos los materiales componentes del hormigón, antes de su mezclado, y conseguir que la temperatura inicial fuese lo más baja posible. La temperatura del cemento se redujo a 35-40° C por medio de ciertos dispositivos refrigeradores instalados en la central de hormigonado. La del agua de amasado se redujo a unos 5° C, también mediante unos refrigeradores que a la vez proporcionaban agua fría para regar los áridos, consiguiendo así que la temperatura de éstos se rebajase a unos 12° C. Los silos de áridos estaban protegidos contra la acción directa del sol.

Además, para el hormigonado de las piezas grandes se utilizó una mezcla especial de 300 kg de cemento/m³ (PZ 375) y gravilla de basalto, mientras que para la superestructura se usó un hormigón de 350 kg de cemento/m³ (PZ 375).

Gracias a todas estas precauciones, la temperatura del hormigón fresco se mantuvo alrededor de los 15° C.

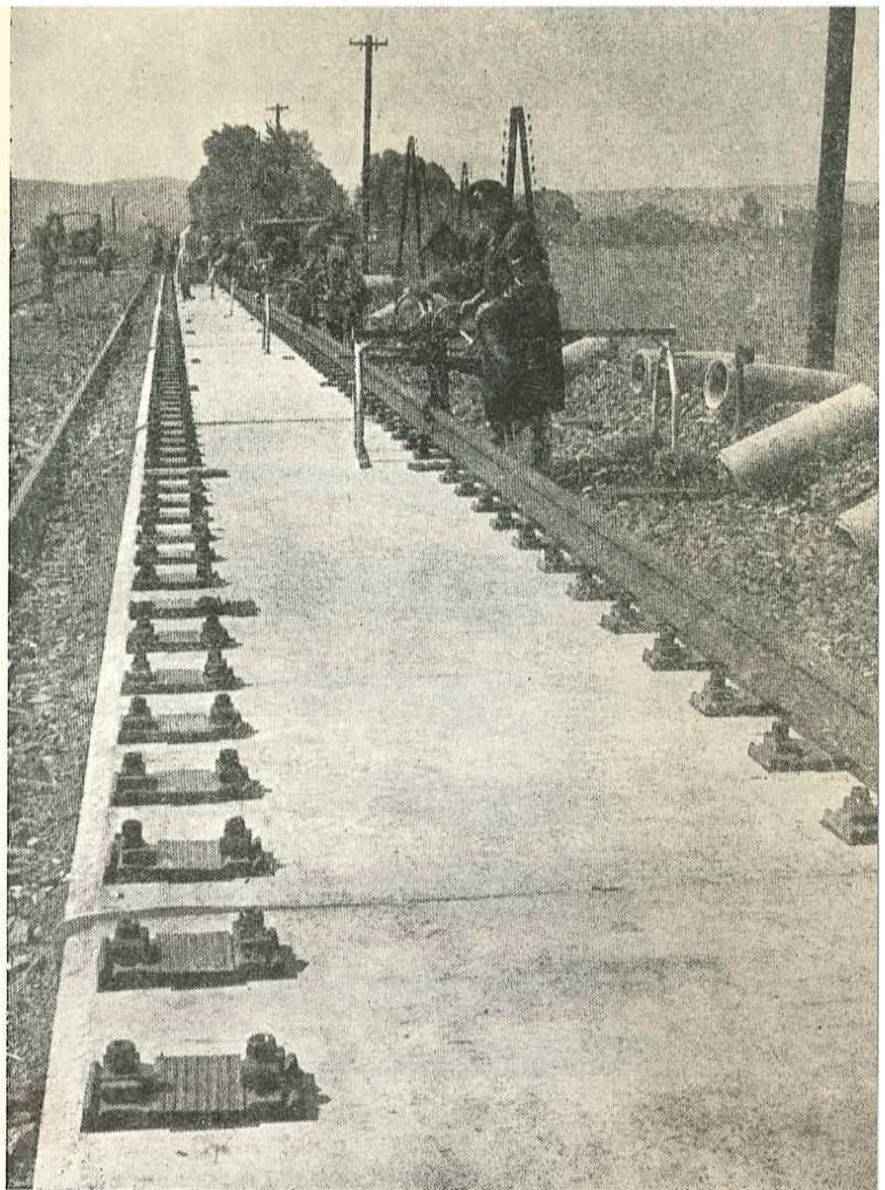




placas pretensadas en sustitución de traviesas

(Tomado de: L'Industria Italiana
del Cemento: Abril, 1964)

Se considera de interés dar un amplio extracto del artículo recientemente publicado (número de septiembre de 1963 del "Technical Digest", págs. 22-26) por Ferdinand Klimes, de la Politécnica de Praga, relativo a un nuevo tipo de superestructura de vía férrea, constituido por placas prefabricadas de hormigón pretensado, que sustituyen a las traviesas normales de hormigón armado o madera.



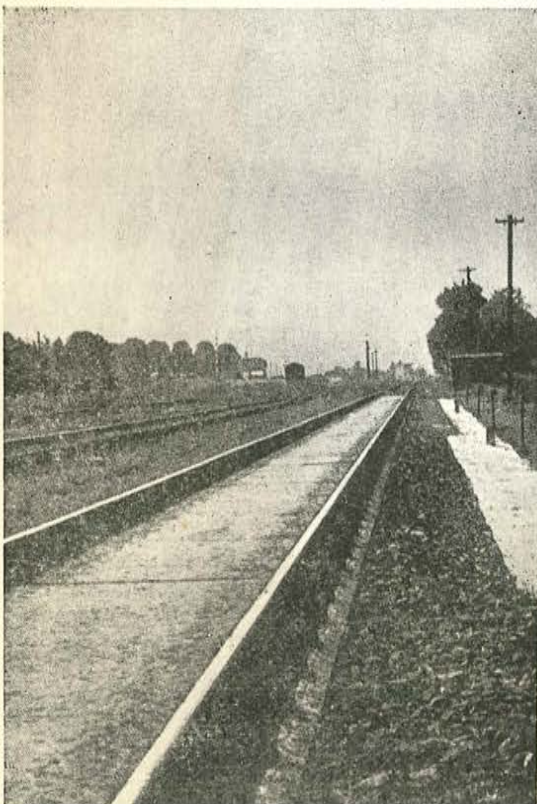
Puesta en obra y anclaje de los raíles soldados sobre las placas pretensadas

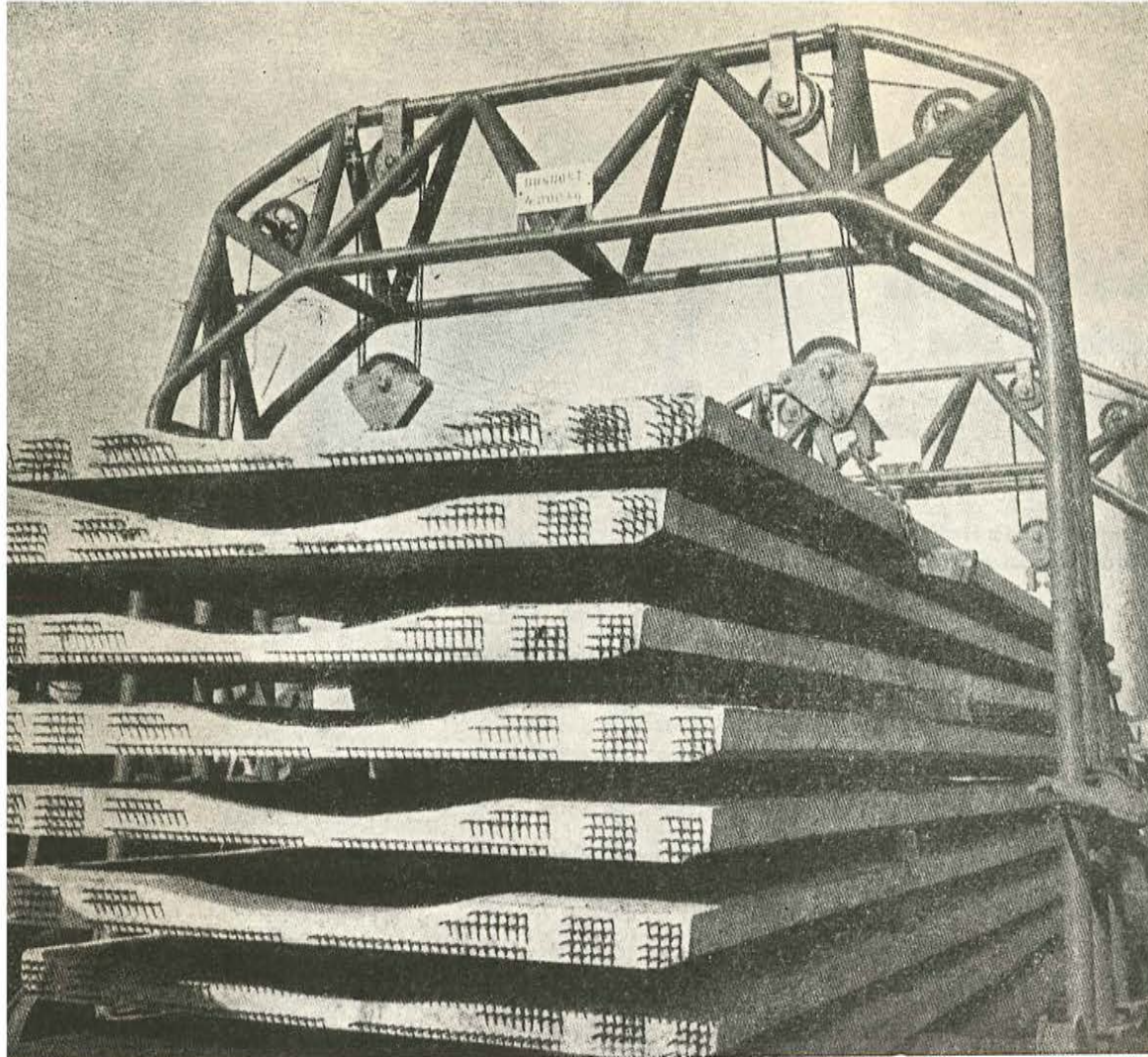
La placa pretensada está constituida por dos nervios longitudinales arriostrados por una solera de sección variable.

En conjunto, la anchura de la placa es de 2 m, los nervios son de 12 cm de canto y 45 cm de ancho y la solera, en forma de arco, tiene un espesor mínimo, en el centro, de 5 centímetros.

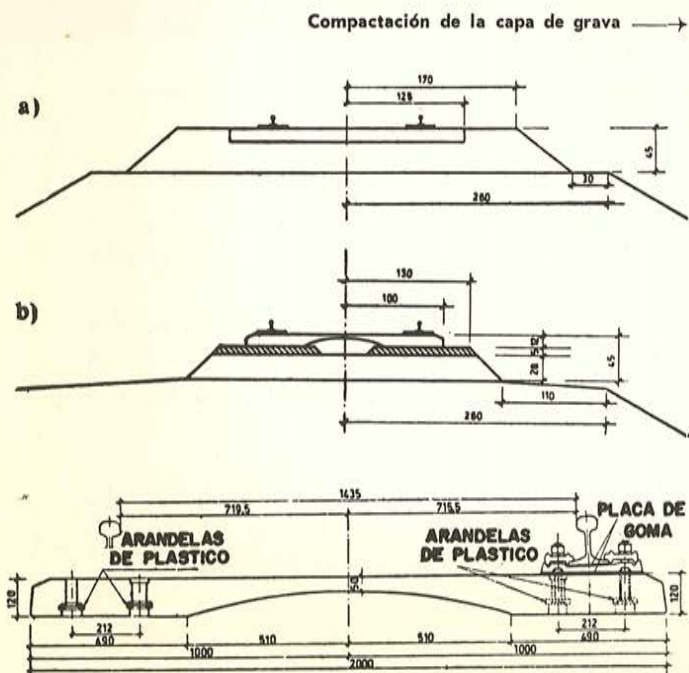
La longitud del elemento se limita por razones de manejabilidad y transporte. Se ha fijado en 12,50 m, es decir, la mitad de la longitud normal de raíles, que es 25 metros.

Tramo experimental en servicio



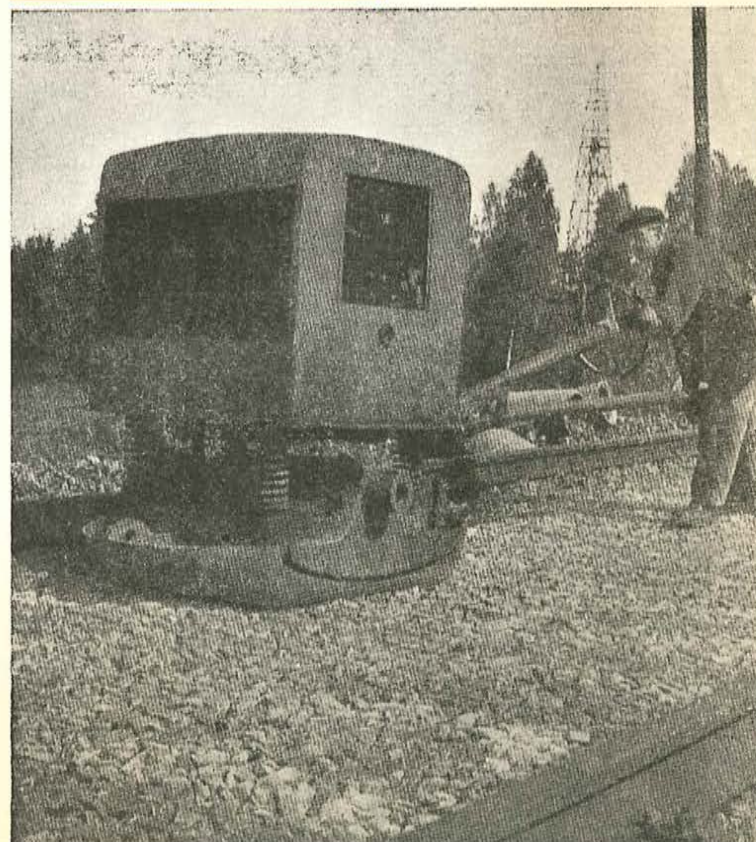


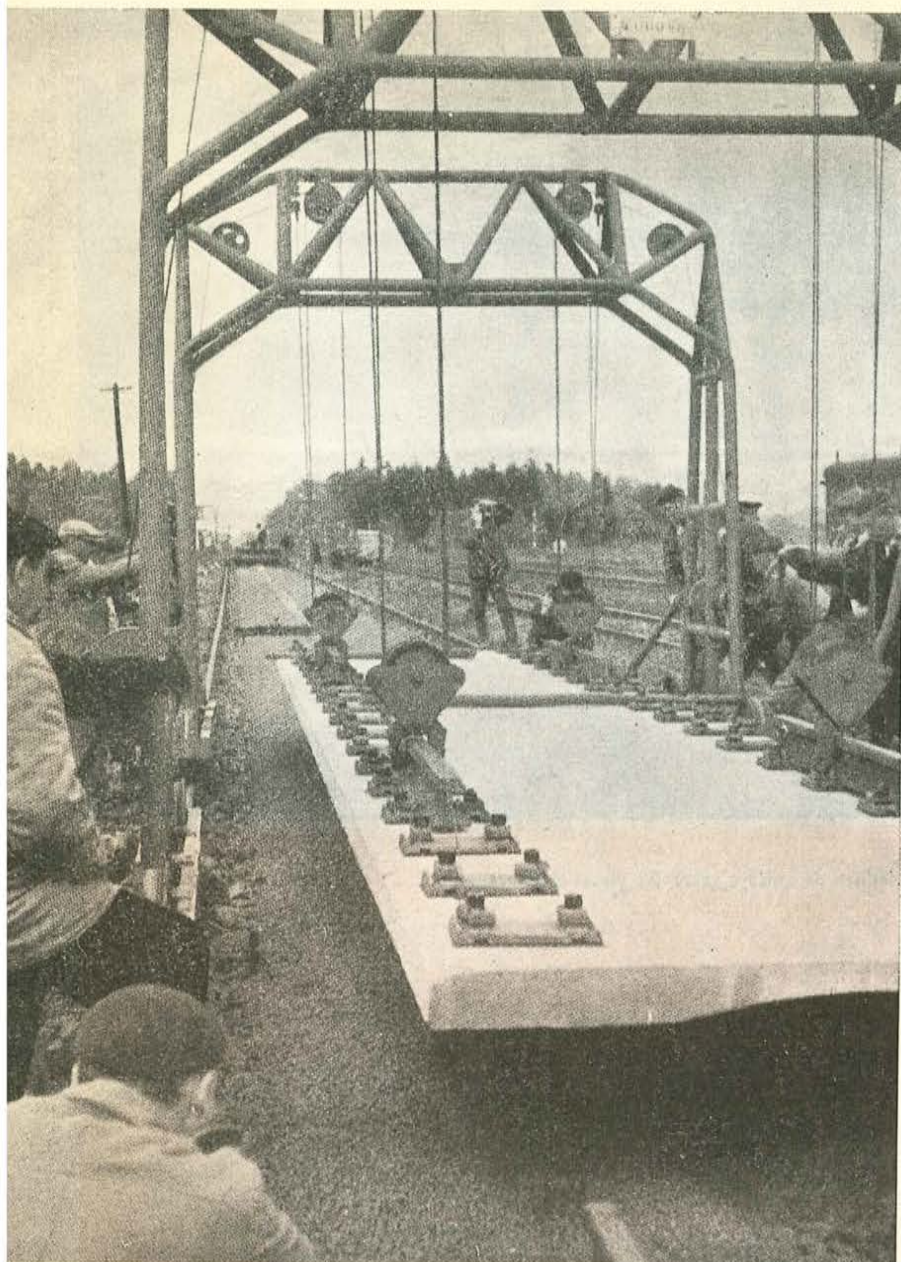
Placas pretensadas apiladas; se ve, en la sección extrema, la distribución de los alambres de la armadura



Comparación de anchuras de balasto necesarias cuando se utilizan traviesas (a) y cuando se usan placas pretensadas (b).

Sección transversal de la placa pretensada





Puesta en obra de las placas

Los raíles se anclan a intervalos de 55,5 cm, por medio de pletinas desmontables que se sujetan a la placa de hormigón mediante pasadores. Entre la placa y las pletinas y entre éstas y el talón del raíl se introducen planchas de goma endurecida para conseguir un enlace rígido.

Este moderno sistema sustituye ventajosamente a las tradicionales traviesas, tanto desde el punto de vista estático como en lo relativo a otras funciones, tales como, por ejemplo, la de fijar el raíl y asegurar el ancho de vía y su inspección, permitiendo de este modo eliminar la capa de balasto.

Las placas prefabricadas impiden que el agua de lluvia penetre en la infraestructura y, por consiguiente, favorecen la estabilidad y la resistencia del terreno.

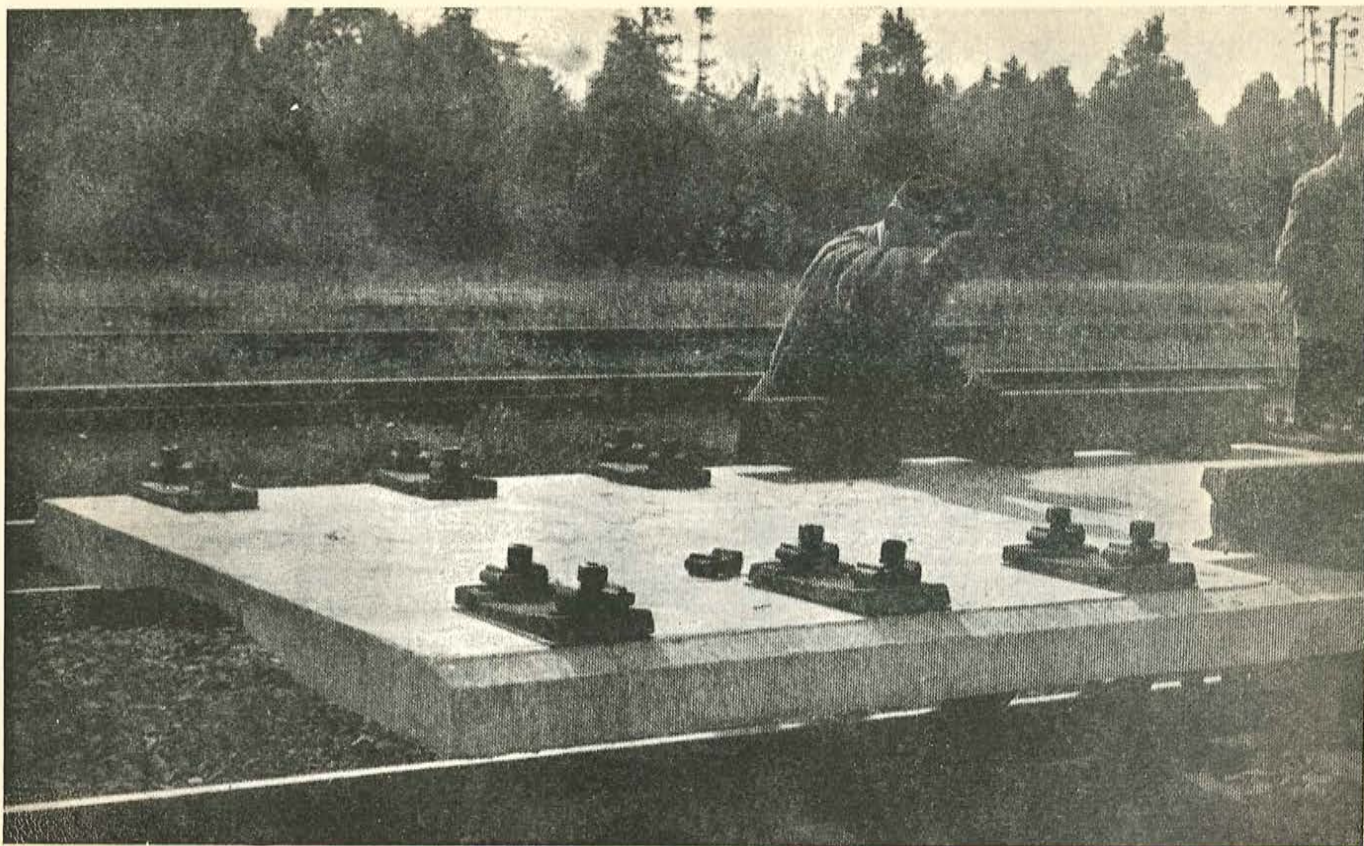
Cuando este sistema se emplea en una línea de nuevo trazado, el balasto se sustituye por una capa de gravilla y arena compactada de 15 a 20 cm de espesor.

Aquellas vías ya en servicio en las que es preciso mantener la cota del eje del trazado, se puede conservar la anterior infraestructura, a no ser que se encuentre en malas condiciones.

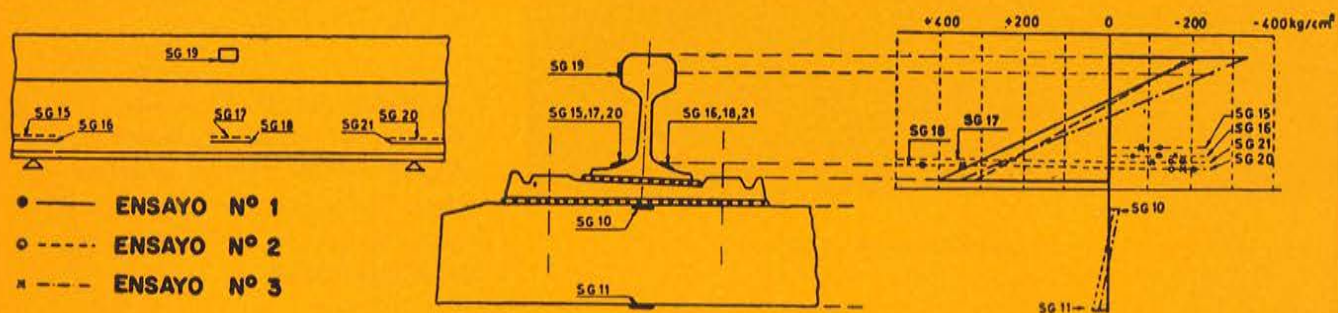
Una vez retiradas las traviesas antiguas, se compacta, por vibración, la explanación preexistente. Sobre ella se extiende una capa nueva de grava, que se vibra hasta dejarla con un espesor de 5 cm. Esta capa proporciona el plano de apoyo definitivo de la placa.

Dado que las placas son estrechas en relación con su longitud y al mismo tiempo muy rígidas en dirección transversal, la anchura del balasto necesario se puede reducir sustancialmente.

Para poder conservar el eje del trazado es indispensable vigilar rigurosamente la cota superior de la capa de grava y cuidar su perfecta compactación.



Sujeción de las pletinas de anclaje sobre las placas pretensadas



Disposición de los elongómetros (strain gages) sobre el rail y sobre la placa y valores de las solicitaciones medidas

Dichas placas prefabricadas vienen a apoyar sobre dos pletinas de referencia, colocadas exactamente, por medio de instrumentos apropiados, de modo que no requieran posteriores correcciones en cota o dirección. Durante la colocación de las placas se puede obtener una primera regulación del nivel de la vía poniendo grava bajo ellas.

Estas placas mantienen el balasto limpio, factor muy importante en aquellos casos de vías férreas al servicio de minas de carbón u otros minerales. Los trabajos de conservación general de la vía se reducen así, evidentemente, consiguiéndose un notable ahorro.

Con las traviesas tradicionales, el 1,8 % del costo de la conservación de la línea corresponde a las operaciones necesarias para la exacta colocación (cota y dirección) de las vías. Por el contrario, si los raíles se colocan sobre placas prefabricadas, y la puesta en obra y compactación de la capa de grava que les sirve de asiento se realiza con los adecuados medios mecánicos, los gastos debidos a las correcciones de cota de las vías se reducen notablemente.

El cálculo de las placas está basado en la hipótesis de que ambos nervios longitudinales se apoyan en una capa de terreno elástico (es decir, en el que se verifica que los asientos son proporcionales a las cargas), y que raíles y placa, dada su rígida unión, sufren la misma deformación.

Para la placa se considera un momento máximo resultante de 1,7 m. t.

Tanto los nervios longitudinales como la solera central se pretensan longitudinalmente, mediante 144 parejas de alambres de 3 mm. La carga de rotura del acero usado es de 175 kg/mm², y la del hormigón, de 500 kg/cm². Los alambres se distribuyen uniformemente en la sección transversal de la placa, de modo que el cable resultante es prácticamente baricéntrico.

Se ha estudiado un tramo experimental de 100 m sobre el que se colocaron vías soldadas de igual longitud. Por medio de elongómetros se han deducido, en un determinado número de secciones transversales, las solicitaciones debidas a las cargas estáticas y dinámicas causadas por el paso de una locomotora.

La comparación de los resultados obtenidos ha llevado, sin lugar a dudas, a la conclusión de que resulta muy conveniente el empleo de este nuevo elemento.

El valor del módulo de compresibilidad (es decir, la carga que sobre 1 cm² produce un asiento del suelo de 1 cm) fue de 25 a 35 kg/cm³; la solicitación en la superficie de apoyo de los nervios longitudinales no pasó de 1,00 ÷ 1,25 kg/cm³, y las solicitaciones en los raíles fueron, aproximadamente, un 40 % inferiores a las normales en las estructuras tradicionales bajo las mismas condiciones de carga. Las solicitaciones en el hormigón y en la armadura de la placa fueron inferiores en un 40 % a las de cálculo.

Pueden explicarse estos favorables resultados teniendo en cuenta la menor flexión de los raíles, debido a la mayor rigidez de la placa respecto a la traviesa.

También influye la pequeña magnitud de las cargas repartidas, que la placa transmite al terreno, con una ley de inflexiones sin acusadas discontinuidades.

Estas menores solicitaciones sobre la vía en general y sobre cada elemento en particular, se traducen en un envejecimiento muy reducido del material y en menores gastos de conservación.

En las placas experimentadas no se han observado defectos apreciables, ni deterioros, después de ocho meses de servicio.

Los resultados de la experimentación y de la observación de su comportamiento en servicio, han demostrado que este nuevo sistema representa un sensible progreso cualitativo y cuantitativo y que es capaz de competir ventajosamente con el tradicional concepto de las traviesas para las vías de ferrocarril.

consideraciones sobre el alargamiento de rotura del acero para hormigón armado

Luis Crisosto, Ingeniero Civil (Chile)*

La técnica moderna de fabricación de aceros ha tenido como consecuencia el empleo de aceros de cada vez mayor resistencia. Por otra parte, los avances en la fabricación del hormigón han hecho posible el empleo con éxito de estos aceros especiales, obtenidos por composición química o bien por deformación en frío de los aceros corrientes.

Sin embargo, el aumento de resistencia del acero va ligado a una disminución de su alargamiento de rotura, característica que hasta aquí no tenía importancia determinante en la resistencia del hormigón armado, dada la gran diferencia que existe entre los alargamientos del acero y los tolerados por el hormigón.

Las limitaciones impuestas a los aceros para hormigón armado, en lo que se refiere a sus alargamientos de rotura, están más bien relacionadas con los trabajos a que deben ser sometidas las barras durante su preparación en obra.

La situación a que nos llevan actualmente los nuevos aceros, sobre todo aquellos cuya mayor resistencia la deben a un tratamiento mecánico en frío, es tal que el alargamiento de rotura pasa a ser un factor importante en el comportamiento y en la seguridad de la pieza de hormigón armado.

Trabajos experimentales sobre la influencia de este factor en la resistencia y la seguridad del hormigón armado parecen no haber sido ejecutados. No obstante, existe conciencia de su importancia, sin que sea posible fijar valores cuantitativos concretos de los límites a que se puede llegar en la disminución de los valores mínimos tolerables.

He querido resumir en pocas páginas el resultado de mi modesta búsqueda de datos sobre el tema, con el objeto de dejar escritas una serie de ideas que, en relación con este asunto, es posible extraer de informes de investigadores que, sin preocuparse de este tema específico, sus resultados, en cierto modo, están relacionados con él; de conversaciones sobre el tema con autoridades en la materia, entre las que me permito destacar aquéllas con don Alfredo Páez, por la gran colaboración que representaron; y de elucubraciones personales en torno al asunto.

Es indispensable, antes de nada, comenzar por dar algunas definiciones que, aunque muy conocidas, nos permitirán aclarar conceptos que se emplearán en lo que sigue.

Las propiedades mecánicas de los aceros son aquellas características que nos definen su comportamiento cuando se les somete a cargas exteriores. Al ingeniero le interesan fundamentalmente dos: resistencia y deformabilidad.

* Vicedecano de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Santiago de Chile. — Diplomado en CEMCO del I. E. T. c. c.

El diagrama "tensiones-deformaciones" de un acero nos muestra con extraordinaria claridad sus propiedades mecánicas (fig. 1).

En él podemos apreciar los puntos singulares siguientes:

Escalón de relajamiento, ubicado en el punto en que se inician las grandes deformaciones. Muy marcado en los aceros ordinarios y menos claro en los especiales.

Los límites de elasticidad y de proporcionalidad son otros puntos del diagrama mucho menos definidos y que, en los casos ordinarios, se les supone coincidiendo con el escalón de relajamiento, pudiendo adoptar un diagrama birrectilíneo para los fines prácticos de cálculo. Esta hipótesis es, sin embargo, muy burda para aceros especiales y sólo debe hacerse en caso de cálculos aproximados.

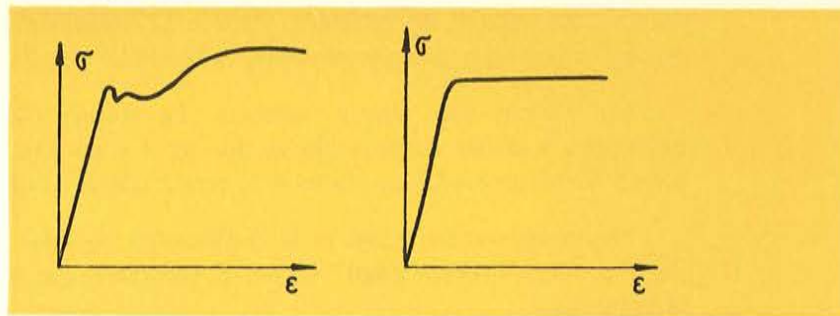


Figura 1

Alargamiento de rotura, que es grande para los aceros ordinarios y mucho menor para los especiales, sobre todo si sus características han sido obtenidas mediante un trabajo de deformación en frío.

La importancia de estos alargamientos, en el comportamiento de las estructuras de acero, se comprende al observar que el área comprendida entre la curva "tensión-deformación" y el eje de abscisas hasta una ordenada cualquiera

$$A = \int_0^{\delta} \sigma d\sigma$$

expresa, a cierta escala, el trabajo que ha sido necesario acumular en la unidad de volumen de la pieza para producir la deformación δ . Extendido hasta la ordenada correspondiente a la rotura, es lo que denominamos "resiliencia" del material (fig. 2). La alta resiliencia de los aceros representa una válvula de seguridad en las obras construidas con este material.

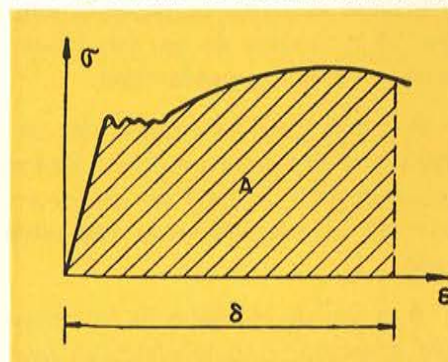


Figura 2

Un papel semejante desempeña esta propiedad del acero en las obras de hormigón armado, dando la debida ductilidad al conjunto y evitando las temidas roturas frágiles propias del hormigón simple.

Existen dos modalidades para medir los alargamientos de rotura de los aceros:

- 1) Alargamiento de rotura, incluyendo la estricción, que se mide sobre una longitud de probeta que viene dada por los diversos reglamentos.
- 2) Alargamiento repartido de rotura, que se mide también sobre una longitud establecida, pero fuera de la zona de estricción.

Naturalmente, las cifras que los reglamentos fijan para estos alargamientos son muy diferentes según sea la modalidad empleada.

Si un acero se deforma en frío por laminación o trefilación, endurece. Endurecer, aplicado a un metal, quiere decir que aumentan los valores del límite elástico y de la tensión de roturas; en cambio, disminuye el alargamiento de rotura.

Cuanto más fuerte es la deformación impuesta durante el proceso, que se suele medir por la proporción en que la sección es reducida, tanto más fuerte es el endurecimiento: gran aumento de su límite elástico y gran disminución de su alargamiento de rotura.

El aumento del límite elástico permite aumentar de modo considerable las tensiones de trabajo; pero, ¿hasta qué punto podemos permitir la reducción de los alargamientos de rotura sin que el peligro de rotura frágil se haga presente, reduciendo la seguridad de la pieza? Este es nuestro problema.

Las normas fijan valores mínimos. La Norma INDITECNOR (Chile) para alambres trefilados destinados a mallas electrosoldadas, fija un 8 y un 6 % según el diámetro. La Norma Portuguesa para aceros BL electrosoldados, fija un 6 % para cualquier diámetro. Otras, en cambio, son más exigentes.

Nos preguntamos, ¿cuál es la justificación de estas cifras? ¿Son suficientes para garantizar que no se producirá rotura frágil? O, por el contrario, ¿se pueden rebajar aún más estas cifras sin afectar la seguridad?

Este tema, repito, no ha sido estudiado suficientemente, lo que hace imposible contestar en forma concreta las preguntas formuladas.

Estudios experimentales, efectuados con otros propósitos, permiten entrever la influencia que las propiedades mecánicas de los aceros tienen en el comportamiento y la seguridad de las piezas de hormigón armado.

Si bien es cierto no nos dan información concreta respecto a nuestro tema, confirman nuestro temor en el sentido de que con aceros duros es preciso preocuparse de la influencia que el bajo alargamiento de rotura pueda tener.

Podemos citar las experiencias de Mathey-Watstein, que, en su informe "Effect of Tensile Properties of Reinforcement of the Flexural Characteristics of Beams" (A. C. I. VI-1960), analizan el comportamiento de vigas de sección rectangular de hormigón armado, con diferentes tipos de acero y diferentes cuantías, variando esta última en proporción inversa al límite de fluencia del acero empleado.

Aun cuando el objeto de los ensayos no era el que en este momento nos interesa, podemos extraer datos interesantes en relación con nuestro tema.

En efecto, aunque no se llegó a cuantías muy bajas—lo que habría hecho entrar en juego la importancia del alargamiento de rotura en el comportamiento final de la pieza—, es posible observar que con aceros de alto límite elástico (y cuantías inversamente proporcionales) se obtuvieron deformaciones mayores que con aceros de bajo límite elástico.

Esto nos hace ver que si, manteniendo las otras dimensiones de una viga, bajamos la cuantía geométrica del refuerzo longitudinal debido al uso de acero de alto límite elástico, las deformaciones aumentarán considerablemente, pudiendo alcanzar rápidamente alargamientos del acero cercanos al que corresponde a la rotura y dar origen a una rotura frágil de la pieza, cosa que debemos evitar a toda costa.

Los mismos investigadores Mathey-Watstein en su informe "Shear Strength of Beams without Web Reinforcement, Containing Deformed Bars of Different Yield Strengths" (A. C. I. II-1963) analizan el resultado de numerosas vigas sin armadura para esfuerzo cortante, en las que se varió la cuantía de la armadura longitudinal y el tipo de acero, desde el acero dulce hasta los aceros especiales de alta resistencia y trabajados en frío; estos últimos, con alargamientos de rotura entre 6,5 y 8,8 %. Las cuantías varían entre 0,5 y 3 %, aproximadamente.

Tal como se podía esperar, en vigas similares, aquéllas de baja cuantía geométrica debido al empleo de acero de alta resistencia presentaron menor resistencia al esfuerzo cortante.

Si bien es cierto que no ha intervenido para nada el alargamiento de rotura, tan bajo en estos aceros, estos resultados nos llaman la atención con respecto a la importancia que en la resistencia al esfuerzo cortante tiene la cuantía geométrica que, como más adelante veremos, es un factor de gran influencia cuando se trata de fijar límites inferiores al alargamiento de rotura.

Conviene hacer notar que los resultados de estas experiencias concuerdan, en cuanto a la intervención de la cuantía geométrica en la resistencia al esfuerzo cortante, con la conocida fórmula de Hognestad:

$$(\text{Resistencia al esfuerzo cortante}) V_o = 1,9 \sqrt{f'_c} + 2.500 \frac{p d}{M/V}$$

en donde:

p = cuantía geométrica de la armadura longitudinal

f'_c = resistencia a compresión del hormigón

d = canto útil

M = momento flector

V = esfuerzo cortante que actúa sobre la sección

Los trabajos experimentales, de los que sólo cito éstos, para no extenderme demasiado, nos hacen ver que las piezas de hormigón, armadas con aceros duros, pueden presentar rotura frágil cuando usamos cuantías bajas. A partir de qué límites este temor se hará sentir?

Tratemos de apreciar este fenómeno teóricamente, ya que no contamos con estudios experimentales destinados especialmente a dilucidar este punto. Analicemos una pieza de sección rectangular a la luz de la Norma Española H. A. 61, que permite un cálculo a la rotura.

Aceptemos que, en las proximidades de la rotura, el hormigón ha alcanzado su resistencia a la compresión con un reparto rectangular de tensiones y una deformación unitaria que vale:

1) para compresiones en una sola dirección (vigas) = 0,0035

2) para compresiones en dos direcciones (losas) = 0,0025-0,0030

En estas circunstancias, el acero se encontrará siempre en límite elástico, pues esa deformación del hormigón, sobre todo con cuantías bajas—que es el caso que nos interesa—obliga a una deformación del acero, superior a la que corresponde a su límite elástico.

Si se acepta que, en las proximidades de la rotura, tendremos siempre al hormigón trabajando a su resistencia a la compresión R y al acero a su límite elástico A , como los estudios experimentales lo aseguran, obtendremos las siguientes relaciones para una pieza rectangular de ancho b (fig. 3):

$$R b z = A W$$

$$z = \frac{A W}{R b}$$

$$\frac{z}{h} = \frac{A W}{R b h} = \frac{A}{R} \times \text{cuantía geométrica}$$

$$\frac{z}{h} = \text{cuantía mecánica}$$

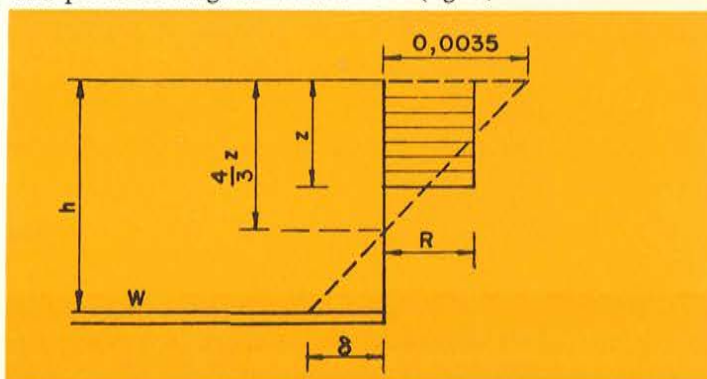


Figura 3

R = resistencia del hormigón a compresión

b = ancho

z = profundidad de la zona comprimida de la sección, a partir del borde más comprimido

A = límite elástico de la armadura en tracción o menos comprimida

W = sección nominal de la armadura en tracción o menos comprimida

h = canto útil

Al observar la figura 3 vemos que el alargamiento " δ " que la armadura experimentará en las proximidades de la rotura, depende precisamente de esta relación z/h ; o sea, de la cuantía mecánica de la armadura de tracción.

La norma H. A. 61 fija una cuantía mecánica mínima de 0,04. Las recomendaciones del Comité Europeo del Hormigón fijan un valor similar para esta cuantía mecánica mínima.

¿Qué alargamiento tenemos en el acero cuando usamos esta cuantía? De la figura 4 se deduce:

$$\left. \begin{array}{l} z = 0,04 \ h \\ \frac{4}{3} = 0,053 \ h \end{array} \right\} \delta = 0,062$$

¿Qué alargamiento de rotura debemos exigir en este caso para que la rotura frágil no se produzca?

Bastará con que el acero no se rompa antes de la formación de la cuña de rotura del hormigón.

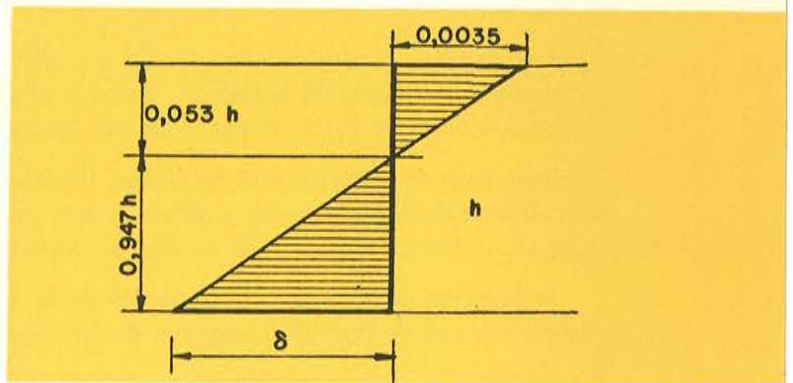


Figura 4

Aseguramos este hecho si exigimos para ambos materiales la misma probabilidad de alcanzar el límite de su resistencia.

Recordando que, de acuerdo con la H. A. 61, el coeficiente de minoración correspondiente al hormigón, respecto a su tensión de rotura en compresión, es de 1,60 y el del acero, respecto a su tensión de límite elástico, solamente de 1,20, se comprende que, para determinar la deformación de rotura mínima que debemos exigir al acero, será preciso corregir adecuadamente el valor de " δ " obtenido.

Llevada la pieza a rotura, la resistencia real del hormigón puede ser 1,6 veces mayor.

El equilibrio entre el esfuerzo de compresión del hormigón y el de tracción desarrollado por la armadura puede hacer, por esta mayor resistencia previsible para el hormigón, que la zona de compresiones se vea reducida en la misma proporción. Por lo tanto:

$$z \text{ real} = \frac{z \text{ estimada}}{1,6}$$

Por otra parte, el esfuerzo real desarrollado por la armadura en rotura es mayor que el de cálculo. Para determinar su verdadero valor habrá que multiplicar el esfuerzo de cálculo, no sólo por el coeficiente 1,2, sino por el producto de este coeficiente por la relación entre la tensión de rotura de la armadura y la tensión de su límite elástico.

En consecuencia:

$$z_{\text{real}} = z_{\text{estimada}} \frac{1,2}{1,6} \frac{\sigma_{\text{rotura}}}{\sigma_{\text{límite elástico}}}$$

Aplicando esta corrección a nuestro caso y suponiendo $\frac{\sigma_{\text{rotura}}}{\sigma_{\text{límite elástico}}} = 1,15$, resulta que la profundidad real de la fibra neutra de tensiones es $0,04 \times 0,86 = 0,034$. La deformación real de la armadura será entonces:

$$\delta r = \frac{1 - \frac{4}{3} 0,034}{-\frac{4}{3} 0,034} 0,0035 = 0,0736 \pm 7 \text{ por } 100,$$

que es la deformación mínima que debemos exigir al acero en este caso.

En el caso de losas, en que el hormigón rompe con una deformación menor por estar sometido a doble compresión, la situación cambia.

Aceptando una deformación de rotura del hormigón de 0,0025 y la misma cuantía mecánica mínima de 0,04 que fija la H. A. 61, obtenemos:

$$\delta r = 21,05 \times 0,0025 = 0,0526 \pm 5 \text{ por } 100,$$

deformación mínima que deberíamos exigir al acero en caso de losas planas, en que tendremos una doble compresión en sus fibras superiores.

Entre estos límites, 7 % y 5 %, debería encontrarse el alargamiento mínimo de rotura aceptable para los aceros, en caso de aceptar cuantías mecánicas mínimas de 0,04.

Para aceros en barras sería recomendable no bajar del 7 %, puesto que ellas pueden ser usadas tanto en vigas como en losas.

En cambio, si se trata de mallas electrosoldadas, como éstas se utilizan casi exclusivamente en losas, podrá admitirse un alargamiento de rotura inferior; pero, de ningún modo, inferior a 5 %. Es probable que un 6 % sea un límite prudente.

Debemos recordar que todo esto lo hemos basado en la aceptación de una cuantía mecánica mínima de 0,04, que equivale a una cuantía geométrica muy baja. En efecto, para un hormigón de $R = 125 \text{ kg/cm}^2$ armado con acero de $A = 3.500 \text{ kg/cm}^2$ (límite elástico de 4.200 kg/cm^2):

$$\text{Cuantía geométrica} = 0,04 \frac{125}{3.500} = 0,0014 = 0,14 \text{ por } 100.$$

Si fijamos una cuantía mínima superior, será posible reducir la exigencia respecto al alargamiento mínimo de rotura. Cuantías mínimas superiores nos permitirán al mismo tiempo una mayor seguridad, dada la importancia que la cuantía tiene en el comportamiento general de la pieza.

Para fijar ideas, calculemos el alargamiento de rotura que debemos exigir a un acero de iguales características que el del ejemplo anterior, suponiendo que la cuantía mecánica mínima la fijamos en 0,06 (corresponde a una cuantía geométrica aproximada del 0,2 %).

La profundidad de la fibra neutra de deformaciones será:

$$\frac{4}{3} z = \frac{4}{3} 0,06 h = 0,08 h$$

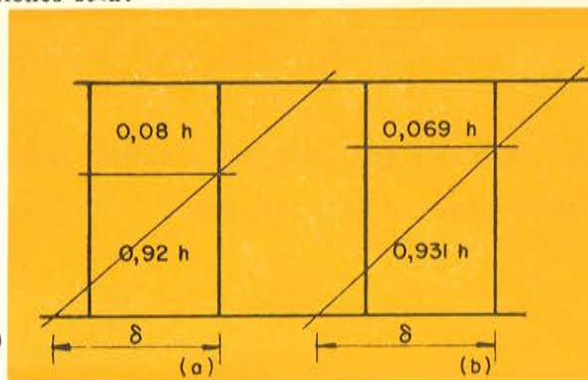
$$\frac{4}{3} z_{\text{real}} = \frac{4}{3} 0,06 \times 0,86 h = 0,0688 h$$

1) En vigas:

$$\delta = \frac{0,931 \times 0,0035}{0,069} = 0,048 = 4,8 \text{ por } 100$$

2) En losas:

$$\delta = \frac{0,931 \times 0,0025}{0,069} = 0,034 \approx 3,4 \text{ por } 100$$



Figuras 5(a) y 5(b)

De este modo vemos que el grave problema que aflige a los trefiladores de acero, cual es el de conseguir alargamientos de rotura compatibles con la necesidad de obtener piezas aseguradas contra la rotura frágil, se puede afirmar que es más bien un problema de cuantías, factor que se deberá tener muy en cuenta en la redacción de Normas.

Las cuantías exageradamente bajas, además de los inconvenientes que hemos mencionado, tienen el de exigir alargamientos mínimos difíciles de obtener con los procesos de endurecimiento usuales. Sin embargo, es posible que los fabricantes encuentren una solución más adecuada, tratando el problema desde el punto de vista metalúrgico.

En este análisis tan simple que hemos hecho de un problema complejo no se han tenido en cuenta una serie de fenómenos cuya influencia, a veces favorable y otras desfavorable, no es fácil de apreciar cuantitativamente.

Los fenómenos a que me refiero son, entre otros:

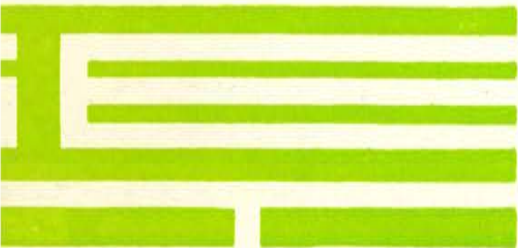
1) La adherencia hormigón-acero se pierde parcialmente en las proximidades de la rotura, con lo cual la deformación real del acero es inferior a la calculada. Sin embargo, en el caso de mallas electrosoldadas, en que por ser pequeño el diámetro de las barras existe buena adherencia, que se ve aún reforzada por la presencia de las barras ortogonales soldadas, la deformación calculada del acero corresponde más o menos a la realidad.

2) Es posible que la rotura del acero, dentro de la pieza, se efectúe sin estricción debido al efecto de entalla que los bordes de la fisura del hormigón producen sobre la barra en algunos casos. Frente a esta incertidumbre, el alargamiento repartido parece ser más significativo.

3) Existen fenómenos de hiperresistencia cuya explicación reside probablemente en la colaboración que el hormigón fisurado de la zona de tracción ofrece a las armaduras, efecto que en los cálculos se desprecia.

Esta colaboración del hormigón entre fisuras permite a la barra de acero comportarse como provista de un ensanche con acuerdo cónico, que aumenta sustancialmente su resistencia y disminuye su alargamiento real. Lo poco que se conoce este fenómeno no permite tenerlo en cuenta; pero su efecto está del lado de la seguridad en los razonamientos que hemos efectuado.

La influencia del alargamiento de rotura de los aceros en el comportamiento y la seguridad contra la rotura frágil de las piezas de hormigón armado constituye un interesante campo de investigación, el cual creo que se puede abordar en conjunto con los programas que habitualmente desarrollan los laboratorios de investigación, sin que sea preciso un estudio totalmente independiente y, en consecuencia, sin un coste adicional excesivo.



**instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento**