instituto
eduardo torroja
de la construcción
y del cemento

V asamblea nacional
del hormigón pretensado

4804

hormigón y acero 80-81

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

número
extraordinario



V asamblea nacional del hormigón pretensado

últimas noticias de hormigón pretensado

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

PROES

ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

hormigón y acero

últimas noticias de hormigón pretensado

n. 80-81

julio - agosto - septiembre
octubre - noviembre - diciembre 1966

i.e.t.c.c.
instituto eduardo torroja
de la construcción y del cemento

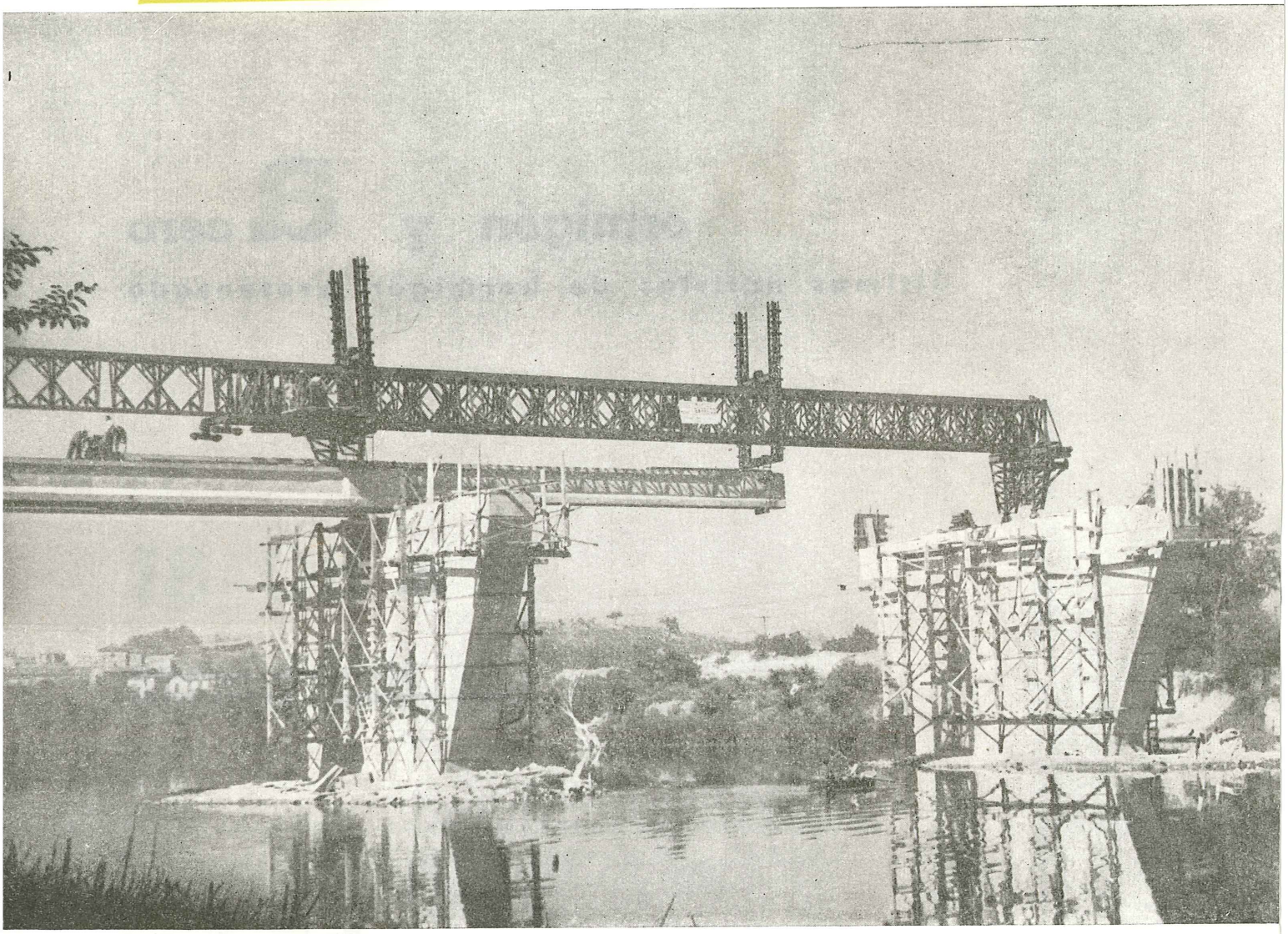
PATRONATO DE INVESTIGACION CIENTIFICA Y TECNICA "JUAN DE LA CIERVA" DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

Depósito Legal: M. 853 - 1958

procedimientos **Barredo**

postesado con alambres y cables trenzados

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



Puente de García Morato sobre el río Pisuerga, Valladolid
Constructor: García Jimeno e Hijos, S. A.

Postesado y montaje: *procedimientos* Barredo

asociación española del hormigón pretensado

CUOTA ANUAL

	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares
cios protectores	5.000	100,—
cios colectivos	2.000	40,—
cio individual, no adherido al I. E. T. c. c.	600	12,—
cio individual, adherido al I. E. T. c. c.	300	6,—

El Instituto, una de cuyas inalidades es divulgar los rabajos de investigación obre la construcción y us materiales, no se ha- e responsable del conte- ido de ningún artículo, y l hecho de que patrocine u difusión, no implica, en odo alguno, conformidad on la tesis expuesta.

De acuerdo con las dis- osiciones vigentes, debe- á mencionarse el nom- re de esta Revista en to- a reproducción de los rabajos insertos en la isma.

Comité de redacción de la Revista Hormigón y Acero

Presidente: D. Florencio del Pozo
Vocales: D. Javier Lahuerta
D. Rafael Romero
Secretario: D. Rafael Piñeiro

hormigón y acero n. 80-81

últimas noticias de hormigón pretensado

índice

		Págs.
	PRESENTACION	11
837-1-1	Informe general sobre el Tema I: Dispositivos y sistemas de pretensado Rapport général sur le Thème I: Dispositifs et systèmes de précontrainte. General report on theme I: Prestressing devices and systems. J. A. Torroja, Dr. ingeniero de caminos.	15
837-3-8	Sistema Barredo Système Barredo. Barredo system. Carlos Barredo de Valenzuela Dr. ingeniero industrial.	21
837-3-9	Sistema C. C. L. Système C. C. L. C. C. L. system. Juan B. Ripoll Gómez, Dr. ingeniero de caminos.	27
837-3-10	Los procedimientos Freyssinet Les procédés Freyssinet. Freyssinet procedures. Luis Angulo Prota, Dr. ingeniero de caminos.	37
837-7-1	Informe general sobre el Tema II: Maquinaria utilizada en la técnica del pretensado, excepto la incluida en el Tema I Rapport général sur le Thème II: matériel utilisé dans la technique de la précontrainte, sauf celui inclu dans le Thème I.	49

General report on theme II: Machinery used in prestressing technology, except that included under theme I.
Arturo Galán e Hidalgo, ingeniero industrial.

•837-7-2 Viga de lanzamiento 73
Poutre de lancement.
Launching girder.
Carlos Barredo de Valenzuela, Dr. ingeniero industrial.

•837-7-3 Instalaciones para fábricas de viguetas pretensadas 81
Installations pour usines de poutrelles précontraintes.
Installations for prestressed joist manufacturing plants.
Agustín Yus, aparejador.

•837-7-4 Maquinaria de vibración en la industria de prefabricados 87
Matériel de vibration dans l'industrie d'éléments préfabriqués.
Vibration machinery in prefabrication industries.
Antonio Cuadrado, Dr. ingeniero de caminos.

•837-7-5 Equipos de dosificación de áridos y cemento por pesada 99
Equipement de dosage d'agrégats et de ciment par pesage.
Aggregate and cement proportioning by weight.
Jesús Tribis-Arrospe, Prof. Dr. ingeniero industrial.

•837-7-6 Utillaje general y común para la fabricación de elementos pretensados (moldes, dispositivos de tesado, curado, y aparatos de medida y ensayo) 107
Outillage général et commun pour la fabrication d'éléments précontraints (moules, dispositifs de précontrainte, conservation et appareils de mesure et d'essai).
General and common equipment used in making prestressed elements (moulds, prestressing, curing, measuring and testing devices).
José María Simón Serra, Dr. ingeniero industrial.

•600-0-1 Informe general sobre el Tema III: Materiales utilizados en la técnica del pretensado 125
Rapport général sur le Thème III: Matériaux utilisés dans la technique de la précontrainte.
General report on theme III: Materials used in prestressing technique.
José Luis Ramírez, Dr. ingeniero industrial.

•600-0-2 Los apoyos en neopreno zunchado 141
Les appuis en néoprène fretté.
Supports made of hooped neoprene.
Luis Angulo Prota, Dr. ingeniero de caminos.

•628-0-12 Condiciones que debe cumplir un alambre para su empleo como armadura de pretensado.—Propuesta de un pliego 157
Conditions qu'un fil doit remplir pour son emploi comme armature de précontrainte.—Proposition d'un Cahier des Charges.
Conditions to be met by a wire to be used as prestressing reinforcement. Proposal for a specification.
Francisco Javier Jiménez Atienza, ingeniero del I. C. A. I.

591-8-1 Informes generales sobre el Tema IV: Prefabricación de elementos de hormigón pretensado, o cerámica pretensada 177

Primera parte: Influencia de la prefabricación en la evolución de la economía nacional.

Rapports généraux sur le Thème IV: Préfabrication d'éléments en béton précontraint ou en céramique précontrainte.

Première partie: Influence de la préfabrication sur l'évolution de l'économie nationale.

General reports on theme IV. Prefabrication of prestressed concrete or prestressed ceramic elements.

First part: influence of manufacture on the evolution of the national economy.

Patricio Palomar, Dr. ingeniero industrial.

591-7-5 Segunda parte: Elementos prefabricados de cerámica pretensada... 181

Deuxième partie: Eléments préfabriqués en céramique précontrainte.

Second part: prefabricated prestressed ceramic elements.

Fernando Cassinello, Dr. arquitecto.

591-8-2 Prefabricación por dovelas 185

Préfabrication par douelles.

Prefabrication using dowels.

Carlos Barredo de Valenzuela, Dr. ingeniero industrial.

591-3-7 Canales pretensados 197

Canaux précontraints.

Prestressed canals.

Julio de Castro, Dr. ingeniero de caminos.

591-0-10 Aplicación de la norma americana MIL-STD. 414 al control de la resistencia característica de los hormigones 201

Application de la norme américaine MIL-STD. 414 au contrôle de la résistance caractéristique des bétons.

Use of the American MIL-STD 414 specification for the control of the characteristic strength of concretes.

Julio A. Villacañas Berenguer, Dr. ingeniero de armamento y construcción.

591-8-3 Comentarios al Decreto 124, de 20 de enero de 1966, sobre fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas 209

Commentaires sur l'Arrêté 124, du 20 janvier 1966, portant sur la fabrication et l'emploi des éléments résistants pour planchers et toitures.

Comments to the Decree 124, of January 20, 1966, on prefabrication and use of loadbearing elements for floorings and roofs.

Juan Martí Butsems, Dr. en derecho.

591-8-4 Viguetas pretensadas 217

Poutrelles précontraintes.

Prestressed joists.

Manuel de la Torre y Rousseau, Dr. ingeniero industrial.

591-8-5 Las Normas H.P. 1-60 225

Les Normes H.P. 1-60.

HP. 1-60 specification.

Agustín Yus, aparejador.

Págs.

591-7-6 Fabricación de viguetas de cerámica pretensada 231

Fabrication de poutrelles en céramique précontrainte.

The manufacture of prestressed ceramic joists.

Agustín Yus, aparejador.

591-0-11 Informe general sobre el Tema V: Estudio y descripción de obras de hormigón pretensado 237

Rapport général sur le Thème V: Etude et description de travaux en béton précontraint.

General report on theme V. Study and description of prestressed concrete works.

C. Fernández Casado, Dr. ingeniero de caminos.

591-0-12 Aplicación del cálculo electrónico al proyecto de estructuras de hormigón pretensado 241

Application du calcul électronique au projet de structures en béton précontraint.

Use of electronic computing to design of prestressed concrete structures.

Domingo Escudero López, Dr. ingeniero aeronáutico.

591-9-16 Descripción de obras en hormigón pretensado realizadas por "Industrias del Cemento - Viguetas Castilla, S. A." 251

Description de travaux en béton précontraint réalisés par "Industrias del Cemento - Viguetas Castilla, S. A.".

Description of prestressed concrete works done by "Industrias del Cemento - Viguetas Castilla, S. A.".

Juan A. de Salaberri.

591-8-17 Descripción de obras construidas por el procedimiento Freyssinet... 277

Description d'ouvrages construits par le procédé Freyssinet.

Description of projects done by the Freyssinet process.

Luis Angulo Prota, Dr. ingeniero de caminos.

591-9-18 Comentarios sobre obras construidas por el sistema Barredo 293

Commentaires sur des ouvrages construits par le système Barredo.

Comments on projects done by the Barredo system.

Ricardo Barredo de Valenzuela, Dr. ingeniero industrial.

591-9-19 Cubierta pretensada en el aeropuerto de Barajas; forjado de vigas pretensadas en el taller TREMA, y pasos pretensados en el aeropuerto de Barajas 297

Toiture précontrainte à l'aéroport de Barajas (Madrid); plancher de poutres précontraintes dans l'atelier TREMA et passages précontraints à l'aéroport de Barajas.

Págs.

Prestressed roof at the Barajas Airport: flooring structure of prestressed joists at the Trema factory, and prestressed flyovers at Barajas airport.

Vicente Cudós, Dr. ingeniero aeronáutico.

591-2-29 Selección de proyectos en hormigón pretensado de la Jefatura de Puentes y Estructuras, y pasarelas para peatones en autopistas y carreteras 307

Choix de projets en béton précontraint de la Direction de Ponts et Structures, et passerelles pour piétons sur des routes et autoroutes.

Choice of prestressed concrete projects at the Head Office of Bridges and Structures, and pedestrians' bridges over motor roads and highways.

Ramón del Cuvillo Jiménez, Dr. ingeniero de caminos.

591-0-13 Utilización del hormigón pretensado en la construcción sismorresistente 321

Utilisation de béton précontraint dans la construction sismorésistante.

Use of prestressed concrete in antiseismic constructions.

J. Despeyroux, Dr. ingeniero civil.

591-9-20 Descripción de algunas obras ejecutadas por "Prefabricación Pesada y Pretensados" y "Agromán", S. A. 337

Description de quelques travaux exécutés par "Prefabricación Pesada y Pretensados" et par "Agromán", S. A.

Description of some works done by "Prefabricación Pesada y Pretensados" and by "Agromán", S. A.

Rafael Romero, Dr. ingeniero de caminos.

591-2-30 Acueducto pretensado sobre el arroyo de "El Gato" 351

Aqueduc précontraint sur le ruisseau "El Gato" (Séville).

Prestressed aqueduct over the "El Gato" stream.

M. A. Ruiz de Azúa y Murgía y J. M. Morón García, Drs. ingenieros de caminos.

457-9-15 Resumen general de las Ponencias presentadas: Conclusiones..... 367

Résumé général des Rapports présentés: Conclusions.

General summary of the papers submitted. Conclusions.

José A. Torroja, Dr. ingeniero de caminos.

Relación de Empresas que, con fecha 1 de diciembre de 1966, figuran inscritas en la Asociación Española del Hormigón Pretensado, como "Socios colectivos".

ESPAÑA

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya)

AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO — Madrid

AGUSTI, S. L. — Bañolas (Gerona)

ALTOS HORNOS DE CATALUÑA, S. A. — Barcelona

ARION, S. A. — Barcelona

ASOCIACION DE INVESTIGACION INDUSTRIAL ELECTRICA — Madrid

ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO — Barcelona

LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION — Barcelona

BUTSEMS, S. A. — Barcelona

BUTSEMS, S. A. — Valencia

CAMARA, S. A. — Valladolid

CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Barcelona

CENTRO DE ESTUDIOS AC — Barcelona

CERAMICA RUBIERA — Gijón

CIDESA — Barcelona

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES — La Coruña

COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Madrid

COMPAÑIA DE CONSTRUCCIONES HIDRAULICAS Y CIVILES, S. A. — Madrid

COMPAÑIA ESPAÑOLA DE MINAS DE RIO TINTO, S. A. — Huelva

CONSTRUCCIONES BETIKO, S. A. — Bilbao

CONSTRUCCIONES COLOMINA G. SERRANO, S. A. — Madrid

CONSTRUCCIONES GIL GRAVALOS, S. A. — Madrid

CONSTRUCTORA INTERNACIONAL, S. A. — Madrid

CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid

COPECO — Madrid

CUPRE — Valladolid

DIRECCION GENERAL DE FORTIFICACIONES Y OBRAS — Madrid

DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA — Madrid
DIRECCION DE LAS OBRAS DEL PUERTO — Vigo
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid
EDES, S. A. — Madrid
ELABORADOS METALICOS, S. A. — Madrid
EMPRESA NACIONAL DE AUTOCAMIONES — Madrid
ENAGA, S. A. — Madrid
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. (FACOSA) — Madrid
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS — Valencia
FERROLAND, S. A. — Valencia
FORMO, S. A. — Barcelona
FORTE — Villena (Alicante)
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS — Madrid
GARGALLO, S. A. — Madrid
GUARNER Y TRIGO, S. L. — Madrid
HIDAQUE, S. A. — Granada
HIDROELECTRICA DEL TAJO, S. A. — Madrid
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. L. — Sevilla
HORMIGON PRETENSADO, S. A. E., BBR — Barcelona
HORPRESA, S. A. — Madrid
HORSA, S. L. — Barcelona
IDEAM, S. A. — Madrid
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A. — Zaragoza
INDUSTRIAS DEL CEMENTO — Sestao (Vizcaya)
INDUSTRIAS DEL HORMIGON I.N.H.O.R. — Madrid
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona
INSTITUTO NACIONAL DE COLONIZACION. — Madrid
INSTITUTO NACIONAL DE INDUSTRIA — Madrid
JEFATURA DE OBRAS PUBLICAS — Valencia
JEFATURA DE OBRAS - DIRECCION GENERAL DE LA GUARDIA CIVIL — Madrid
JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS — Bilbao
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO — MADRID
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona)
MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A. — Manresa (Barcelona)
MATENSA - Materiales Pretensados, S. A. — Madrid
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Barcelona

J. MIRO TREPAT - CONSTRUCCIONES, S. A. — Barcelona

NERVION - GUADIANA, S. A. — Mérida

PACADAR, S. A. — Madrid

V. PEIRO, S. A. — Valencia

POSTENSA - PRODUCTOS PRETENSADOS, S. A. — Bilbao

PRAT ARAGAY, S. A. — Tarrasa (Barcelona)

PREFABRICACION DE ELEMENTOS PARA LA CONSTRUCCION - PRELCONSA — San Claudio (Oviedo)

PREFABRICADOS ELKAR, S. A. — Burlada (Pamplona)

PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona

PRETENSADOS ANDALUCIA, S. A. — Málaga

PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid

REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Madrid

SECOTEC — Madrid

SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya)

SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS — Valencia

SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, S. A. — Bilbao

SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES — Córdoba

TEJERIAS "LA COVADONGA" — Santander

TENSACERO MADRILEÑA, S. A. — Madrid

TEPSA — Tarrasa (Barcelona)

TETRACERO, S. A. — Madrid

TINAR, S. A. — Madrid

TOSAM, S. L. — Segovia

URALITA, S. A. — Madrid

VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid

VIAS Y OBRAS PROVINCIALES — San Sebastián

VIGAS REMARRO — Motril (Granada)

VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo

VIGUETAS CANARIAS, S. L. — Las Palmas de Gran Canaria

VIGUETAS CORONA, S. A. — Sevilla

VIGUETAS NUÑEZ — Salamanca

EXTRANJERO

FACULTAD DE INGENIERIA (Biblioteca) — Universidad de Buenos Aires, Buenos Aires (República Argentina)

INSTITUTO DE EDIFICACION EXPERIMENTAL — Universidad de Chile, Santiago de Chile

THE LIBRARIAN (Biblioteca Central) — Escuela de Ingeniería — Santiago de Chile

Presentación

Cuando el día 29 del pasado abril clausurábamos en Bilbao, en los locales de su Feria Internacional de Muestras, la V Asamblea Nacional de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, y mientras escuchábamos al Ponente General de la misma el resumen de las interesantes comunicaciones que fueron presentadas a lo largo de las ocho Sesiones de trabajo desarrolladas durante los cinco días que duró la Asamblea, llegamos ya a la conclusión de que se hacía imprescindible adoptar las medidas necesarias, con el objeto de poder conservar un testimonio permanente de la ingente labor desarrollada.

No era justo que los Asociados que, por diversas causas, no pudieron asistir a las reuniones, se viesen privados de conocer el estado actual de la técnica del hormigón pretensado en España, en sus distintos campos de aplicación, y las tendencias que se marcan para su desarrollo en el futuro inmediato; no era justo que a los que participaron en la Asamblea no les quedase una documentación, lo más completa posible, de todo lo que allí se dijo; no era justo que todos aquellos que nos habían prestado su valiosa colaboración y, con magnífico espíritu, habían preparado tan documentados informes, no tuviesen siquiera la compensación de ver que su esfuerzo había sido fructífero al quedar constancia del mismo en un texto impreso que podrá y habrá de ser frecuentemente consultado siempre que se intente conocer lo que hasta ahora se ha hecho, lo que se está haciendo y lo que podrá hacerse en cualquiera de las diferentes ramas de la técnica del pretensado; no era justo, sobre todo, que después de haber tenido que restringir drásticamente, por imperiosas exigencias de horario, el tiempo concedido a cada conferenciante hasta el extremo de que, en la mayoría de los casos, les resultó imposible exponer de modo completo el trabajo que traían preparado, no se les ofreciese la ocasión de dar a conocer, en su totalidad y con el debido detalle, las comunicaciones que, con tanto interés y entusiasmo habían redactado.

Teníamos la obligación moral de reparar estas injusticias y después de meditar sobre la mejor forma de hacerlo, dentro de lo permitido por la precaria situación económica actual de la Asociación cuyas disponibilidades se habían, no ya agotado, sino ampliamente rebasado con sus últimas actividades, se llegó a la conclusión de que el procedimiento idóneo consistía en dedicar un número extraordinario de nuestra revista "Hormigón y Acero" a recoger el texto completo de los diferentes trabajos presentados. Firmes ya en esta idea, se decidió publicarlo en

sustitución de los números 80 y 81, correspondientes a los dos últimos trimestres del presente año, tan fecundo en todos aspectos para el desarrollo de nuestra Asociación, y al cual viene así a servir de adecuado epílogo.

Esta ha sido, amigos Asociados, la gestación del volumen que en este momento tenéis en vuestras manos, y que constituye un vivo testimonio del intenso esfuerzo colectivo realizado para poder preparar, en apenas dos meses, una Asamblea que habrá de perdurar en el recuerdo de todos como el mejor de los éxitos logrados por la A. E. H. P., gracias a la unánime y generosa colaboración de todos vosotros.

En el curso de esta Asamblea, además de los informes de carácter general preparados por los Ponentes moderadores designados para el estudio de cada uno de los cinco temas elegidos para ser tratados en las diferentes Sesiones, se presentaron 30 comunicaciones. En el acto de clausura, el Vicepresidente de la A. E. H. P. y Ponente General de la Asamblea, Sr. Torroja, hizo el resumen de las conferencias pronunciadas a lo largo de las ocho Sesiones de trabajo y expuso las conclusiones que de las mismas cabe deducir. A continuación se incluye el texto completo de casi todas estas intervenciones, junto con la información gráfica que sus autores nos han facilitado. Y decimos casi porque, como con frecuencia ocurre, ni están todas las que son, ni son todas las que están. Vamos a aclarar esto.

No aparecen los textos de las siguientes conferencias:

"Sistema B. B. R. V. de pretensado", por D. Manuel Raspall;

"Sistema B. B. R. V. Anclajes en roca", por D. Manuel Maestre;

"Sistema «stress block» de pretensado", por Mr. R. F. T. Kingsbury;

"Algunas aplicaciones del sistema «stress block»", por Mr. R. F. T. Kingsbury, y

"Tuberías pretensadas", por D. Carlos Carril.

De estos cinco trabajos, los dos primeros acaban de ser publicados en el N.º 79 de nuestra revista "Hormigón y Acero", correspondiente al segundo trimestre del año actual. No se incluyen tampoco los de Mr. Kingsbury porque, a pesar de las numerosas gestiones realizadas, no hemos ***podido conseguir que su autor nos envíe los correspondientes originales.***

Finalmente, hemos de recordar que, a última hora, D. Carlos Carril no pudo presentar personalmente en la Asamblea la comunicación que tenía anunciada. En su sustitución, uno de sus colaboradores pronunció unas palabras a modo de prólogo de una película que se proyectó a continuación, relacionada con la fabricación y empleo de tuberías de hormigón pretensado. Como es lógico, esta intervención tampoco se recoge en el presente volumen.

Por eso no están todas las que son.

Pero, por otra parte, se publica una comunicación que D. Juan Manuel Morón García, de Dragados y Construcciones, S. A., de Sevilla, tenía preparada sobre la construcción de un acueducto, en hormigón pretensado, sobre el arroyo de "El Gato" y que no pudo presentar en la Asamblea por haberle sido imposible trasladarse a Bilbao en aquellas fechas.

Por eso no son todas las que están.

En definitiva, a continuación, y de acuerdo con el índice que abre este número, se incluyen los textos de

- *— los seis informes de los Ponentes moderadores;*
- *— veintiséis comunicaciones, agrupadas por temas, y*
- *— el resumen general y conclusiones del Ponente General de la V Asamblea.*

Confiamos en que esta publicación habrá de resultaros interesante y que con ella se logre el fin que nos habíamos propuesto; que sirva de permanente recuerdo a los que participaron en la Asamblea y de adecuada información, sobre lo que en ella se dijo, a los que no pudieron asistir a la misma.

Madrid, diciembre de 1966
Por la Comisión Permanente,
EL SECRETARIO:
R. Piñeiro

II Congreso Nacional de Organización Científica del Trabajo - Madrid

El Instituto de Racionalización promueve, para los días del 3 al 7 de abril de 1967, la celebración de este segundo Congreso, con objeto de contrastar las metas alcanzadas desde la celebración, en el año 1963, del primero.

Las ponencias generales, tratarán sobre los temas siguientes:

I. Alta Dirección.

II. Información y Comunicación.

III. Perfeccionamiento de la Dirección.

IV. Evolución de los Métodos de Dirección en el Sector Público y Semipúblico.

V. Psicología de la Dirección.

VI. Problemas de Personal en la Organización.

Para una mejor exposición y ordenado estudio de las ponencias y comunicaciones presentadas, se programan dos tipos de sesiones: las plenarias y las correspondientes a cada una de las ponencias generales.

En las primeras serán tratadas materias de interés general; en las segundas, aquellas que son específicas para cada ponencia, y, con objeto de flexibilizar éstas y concretar las conclusiones de cada una, podrán funcionar Mesas de trabajo, en las cuales, basándose en los trabajos presentados, surgirán las conclusiones previas que, posteriormente sintetizadas y armonizadas, constituirán el contenido de las definitivas del Congreso.

Dentro de las sesiones plenarias generales, se pronunciarán conferencias por destacadas personalidades internacionales en el campo de la Organización y Dirección.

Con objeto de que en el Congreso tengan cabida las realizaciones de aquellas personas cuya experiencia y conocimiento puedan ser de utilidad general, se prevé el que aquéllas se canalicen a través de la ponencia general correspondiente a la materia de que se trate. Para ello los interesados deben presentar la oportuna "Comunicación", que debe cumplir las condiciones generales siguientes:

— Los trabajos vendrán escritos a máquina a doble espacio, en formato de papel UNE A4 (210 × 297). De cada trabajo se presentará original y dos copias.

— Cada Comunicación deberá venir acompañada de un resumen que no excederá de dos hojas formato UNE A4 (210 × 297), escrito a máquina a doble espacio. De cada resumen se presentará original y dos copias.

— La exposición verbal de las comunicaciones estará reducida a 10 minutos. El Ponente General, excepcionalmente, podrá autorizar la extensión de este tiempo cuando el trabajo presentado tenga extraordinaria calidad e interés.

— Estas comunicaciones tendrán como fecha límite de recepción el 16 de febrero y deberán ser presentadas en la Secretaría General del Congreso: Serrano, 150, Madrid-6.

informe general sobre el tema I: dispositivos y sistemas de pretensado

J. A. TORROJA
Dr. Ingeniero de Caminos

Como ponente de este primer grupo, correspondiente a "Dispositivos y sistemas de pretensado", me corresponde, en un rápido repaso, presentar ante ustedes los diferentes procedimientos de postesado utilizados en nuestro país, mediante un estudio que no trata de analizar al detalle cada uno de ellos, ya que esta labor corresponderá a los conferenciantes que me seguirán, y que, con mucho más conocimiento que yo, expondrán las peculiaridades de los sistemas por ellos representados. Yo trataré exclusivamente de presentar el panorama actual respecto a tales procedimientos, encasillándolos en grupos de características análogas, y analizando a su vez, las peculiaridades más sobresalientes de cada uno de estos grupos.

Todo procedimiento de pretensado incluye una serie de elementos que le caracterizan, y entre los cuales destaca, como el más representativo, el sistema de anclaje utilizado y la forma de transmitir las cargas de las armaduras activas al hormigón. Vamos, por tanto, a analizar los diferentes grupos en que se pueden clasificar los sistemas de anclaje en uso en España y los sistemas correspondientes de puesta en carga de las armaduras.

Empezaremos por los sistemas de anclaje, limitados exclusivamente a los correspondientes a postesado, o puesta en carga de las armaduras una vez fraguado y endurecido el hormigón que se ha de pretensar.

Estos sistemas pueden clasificarse en los siguientes grandes grupos:

A) Sistemas de anclaje en los que éste se consigue embebiendo en el hormigón los extremos de los alambres cables, etc., que constituyen las armaduras activas.

B) Sistemas de anclaje por rosca.

C) Sistemas de anclaje por cuñas.

D) Sistemas especiales.

A) En estos sistemas el anclaje de las armaduras se consigue, ya sea por adherencia, ya sea por rozamiento de las mismas sobre el hormigón que las envuelve en las zonas de anclaje. Con objeto de conseguir un anclaje eficaz, las armaduras se doblan

o se ondulan en sus extremos, o se utilizan barras de sección especial, con resaltos a modo de corrugado, para conseguir una fuerte adherencia que permita reducir las longitudes de anclaje necesarias. Con estos sistemas deben preverse disposiciones especiales para realizar el tesado de las armaduras, operación que se lleva a cabo, generalmente, separando los bloques de hormigón en que aquéllas están ancladas.

Estos procedimientos de anclaje, tan similares a los anclajes por adherencia utilizados en la fabricación de elementos pretesados —aunque existen diferencias esenciales entre ambos—, son utilizados con relativa frecuencia como anclajes muertos de sistemas cuyos anclajes activos entran en alguno de los grupos que comentaremos a continuación, habiéndose desarrollado principalmente en Alemania, y siendo muy poco usados en nuestro país. Su principal ventaja estriba en la economía que se puede conseguir al suprimir los dispositivos normales de anclaje.

B) Los procedimientos de anclaje por rosca se desarrollaron desde el momento en que se consiguió, mediante procesos de deformación en frío, formar una rosca en el extremo de una barra sin que por ello se reduzca, prácticamente, la carga de rotura estática de tal barra. De esta manera se puede utilizar la capacidad resistente total de una armadura, anclándola en su extremo roscado mediante una tuerca que apoya a su vez sobre un elemento metálico que se encarga de distribuir sobre el hormigón la carga transmitida por la tuerca de anclaje. Entre estos sistemas, el más conocido es el Dywidag, que se ha aplicado en España en varias obras.

Las principales ventajas de estos sistemas son: gran precisión en los alargamientos introducidos en las armaduras, sin posibilidad de deslizamiento de las mismas; fácil retesado, ya que la tuerca se separa de la placa de apoyo, sin ningún rozamiento adicional, cuando la carga aplicada a la barra mediante el gato de tesado sobrepasa a la que existía en la misma; los empalmes entre barras se realizan con gran simplicidad mediante manguitos roscados.

En contrapartida, estos sistemas no son fácilmente aplicables más que a barras de gran diámetro, del orden de los 25 mm, no utilizándose, en consecuencia, para anclar alambres finos de muy alta resistencia. La gran rigidez de estas barras de gran diámetro requiere una gran precisión en la colocación de los elementos de anclaje para evitar flexiones que, al superponerse a la tracción axil, puedan producir tensiones peligrosas en aquéllas.

C) Los sistemas de anclaje mediante cuñas son los que más se han extendido, por su sencillez y por no requerir tratamientos especiales en los extremos de las armaduras, existiendo una gran variedad de procedimientos basados en la utilización de cuñas de diferentes tipos. Estos anclajes están formados por un cono hembra, o elemento fijo que se apoya sobre el hormigón, ya sea directamente, ya sea a través de placas de apoyo convenientes, y de una, o varias, cuñas, o elementos móviles que son arrastrados por los alambres al intentar deslizar, produciendo el "acuñamiento" y anclaje de los mismos.

Los sistemas de anclaje por cuñas pueden, a su vez, clasificarse en dos grandes grupos:

1) Sistemas en los que la cuña es interior a los alambres, de modo que queda aprisionada por éstos sin rozar sobre el cono hembra, que, por su parte, sirve de apoyo a los alambres.

Ejemplos típicos de este sistema son el Freyssinet, el Barredo, el Morandi, el Magnel, etcétera. En este caso la cuña, al no rozar con el cono hembra, es fácilmente arrastrada por los alambres, no requiriéndose un gran coeficiente de rozamiento entre ambos elementos, pudiendo la cuña ser de superficies lisas.

El número máximo de alambres que se pueden anclar de esta forma, admitiendo unas ciertas variaciones en los diámetros de los mismos, y suponiendo que tanto el cono hembra como la cuña son indeformables, es de tres. Para poder anclar más alambres, sin peligro de que deslice alguno de ellos, se requiere que el cono hembra, o la cuña, sea muy deformable, con objeto de poder distribuir las presiones transversales que ejerce la cuña sobre todos los alambres de forma suficientemente homogénea. Al primer grupo, de elementos de anclaje rígidos corresponden los sistemas Magnel —anclados alambres por cuña— y Barredo —ancla tres alambres por cuña—; y al segundo grupo, de elementos de anclaje deformables, pertenece el sistema Freyssinet que ancla doce alambres por cuña, en su anclaje más frecuentemente usado, y que emplea una cuña de mortero de cemento en la que se producen fuertes deformaciones plásticas con lo que se consigue anclar eficazmente todos los alambres.

2) Sistema en los que la cuña es exterior al alambre o barra que ancla, quedando en contacto, por tanto, con el cono hembra. Ejemplos típicos de este grupo son los sistemas CCL, PSC y Stress Block. En ellos, la cuña, para ser arrastrada por el alambre central, ha de vencer el rozamiento de la misma sobre el cono hembra, por lo que, para evitar el deslizamiento del alambre, se requiere un gran coeficiente de rozamiento entre éste y la cuña. Esta es la razón por la que, en estos sistemas, la cuña dispone de un dentado en su superficie de contacto con el alambre, al efecto de conseguir un efectivo anclaje de éste sobre aquélla. El efecto perjudicial que produce este dentado al hincarse sobre el alambre, reduciendo su sección resistente, se salva hoy día "limando" los filetes del dentado en el extremo de la cuña correspondiente a la entrada del alambre, de forma que estos filetes extremos no llegan a hincarse en el mismo, produciendo solamente una presión lateral que, por efecto de rozamiento, reduce progresivamente la carga real en el alambre, permitiendo el hincado de los filetes posteriores sin que ello represente merma alguna en la carga de rotura de un alambre anclado de esta forma.

En estos sistemas de cuña exterior al alambre se suele anclar un solo alambre por cuña, siendo el cono hembra, por lo general, de muy pequeñas dimensiones pudiendo modificarse con gran libertad el número de anclajes colocado sobre cada placa de apoyo, con lo que se obtiene una gran flexibilidad en el número de alambres agrupados en una misma vaina o tendón de pretensado.

Ambos sistemas, de cuña interior o exterior a los alambres, se prestan, con ligeras modificaciones, al anclaje de cables, existiendo elementos standard de los sistemas Freyssinet, Barredo, CCL, PSC y Stress Block que anclan cables cuyos diámetros oscilan entre los 9 y los 28 milímetros.

D) En los sistemas especiales se agrupan varios procedimientos cuya característica es, precisamente, la no existencia de características comunes a todos ellos. Entre ellos podrían citarse los sistemas BBRV, Leoba, VSL, Polensky und Zöllner, Philip Holzmann, etc. En España se utiliza, principalmente, el sistema BBRV, y más recientemente el VSL, por lo que nos referiremos a estos dos específicamente.

Ambos procedimientos utilizan un sistema de anclaje doble, fijando los alambres a un elemento metálico roscado que, a su vez, se apoya sobre una placa de reparto a través de una tuerca de gran diámetro. La diferencia esencial entre los sistemas BBRV y VSL estriba en la forma de anclar los alambres sobre el elemento metálico roscado. En el segundo, este anclaje se produce por medio de una cuña metálica, de modo que este sistema podría considerarse como un "anclaje prefabricado de cuña interior", fijándose este "anclaje prefabricado" sobre la placa de apoyo, una vez teso el grupo de alambres, por medio de una tuerca, como ya se ha dicho.

El procedimiento BBRV utiliza un original sistema de anclaje de los alambres sobre el elemento metálico roscado antes aludido. Este elemento está provisto de taladros de diámetro ligeramente superior al de los alambres, que pasan a través de aquéllos. Mediante una máquina especial, se forman, en el extremo de los alambres, unos remaches, o botones, de diámetro superior al de los taladros, de tal manera que al topar aquéllos con el elemento metálico roscado impiden que los alambres deslicen respecto a éste. Como ya se ha dicho, este elemento transmite, a su vez, la carga a una placa de apoyo a través de una tuerca de gran diámetro. Se consiguen así anclajes muy seguros y muy concentrados, que presentan las mismas ventajas prácticas indicadas para los anclajes por rosca en el extremo de las barras a que nos hemos referido en B).

Respecto a los procedimientos de puesta en carga de las armaduras, todos los sistemas indicados utilizan gatos hidráulicos, diferenciándose unos de otros por la forma de anclar los alambres sobre el gato durante la operación de tesado, y por el número de ellos que se tesan en una sola operación.

El anclaje de las armaduras sobre el gato se puede realizar por rosca o mediante cuñas. Dentro del primer procedimiento se encuentran los sistemas Dywidag, BBRV y VSL, en los que se utiliza una barra roscada auxiliar que se fija, ya sea a la misma armadura activa (Dywidag) o al elemento metálico roscado, por un extremo, apoyándose sobre el gato por el extremo opuesto por medio de una tuerca. El resto de los procedimientos aludidos anteriormente utiliza cuñas para anclar los alambres, o los cables, sobre el gato.

Respecto al número de alambres que se tesan en una sola operación, existen dos tendencias: la de tesar de una vez el paquete completo de armaduras que pasan por una vaina, o la de tesar un solo alambre en cada operación hasta completar el paquete total. Dentro del primer procedimiento se pueden clasificar los sistemas Freyssinet, BBRV, VSL, Morandi, etc., y en el segundo, los sistemas CCL, PSC, Stress Block, etc. El procedimiento Dywidag, al disponer una sola barra por cada vaina, puede incluirse en cualquiera de las dos tendencias antes indicadas.

Respecto a los sistemas Barredo y Magnel, sus características especiales los hacen verdaderamente interesantes. Magnel tesa dos alambres simultáneamente, distribuyendo la carga entre los dos mediante un balancín, y Barredo tesa tres alambres mediante un triple gato, con objeto de proporcionar la misma carga a los tres.

Las ventajas e inconvenientes atribuidos a estas dos formas distintas de puesta en carga son varios. Los defensores del primer sistema —tesado simultáneo de todo el paquete de armaduras— arguyen que de esta manera se conoce la carga total pro-

porcionada por el cordón de pretensado completo, se obliga a todos los alambres a tomar el mismo alargamiento, y, al tesar varios alambres de una sola vez, se obtiene una gran rapidez de operación. Y coom desventajas de los sistemas de tesado "hilo a hilo", señalan que los alargamientos de los diferentes alambres de un mismo cordón no son iguales, y es necesario realizar un número elevado de operaciones de tesado hasta completar un cordón de pretensado, lo que requiere más tiempo.

Por su parte, los defensores del sistema de tesado "hilo a hilo" achacan al procedimiento contrario los siguientes inconvenientes: aunque se conoce la carga total aplicada al cordón, en cambio no se conocen las cargas proporcionadas a cada alambre, ya que, al introducir en todos ellos un mismo alargamiento, si sus longitudes iniciales no son iguales, los más cortos resultarán más cargados que los más largos; si durante la operación de tesado deslizan algunos de los alambres respecto al gato, éstos perderán carga, pudiendo sobrecargarse peligrosamente los que quedaron firmemente anclados en el mismo; el gato necesario para tesar varios alambres es necesariamente pesado e incómodo de manejar, por lo que el traslado del mismo de un anclaje a otro es lento. Frente a esto, las ventajas del tesado "hilo a hilo" son: se conoce la carga máxima proporcionada a cada alambre, por lo que no caben sobrecargas peligrosas; el gato necesario para tesar un alambre es tan ligero, que se obtiene una gran rapidez y comodidad de operaciones.

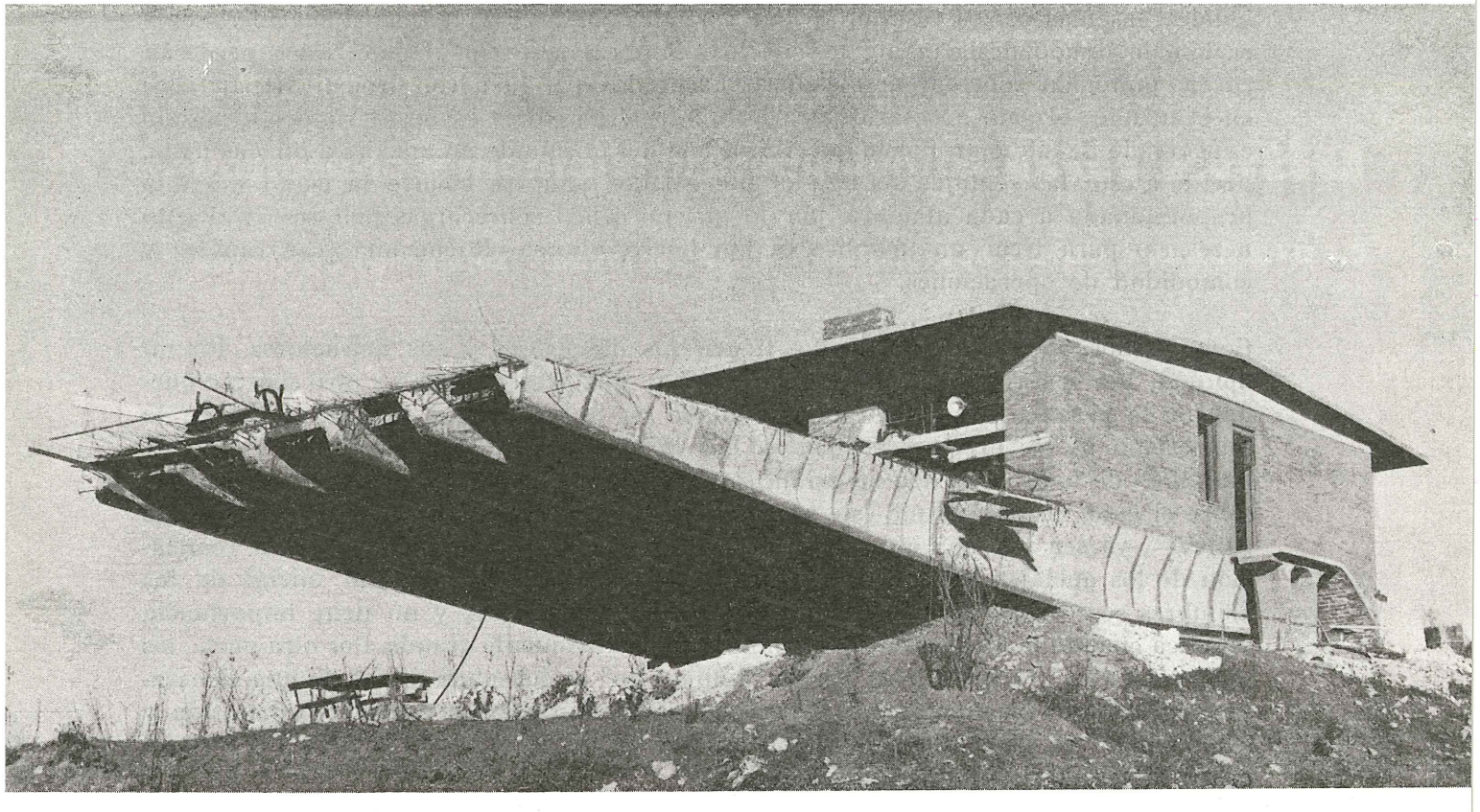
Como vemos, ambos procedimientos tienen sus defensores y sus detractores. En mi opinión, las ventajas e inconvenientes teóricos que presentan uno y otro sistema quedan en la práctica superados por el cuidado en la realización y la precisión en la fabricación de los diversos elementos. Los inconvenientes del sistema de tesado simultáneo de todo el cordón se evitan si se impide el deslizamiento de los alambres sobre el gato, ya sea porque éste sea físicamente imposible —caso del procedimiento BBRV—, ya sea por una esmerada fabricación y un cuidado especial en la realización de los anclajes sobre el gato. La posible diferencia de longitud inicial de los alambres se corrige, asimismo, con una cuidada fabricación, y no tiene importancia práctica cuando la longitud de los alambres es relativamente grande. Por otra parte, los inconvenientes del sistema de tesado "hilo a hilo" se subsanan mediante una esmerada colocación de los alambres dentro de su vaina, cuidando su correcta ordenación y disponiendo los elementos separadores convenientes, estudiando, al mismo tiempo, el orden de tesado de los diferentes alambres.

Como ya se ha dicho, los procedimientos Barredo y Magnel gozan de las ventajas, o carecen de los inconvenientes, de ambos sistemas de tesado, siempre que por cada vaina no se dispongan más que tres o dos alambres respectivamente. En el caso, muy frecuente, de que se coloquen más alambres por vaina, son aplicables de nuevo las consideraciones hechas más arriba. Es necesario decir, después de todo, que, como ocurre siempre, es más importante, a efectos del resultado final obtenido, una correcta realización práctica que una pretendida ventaja teórica.

Y después de esta breve introducción, vamos a escuchar las comunicaciones presentadas sobre este primer tema, correspondientes a los sistemas Barredo, BBRV, CCL, Freyssinet y Stress Block.

procedimientos **Barredo**

postesado con alambres y cables trenzados



terraza con 15 m de voladizo (récord mundial)
en la Casa Barredo. San Férnando de Henares
apoyos de neopreno GUMBA (patente alemana)

Proyecto:
F. Cassinello, Dr. Arquitecto
C. Barredo, Dr. Ingeniero

Postesado y montaje: *procedimientos* Barredo

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

sistema Barredo

CARLOS BARREDO DE VALENZUELA
Dr. Ingeniero Industrial

Abrumado por el honor de iniciar las conferencias en esta Asamblea, procuraré cumplir las normas dadas en cuanto a tiempos, y perdonen Vds. que lea mis palabras, pero creo que así resultaré más conciso.

Como sé positivamente lo conocido que es de Vds. el Sistema Barredo, sólo recordaré las características principales del anclaje y gato clásicos y trataré luego de explicar los últimos pasos dados por Procedimientos Barredo en este campo de la tensión y anclaje de armaduras de aceros de alta resistencia.

El anclaje Barredo, encuadrado entre los tipos de anclajes por cuñas, se sitúa entre aquellos en los que no existe ningún contacto entre dichas cuñas y el cono hembra exterior, pues se introducen entre las armaduras apoyándose sólo en ellas.

Tanto la cuña como el cono exterior son metálicos, y se escogió el número de tres alambres por anclaje para conseguir un anclaje isostático, sin posibilidad de que apretada la cuña contra los tres primeros pudiese realizarse menos esfuerzo de retención sobre el cuarto alambre y los sucesivos.

El inconveniente que este pequeño número de alambres por anclaje suponía, al ser pequeños los esfuerzos de tensión por cada unidad, quedó resuelto con el empleo de cables trenzados, siempre en número de tres por anclaje para mantener las características del sistema.

En las siguientes figuras podemos ver:

En la figura 1, un anclaje para tres alambres y un anclaje para tres cables trenzados, cuya única diferencia, aparte de las dimensiones, está en que la cuña para cable tiene unas canales longitudinales con objeto de que el cable se encuentre amparado transversalmente y no experimente grandes deformaciones en este sentido.

En la figura 2, los dos componentes de un anclaje para cable trenzado. El taco exterior y la cuña interior.

El ser el anclaje isostático, como decía antes, pudiendo ser metálicos sus dos componentes, y por lo tanto, con deformaciones mínimas, hace que la penetración de la cuña, al aflojar el gato, sea sólo de 3 décimas de milímetro para los alambres y de 3 milímetros para los cables, valores —como se ve— bastante reducidos, que han permitido tesar alambres de longitud menor de un metro, sobre todo contando con que en una operación doble, esto es, un retesado, se anula prácticamente dicha penetración.

Ni el taco exterior ni la cuña tienen ranuras ni estrías transversales, pues no necesita mejorarse el rozamiento con las armaduras al no existir ningún freno a la penetración de la cuña.

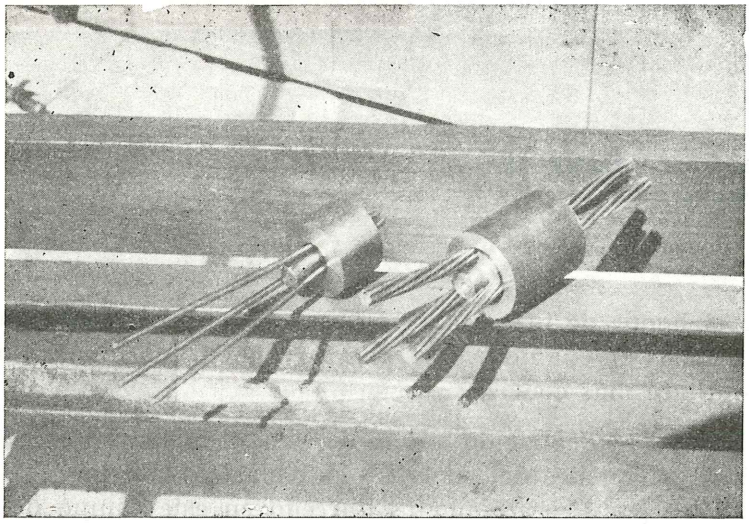


Fig. 1

Esto, que ya en los alambres lisos tiene una cierta importancia, por la posibilidad de dañar al alambre en su superficie, que es precisamente la zona de mayor resistencia, presenta mucha más importancia en el caso de los cables trenzados, en que una pequeña señal exterior, que supone poco respecto al diámetro total, puede suponer grave perjuicio para la capa externa de alambres, dado su pequeño diámetro.

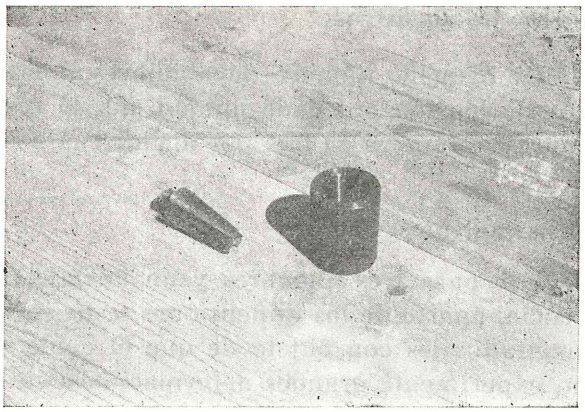


Fig. 2

En cuanto al gato, sólo he de decir de él, que, buscando un equilibrio total entre las tensiones de los tres alambres o cables que llegan a un anclaje, está compuesto en realidad por tres gatos hidráulicos independientes conectados a la misma bomba de presión hidráulica, y así se transmite el mismo esfuerzo a cada alambre, aunque, para alcanzar este equilibrio, tenga que ser diferente el recorrido de cada uno de ellos.

En el esquema del gato de la figura 3 se aclara lo que acabo de decir.

En estas condiciones, no son precisos separadores ni elementos de distribución de las armaduras dentro de su vaina, pues aunque, al colocarlos, no tengan los alambres

exactamente la misma longitud, el gato se encarga de equilibrar las tensiones. Esto hace que la colocación de las armaduras sea rápida y sencilla, es decir, barata, sobre todo si se tiene en cuenta que con la utilización de los cables trenzados hemos eliminado casi por completo el empleo de las trompetas o distribuidores, tan engorrosos en el caso de muchas ramificaciones desde un conducto general a los respectivos anclajes.

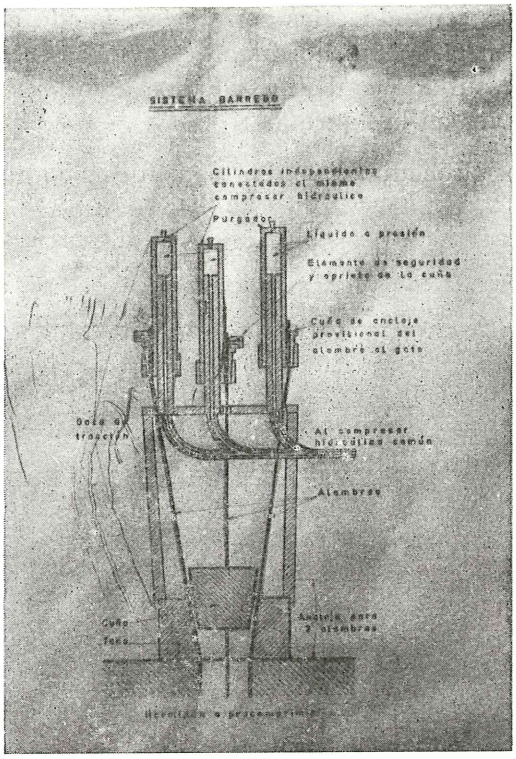


Fig. 3

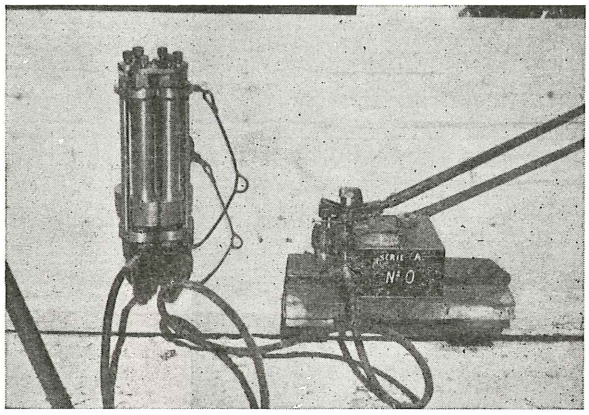


Fig. 4

Es, además, siempre mejor, desde el punto de vista de las pérdidas de tensión por rozamiento, que todas las armaduras que van por un conducto se tesen simultáneamente, porque así se evitan los problemas de retenciones por entrecruzamientos o revirados del cordón.

En la figura 4 vemos un equipo de gato y bomba.

En la figura 5, un gato trabajando en la obra.

En la figura 6, anclajes, alambres y cables en una gama que llega desde 1 a 45 t de tracción inicial.

Y en la figura 7, los distintos modelos de gatos, cada uno con una cierta amplitud de gama en cuanto a los tipos de armaduras que pueden tesar.

En todos los casos podemos efectuar operaciones de retesado, bien para variar el esfuerzo de la armadura o bien para comprobar las tensiones a que estaban sometidas, sin necesidad de cambiar ni el taco ni la cuña. Hasta ahora, los cables más empleados han sido los formados por 7 alambres, llegando así 21 alambres a cada anclaje; pero podemos usar también los cables de 19 alambres, con los que se consigue una potencia inicial de 130 t por anclaje, y próximamente empezaremos a emplear los ca-

bles de 49 alambres y los de 61, ampliando así enormemente las posibilidades y gama de potencia por unidad de anclaje.

Los conductos para las entubaciones se preparan normalmente mediante vainas metálicas, sean lisas o de arrollamiento helicoidal, realizándose la inyección de estos conductos, bien a través del mismo anclaje o bien por unos ramales en T dispuestos a tal efecto.

Aparte de esto, en la prefabricación por dovelas, cuando éstas son cortas, puede eliminarse la entubación y dejar los conductos en el mismo hormigón, y hemos tenido otros casos en los que se ha conseguido buen resultado embetunando los alambres y bañándolos luego con cemento, como se puede ver en la figura 8.

En cuanto a los otros caminos emprendidos por Procedimientos Barredo, de que antes hablé, quiero señalar lo siguiente:

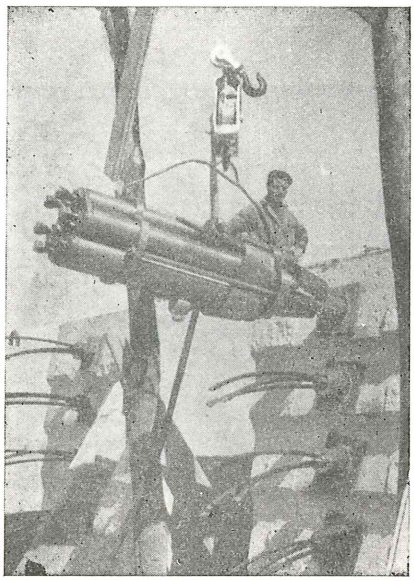


Fig. 5

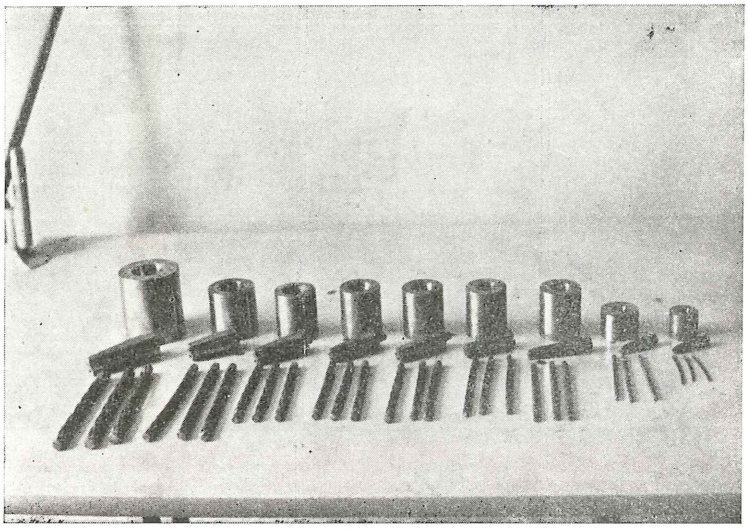


Fig. 6

Hemos preparado y patentado unos anclajes para cable único de gran potencia, con cable central, dos cuñas que lo abrazan y el elemento hembra exterior, con varias soluciones, en todas las cuales, como característica común, se ha huido de las superficies de deslizamiento cónicas.

Unas cuñas, con superficie exterior cónica para que puedan deslizar dentro de un hueco cónico, habrán de tener el contacto con él únicamente en una arista longitudinal, teniendo como límite de recorrido aquel punto en que se acoplen ambos conos, por ser iguales los diámetros de las secciones correspondientes.

Para evitar las grandes presiones específicas que se producen en ese contacto por arista, sobre todo en anclajes de grandes potencias, hemos ido a superficies de deslizamiento cilíndricas, con contacto superficial que se mantiene a lo largo del recorrido.

De esta forma, las presiones unitarias entre ambos elementos (cuñas y tacos) disminuyen hasta el valor que queramos darle, y puede hacerse efectiva incluso una lubrificación, la cual en el caso de contacto por arista no tendría grandes efectos prácticos.

Con ello pueden disminuirse también mucho las muescas transversales en las cuñas, pues el rozamiento exterior queda reducido a límites muy bajos, lo que redunda, en definitiva, en beneficio de esa pobre capa exterior de alambres, tan maltratada en muchos casos.

Las superficies de deslizamiento pueden ser varias: desde las planas con una o varias caras, hasta las cilíndricas de directrices curvas, pudiéndose adaptar las de directriz circular al anclaje de dos cables sin perder sus características.

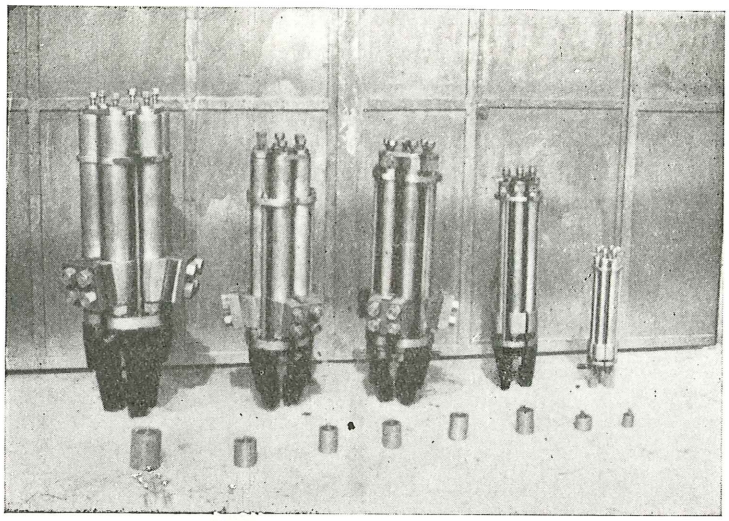


Fig. 7

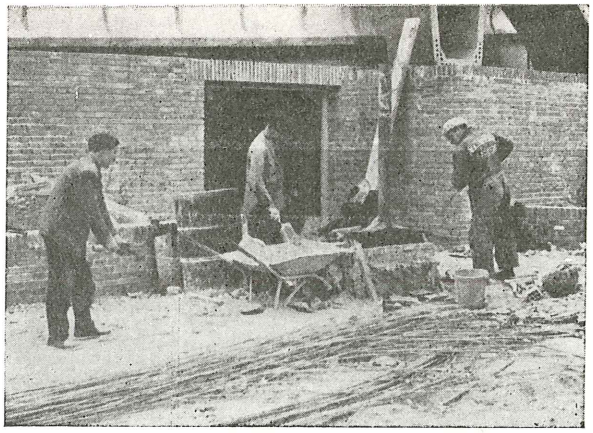


Fig. 8

Naturalmente, será el coste de fabricación el que incline hacia uno u otro de los tipos.

En el campo del bulonaje (fig. 9) tenemos estos anclajes para taladros en roca, compuestos por un núcleo central al que anclamos nuestros cables, y tres cuñas exteriores que realizan la misión del anclaje por expansión al avanzar entre ellas el núcleo central.

Estas cuñas penetran en el conducto amarradas sobre el núcleo, rompiendo las ataduras desde el exterior por medio de un tubo que se apoya en sus extremos.

En las diversas obras en que se han empleado, como contención de laderas en las cercanías de la presa de Valdecañas, anclaje al suelo de ataguías provisionales en el salto

de Torrejón, cosido de muros en la central de Valdeobispo, etc., el resultado obtenido ha sido siempre satisfactorio, habiéndose llegado en la última de las obras mencionadas a unidades de anclaje de 45 toneladas.

Por último, quiero enseñarles nuestro anclaje para elementos pretensados por adherencia (fig. 10), que, aunque no llega a retener los alambres hasta la tensión de rotura como los de postensado, retiene él sólo, sin ayuda de la adherencia, hasta los 85 ó 90 kg/mm² en alambre de 5 mm de diámetro, con lo que los extremos de los elementos así pretensados no experimentan disminución de tensión ni pueden convertirse en puntos peligrosos.

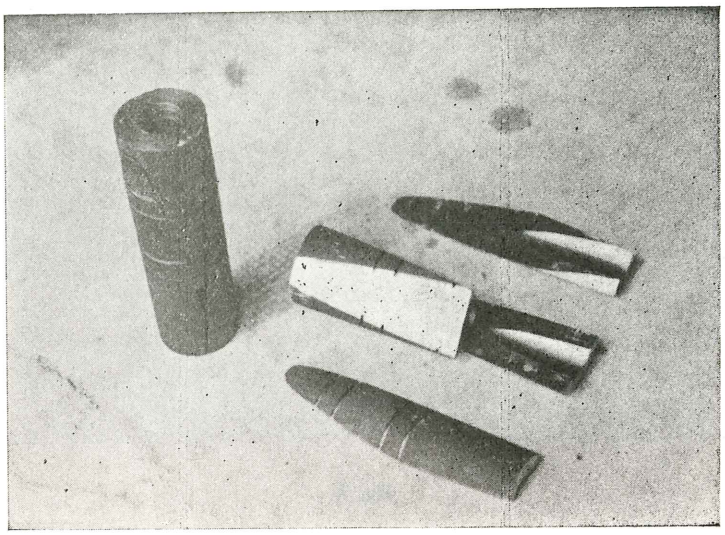


Fig. 9

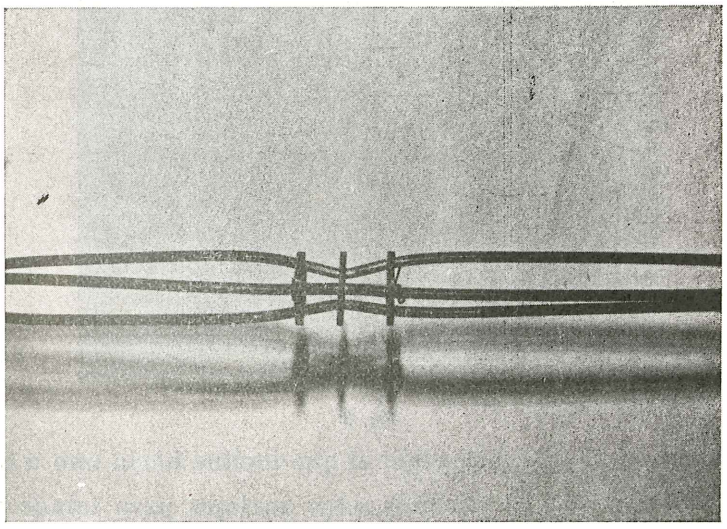


Fig. 10

Como ven, se trata de unas arandelas que acercadas y unidas entre sí deforman fuertemente los alambres, quedando fijas a ellos hasta los esfuerzos antes mencionados.

Naturalmente, el número de estas arandelas puede aumentarse, siendo, por tanto, el esfuerzo de retención mayor que esos 85 ó 90 kg/mm², pero, en general, es suficiente con estas tres al contar además con la adherencia del hormigón.

sistema CCL

JUAN B. RIPOLL GOMEZ
Dr. Ingeniero de Caminos

Vamos a presentar un pequeño resumen del origen, evolución y orientación futura del sistema CCL, cuyas características algunos de ustedes ya conocen.

CCL creó el terminal con cuña de mordaza, el cual primitivamente se aplicó a la industria eléctrica para empalmar cables en las líneas de alta tensión.

Hace unos 18 años, Preload se interesó por conexiones de este tipo para sus alambres de pretensado en los depósitos que fabricaba, y con tal motivo se estudió un empalme especial, que originó los primeros trabajos de pretensado realizados por CCL.

Se ensayó entonces un pequeño terminal para alambres de 5 y de 7 mm, y no fue hasta hace unos 15 años cuando se lanzó al mercado el primer anclaje para postensado de alambres múltiples.

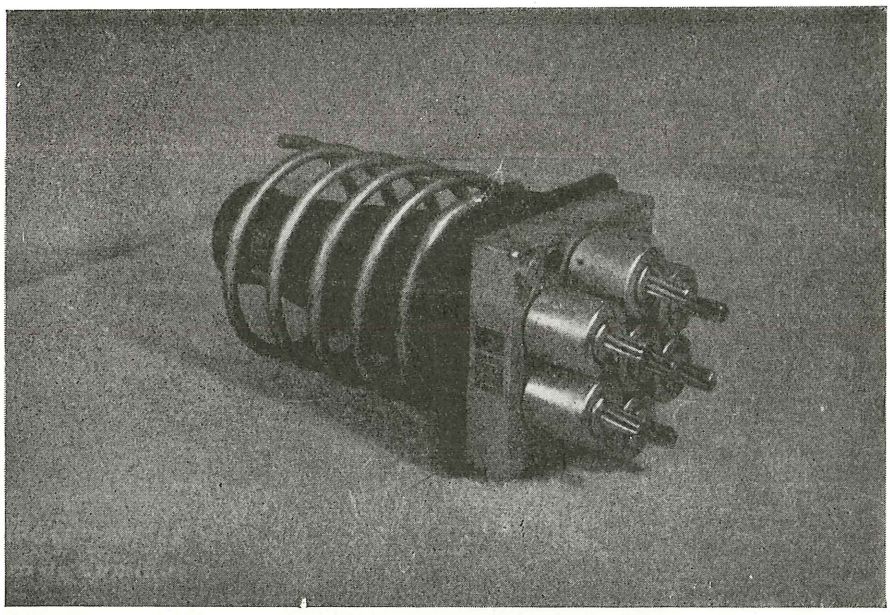


Fig. 1

A este anclaje se le dio el nombre de Gifford Udall-CCL, y lo formaba el cable clásico de 12 ∅ 7, introducido en un conducto de 52 mm de diámetro. Tenía un marco de apoyo que formaba parte de la pieza prefabricada y una placa de anclaje con agujeros por los que pasaban los alambres. Se tesaba individualmente cada

alambre y se anclaban éstos en terminales CCL del llamado tipo ancarita. Los terminales son, con pequeñas modificaciones, los que se utilizan hoy (fig. 1).

La introducción del sistema Gifford Udall-CCL representó también la introducción del tesado individual, o más bien del anclaje individual de alambres o cordones, una técnica en la cual CCL ha sido el pionero.

Sus ventajas pueden resumirse como sigue:

1.º Mejor control sobre la carga que actúa en cada alambre.

2.º Cada alambre queda sujeto en un terminal de acero y, por consiguiente, se le saca el máximo rendimiento.

3.º Acción sencilla y rápida de los gatos, fácilmente manejables por un solo hombre.

4.º El esfuerzo total sobre el cable se reparte por igual entre todos los alambres.

5.º Si se quiere mover la viga a los pocos días de hormigonada, pueden tesarse sólo unos cuantos alambres y tesar después los demás a medida que vaya siendo preciso, o tesarlos parcialmente y retesar luego.

6.º Por la forma o proceso de tesado es posible eliminar pequeñas deformaciones o curvaturas transversales en la viga.

El éxito inmediato que tuvo el sistema quedó justificado por todas estas ventajas.

Anclajes espirales

Siete años después se puso a punto el sistema CCL espiral, que ha tenido una amplia difusión en todos los países del mundo (fig. 2).

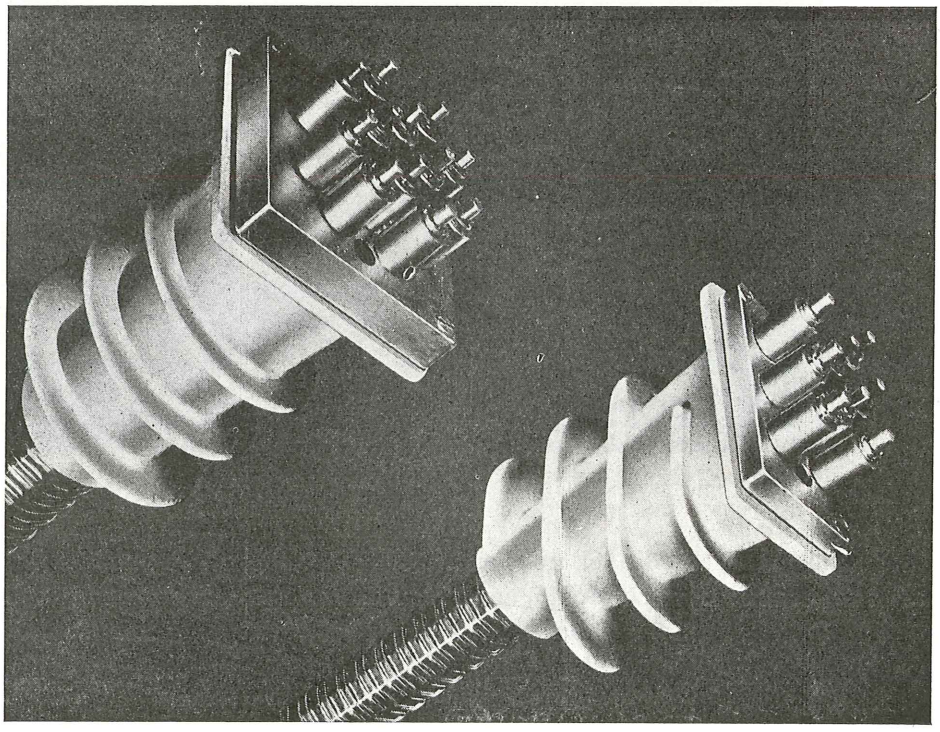


Fig. 2

sistema CCL

JUAN B. RIPOLL GOMEZ
Dr. Ingeniero de Caminos

Vamos a presentar un pequeño resumen del origen, evolución y orientación futura del sistema CCL, cuyas características algunos de ustedes ya conocen.

CCL creó el terminal con cuña de mordaza, el cual primitivamente se aplicó a la industria eléctrica para empalmar cables en las lineas de alta tensión.

Hace unos 18 años, Preload se interesó por conexiones de este tipo para sus alambres de pretensado en los depósitos que fabricaba, y con tal motivo se estudió un empalme especial, que originó los primeros trabajos de pretensado realizados por CCL.

Se ensayó entonces un pequeño terminal para alambres de 5 y de 7 mm, y no fue hasta hace unos 15 años cuando se lanzó al mercado el primer anclaje para postensado de alambres múltiples.

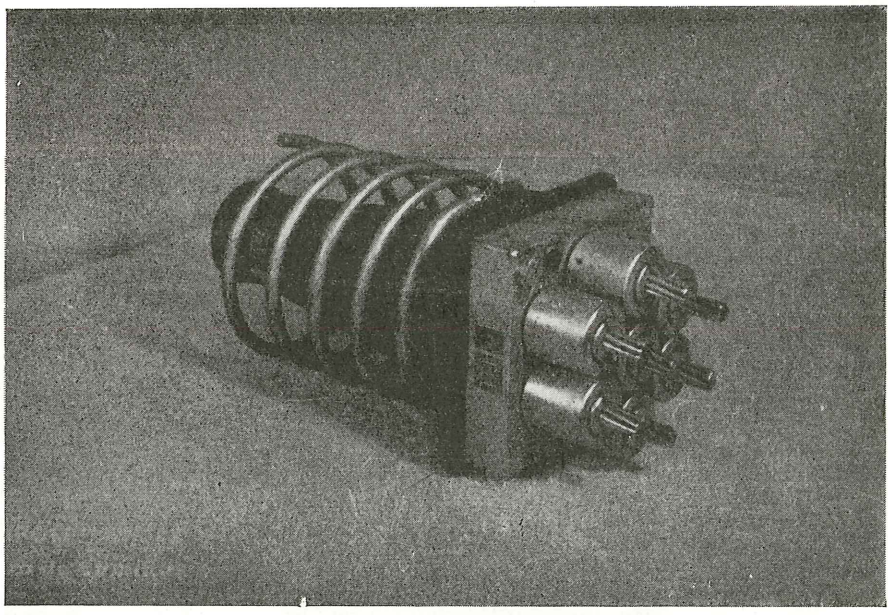


Fig. 1

A este anclaje se le dio el nombre de Gifford Udall-CCL, y lo formaba el cable clásico de 12 ∅ 7, introducido en un conducto de 52 mm de diámetro. Tenía un marco de apoyo que formaba parte de la pieza prefabricada y una placa de anclaje con agujeros por los que pasaban los alambres. Se tesaba individualmente cada

alambre y se anclaban éstos en terminales CCL del llamado tipo ancarita. Los terminales son, con pequeñas modificaciones, los que se utilizan hoy (fig. 1).

La introducción del sistema Gifford Udall-CCL representó también la introducción del tesado individual, o más bien del anclaje individual de alambres o cordones, una técnica en la cual CCL ha sido el pionero.

Sus ventajas pueden resumirse como sigue:

1.º Mejor control sobre la carga que actúa en cada alambre.

2.º Cada alambre queda sujeto en un terminal de acero y, por consiguiente, se le saca el máximo rendimiento.

3.º Acción sencilla y rápida de los gatos, fácilmente manejables por un solo hombre.

4.º El esfuerzo total sobre el cable se reparte por igual entre todos los alambres.

5.º Si se quiere mover la viga a los pocos días de hormigonada, pueden tesarse sólo unos cuantos alambres y tesar después los demás a medida que vaya siendo preciso, o tesarlos parcialmente y retesar luego.

6.º Por la forma o proceso de tesado es posible eliminar pequeñas deformaciones o curvaturas transversales en la viga.

El éxito inmediato que tuvo el sistema quedó justificado por todas estas ventajas.

Anclajes espirales

Siete años después se puso a punto el sistema CCL espiral, que ha tenido una amplia difusión en todos los países del mundo (fig. 2).

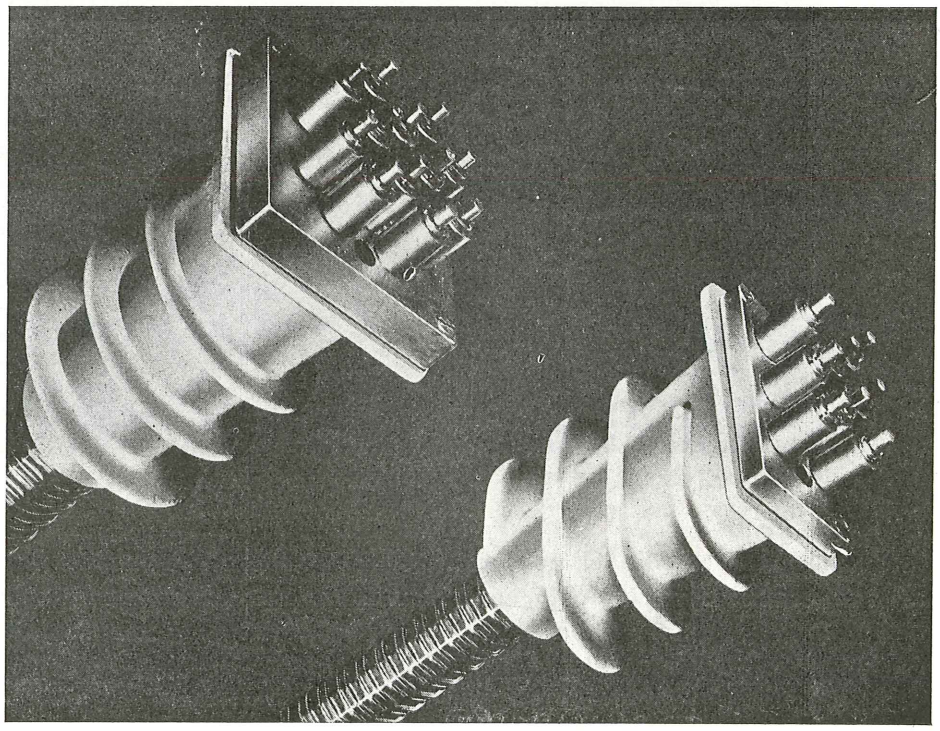


Fig. 2

El anclaje espiral fue la consecuencia de una extensa serie de ensayos sobre la forma en que las cargas actuaban y se distribuían en la cabeza de las vigas, que son las zonas donde se presentan mayores concentraciones de esfuerzos.

El anclaje espiral es una pieza fundida que se hormigona con la viga. Su filete espiral dispersa las fuerzas de pretensado y las aleja a una mayor distancia de la cara superficial, que es donde se concentran las mayores tensiones del hormigón si se usan placas de apoyo normales.

Las pruebas que ha realizado, precisamente sobre esta cuestión, la Cement and Concrete Association han probado de una manera terminante que, para este tipo de anclajes, los esfuerzos máximos de tracción tienen lugar en un punto mucho más lejano de la cara frontal que con otros tipos de anclaje, como es el caso de la placa normal o de los conos de anclaje. Esto puede verse en el Research Report n.º 13, publicado por la mencionada Cement and Concrete Association.

Utilizando el anclaje espiral no se necesita ningún tipo de hélice, no hacen falta refuerzos especiales alrededor del anclaje, ya que de todo esto se encarga la espira de la culata espiral, y se economizan, por lo tanto, una gran cantidad de armaduras. Sólo son necesarias las armaduras generales que unen unos anclajes con otros, y que se calculan por unos gráficos sencillos.

La zona de hormigón alrededor del anclaje es la que más fácilmente puede tener una compactación defectuosa; el colocar los anclajes en sus posiciones y situar los refuerzos de cabeza hace que el hormigonado en estas partes sea difícil. Con el anclaje espiral se simplifica todo esto; pero aunque se produjera alguna coquera detrás de la cara frontal, como el esfuerzo se transmite por los fileteados de la culata a la zona más profunda del hormigón, siempre será mayor el coeficiente de seguridad con que trabajaremos.

Anclajes CABCO

El principio del tesado individual se ha extendido más tarde a los cordones múltiples; y en aquellos países en que se puede fácilmente disponer de éstos, prácticamente puede decirse que el cordón ha sustituido al alambre. Del mismo modo que sucedió con el alambre, los primeros anclajes con cable se realizaron por el sistema de placa de anclaje; actualmente CCL ha desarrollado un sistema, muy similar a las culatas espirales, que se titula "Sistema CABCO para cables múltiples" (fig. 3).

Con alambre y cordón se han realizado innumerables estructuras en España y en países extranjeros.

El sistema CCL permite tesar un cordón o uno o varios alambres, tirar de ellos hasta una tensión prefijada y anclarlos sólidamente sin necesidad de desviarlos, ni de deformarlos.

Permite también, si así interesa, deshacer el anclaje, seguir tesando o aflojando y anclarlos de nuevo, es decir, retesar o destesar cuantas veces se desee.

Al ser la sujeción mecánica y no por rozamiento, las cuñas se ajustan prácticamente sin pérdida de alargamiento, ya que sólo entran 2 ó 3 mm en sus casquillos.

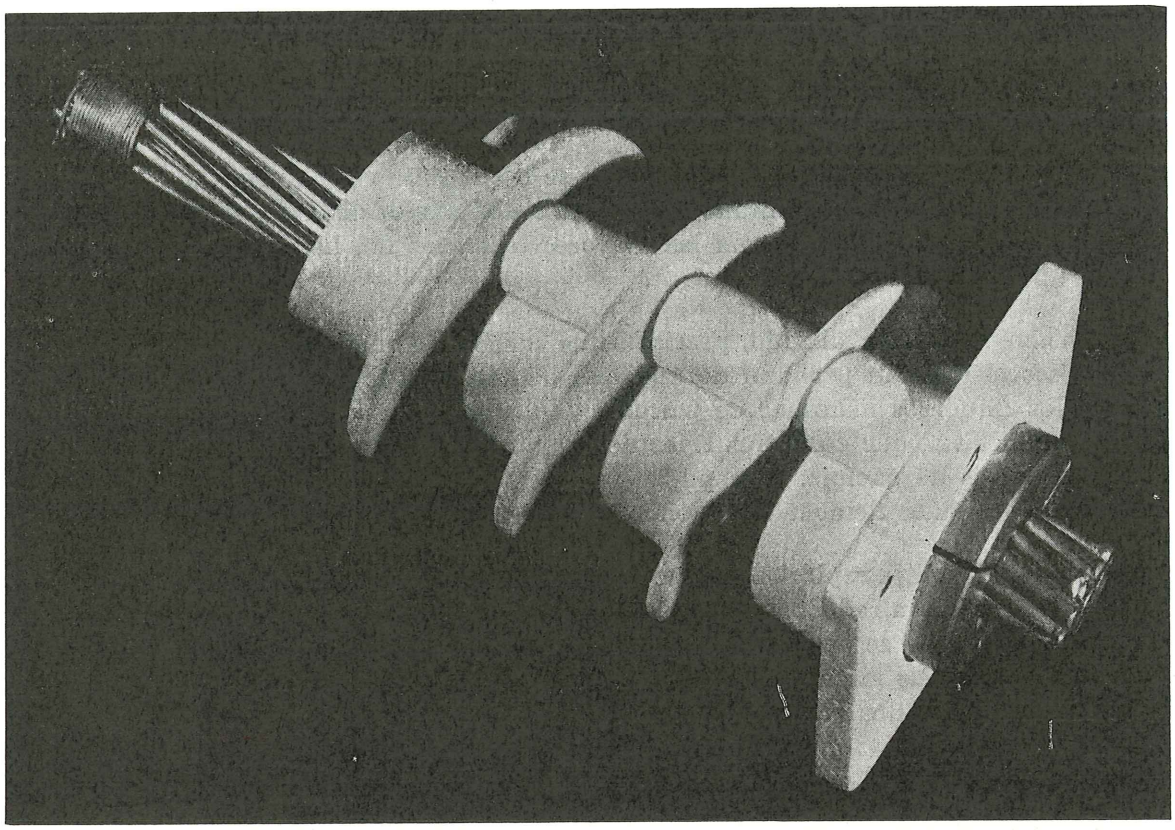


Fig. 3

Terminales de presión

Si se desea producir una cabeza terminal fija puede usarse el casquillo y cuñas de presión. En este caso, mediante una prensa especial CCL se empotran firmemente casquillo y cuña en el cable, quedando éste sólidamente sujeto en un reducido terminal.

Los terminales de presión son especialmente interesantes para empalmes y anclajes ciegos, anclajes en roca y siempre que se desee anclar los cables en puntos no accesibles.

Puesta en tensión

Es importante resaltar que CCL es un sistema de anclaje, no de tensión; y si bien lleva de la mano el tesado individual, no es ello imprescindible.

Pueden, si se desea, accionarse desde una misma bomba dos o tres émbolos a la vez, tesando varios cordones simultáneamente.

También en alguna ocasión hemos tirado de una placa con varios terminales a la vez, usando un gato potente, y es práctica frecuente en bancadas de pretensado, el tirar con una sola placa de todos los hilos anclados en terminales CCL.

En cuanto al postesado, lo importante, a nuestro juicio, es poder saber continuamente lo que sucede al cable; comprobar la tensión que se le da y si ésa es la debida; con

qué tensión llegamos al otro extremo, es decir, las pérdidas por rozamiento en curva y en recta; si ha entrado lechada en la vaina, si los alargamientos responden a las previsiones, etc.

En esta cuestión es en la que el sistema CCL creemos que ofrece unas garantías insuperables, ya que sólo con *anclaje individual* puede conseguirse conocer el comportamiento de cada cable.

El sistema CCL permite conocer, alambre por alambre: lo que pasa en la viga; la tensión que se da en un extremo y la que llega al otro extremo, se calculan prácticamente los coeficientes K y μ de rozamiento, y se comprueba si los alargamientos son los correctos.

Si, por cualquier motivo, se ha formado un tapón en la vaina, lo situamos exactamente por una simple regla de tres.

Prefabricación de las cabezas de las vigas

Este procedimiento, sólo simplifica la labor y es necesario cuando las cabezas son complicadas o con excesivos refuerzos; es decir, cuando detrás de los anclajes hay una serie de emparrillados para evitar que se claven los conos o placas. Sólo en este caso puede convenir prefabricar las cabezas.

Con los anclajes espirales CCL nunca puede resultar interesante tal prefabricación, ya que el fileteado espiral es todo el refuerzo necesario, y bastan sólo unos cercos para atar los anclajes entre sí.

El prefabricar dos cabezas por viga, con todas sus armaduras, es caro y encarece el costo de la viga. Encontramos más práctico verter en el molde unas carretillas más de hormigón, sobre todo si, al usar culatas espirales, no se precisan complicados refuerzos.

El cordón: sus ventajas

El tesado y anclaje individual ha popularizado el uso del cordón.

En estos últimos años, ha sufrido un considerable incremento el uso del cordón, lo mismo para pretensado que para postensado. Los equipos CCL de pretensado se han utilizado en un gran número de construcciones, incluyendo los puentes mayores construidos hasta ahora en el Reino Unido, en los cuales se ha utilizado cordón o cable-cordón de 1 $^1/_8$″ (28,5 mm).

Por otra parte, los terminales CCL para cordón utilizados en bancadas de pretensado han tenido gran éxito y se han utilizado no sólo en los países de Europa, sino también en los Estados Unidos, desde hace más de 6 años.

En España, numerosos fabricantes de viguetas usan terminales CCL.

Cordón

El cordón normalmente empleado es el de 7 y el de 19 alambres.

Los cordones de 7 alambres llegan hasta 0,6″ (15,2 mm) de diámetro; los de diámetro superior, es decir, los cables-cordón, cuyo diámetro varía entre 0,7″ (18 mm) y 1 ⅛″ (28,5 mm), son de tipo Warrington, y se componen de 19 alambres, uno central recto, una capa inmediata a ésta compuesta por 6, y una segunda capa constituida por 12. Los 12 alambres exteriores son, alternativamente, de diámetro más grande y más pequeño; los pequeños llenan los espacios huecos para dar un diámetro exterior uniforme. El arrollamiento de todos los alambres es en el mismo sentido, es decir, en la disposición que se llama arrollamiento paralelo.

La British Standard n.° 3.617 se refiere precisamente a las condiciones que deben reunir los cables de 7 alambres, ajustándose a las cuales se efectúa el suministro de estos materiales en Inglaterra.

No hay problemas de fluencia en el uso de cordones.

Longitudes de anclaje en cables y alambres

Los datos que siguen los hemos tomado de un estudio de G. D. Base, resultado de una larga serie de ensayos.

Un alambre de ∅ 2 mm tiene de 15 a 30 cm de longitud de anclaje. Esto hace que si los alambres van muy juntos, se produzcan en las cabezas tensiones anormales por la corta longitud de anclaje y la concentración de esfuerzos.

Con alambres de 5 mm de diámetro, la longitud de anclaje resulta menos uniforme y en ella influye mucho la calidad del hormigón. Como promedio puede considerarse que, para este alambre, la longitud de anclaje varía entre 30 y 50 centímetros.

Es curioso notar que el grafilado no mejora sensiblemente esta longitud de anclaje, lo cual parece debido a que la tensión del acero rompe, a esfuerzo cortante, la zona que muerde el denteado. Tampoco modifica la longitud de anclaje la oxidación.

En alambres de 7 mm de diámetro la longitud de anclaje varía entre 30 y 90 centímetros.

Puede, en resumen, decirse que, para alambres de 2 a 7 mm, la longitud de anclaje es de 50 a 160 diámetros con un valor medio de 100 diámetros.

En un cordón de 3/8″ (9,5 mm) sometido a un esfuerzo de 6 t, con hormigón de unos 350 kg/cm² de carga de rotura, la longitud de anclaje es de unos 20 cm, es decir, igual que en un alambre de 2 mm teso a 450 kilogramos.

El cordón de 0,5″ (12,7 mm) con 12 t de carga, ancla en 30 ó 35 cm. Aquí la oxidación sí produce un acortamiento de la longitud de anclaje.

Realizada la experiencia con un cordón de 0,7″ (18 mm) de 19 alambres, en tres capas, que admite una carga de 24 t, se ancló en 50 cm sin deslizamiento de los alambres interiores, es decir, en una longitud semejante a un alambre de 5 mm que soporta 2 toneladas.

Fue suficiente, para evitar que el hormigón se abriera, rodear el cordón con una hélice de 9 mm de diámetro y 3 cm de paso.

Llevado hasta la rotura el cordón de 0,7″ (18 mm), no se notó deslizamiento del alambre central, y su comportamiento en cuanto a adherencia fue superior al del alambre de 5 mm liso.

Las consecuencias de todo lo anterior son las siguientes:

1.º El cordón es siempre de adherencia muy superior que el alambre.

2.º Con una inyección cuidada, el cordón queda anclado en un corto espacio y sobra el anclaje; pero esto no sucede si se usa alambre, sobre todo de diámetros de 7 u 8 milímetros.

Espaciadores

El sistema CCL utiliza espaciadores en muchos casos y hay algo que queremos aclarar.

El espaciador no aumenta el rozamiento dentro del cable, sino que lo reduce; el separar unos alambres de otros, hace que éstos tengan menos puntos comunes de contacto y se muevan con mayor libertad.

Pueden compararse los espaciadores en los conductos, a los que se disponen en las bancadas de pretensado para fijar el paralelismo de los alambres; en ellas se producen también algunas pérdidas por rozamiento.

Los resultados de ensayos de rozamiento publicados por E. H. Cooley comparando los sistemas Magnel Blaton, Freyssinet y Lee Mac Alloy demuestran que con los espaciadores de Magnel Blaton las pérdidas por rozamiento son mínimas y muy uniformes para todos los hilos (véanse las tablas que a continuación se incluyen). Este resultado puede extenderse a cualquier tipo de espaciadores en sistema de tesado individual.

Una segunda virtud tienen los espaciadores, y es que, al separar unos de otros los alambres y cordones, la lechada rellena los huecos y se tiene una mayor superficie adherente entre el acero y la lechada y entre ésta y el hormigón, a través de la vaina.

CONSTANTES DE ROZAMIENTO PARA CABLES MAGNEL-BLATON

$c = 0{,}98$

TIPO DE CONDUCTO	μ cables de hasta 8 alambres	μ cables de 16 alambres o más	$K(ft^{-1} \times \times 10^{-4})$
1.—Conducto rectangular, de caucho, rigidizado por el interior	0,25	0,30	5
2.—Conducto rectangular, de caucho, sin rigidizar.	0,25	0,30	5
3.—Conducto formado por vaina metálica	0,25	0,30	5
4.—Conducto formado al retirar un tubo metálico o un redondo	0,25	0,30	10

CONSTANTES DE ROZAMIENTO PARA CABLES FREYSSINET

$c = 0{,}95$

TIPO DE CONDUCTO	μ	K(ft × 10^{-4}) sin vibración	ligera vibración	vibración moderada	fuerte vibración
1.—Cable en tubo metálico de gran espesor	0,35	5	5	5	5
2.—Cable en tubo metálico de pequeño espesor	0,35	10	15	30	50
3.—Cable en vaina continua, de plástico, de pared delgada	0,65	30	35	40	—
4.—Cable en tubo de acero flexible, "Unitube", recubierto de plomo	0,25	5	5	10	—
5.—Cable en tubo de aluminio flexible, "Unitube", recubierto de papel	0,30	15	15	20	—
6.—Conducto formado al retirar un tubo metálico o un redondo	0,55	0	0	0	0
7.—"Ductube" macizo	0,55	20	20	25	—
8.—"Ductube" con arandelas o anillos metálicos	0,35	10	10	15	—
9.—"Ductube" con rigidizadores	0,55	5	5	10	—
10.—Cable con espiral exterior de plástico, en conducto formado por "Ductube" macizo	0,35	10	10	15	—
11.—Cable en vaina de plástico, en conducto formado por "Ductube" macizo	0,60	15	15	20	—
12.—Cable en vaina de plástico lubrificada, en conducto formado por "Ductube" macizo	0,25	15	15	20	—

El gato CCL Stressomatic

Se trata del modelo más avanzado que existe en el mercado para tesar rápida y eficazmente las armaduras:

Sus características esenciales son:

1.º Agarra al cable en su boca, por lo que economiza material.

2.º Lleva una célula en la culata, adaptada a un dinamómetro eléctrico, que permite conocer exactamente las tensiones del cable.

3.º Dispone de dos manómetros para tracción y clavado de las cuñas.

Con este gato, se tesa un cordón de 0,5″ (12,7 mm) en 1 minuto, es decir, que en 7 minutos se tesa un anclaje 7 ∅ 0,5″, de 90 toneladas.

No lleva tubos exteriores.

A una misma bomba se adaptan tres capacidades de émbolo: 6, 16 y 30 toneladas.

Las figuras 4 y 5 representan el gato CCL Stressomatic.

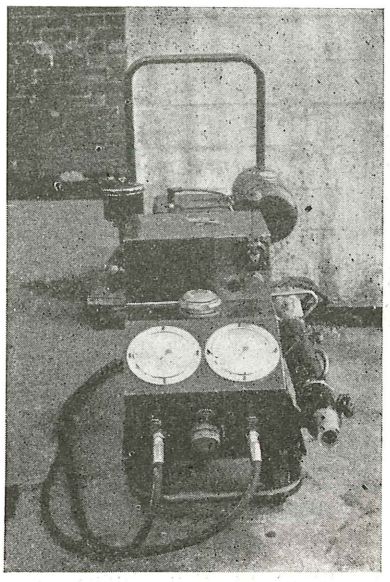


Fig. 4

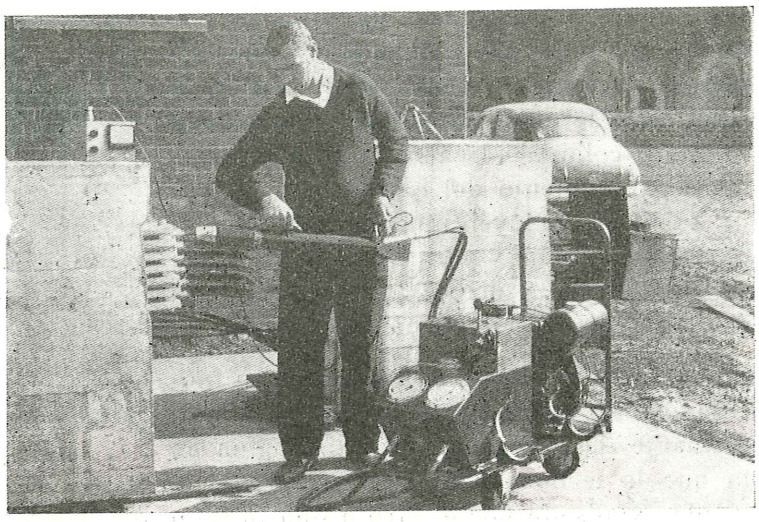


Fig. 5

Equipos de inyección CCL - GROUTMASTER

En realidad, al inyectar los conductos postensados se persiguen dos finalidades distintas: primera, evitar la corrosión de los cables, y segunda, proporcionar una adherencia entre los cables y el hormigón para prevenir fisuras e incrementar la resistencia a la rotura del elemento.

Puede considerarse como fin primordial el prevenir la corrosión, y esto se consigue rellenando totalmente de lechada los conductos.

Los equipos Groutmaster CCL han sido especialmente diseñados para esta finalidad y constan de los siguientes elementos:

En primer lugar uno o dos batidores conectados por mangueras de gran diámetro a una bomba de diafragma y de alta presión que se acciona a mano.

En las distintas recomendaciones internacionales sobre lechada puede verse que es, en general, aconsejable la utilización de una bomba manual, ya que, de este modo, el operario que maneja la bomba, "siente" el funcionamiento de la misma y se da perfecta cuenta de cómo circula la lechada dentro de los conductos, si los rellena, si los tapona y, en fin, qué pasa en ellos.

El batidor o los batidores admiten una cantidad de lechada correspondiente a uno, dos o tres sacos de cemento; esto es, que pueden rellenarse a tres niveles distintos. La po-

sibilidad de utilizar dos batidores es interesante en conductos relativamente largos y de gran diámetro en los cuales no basta el contenido de un solo batidor para rellenarlos; y como es esencial, ante todo, el no interrumpir en ningún momento la inyección, el conectar dos batidores a la bomba mediante una Y permite que en el momento en que se ha terminado el contenido de un batidor, por medio de un giro de la llave se pase automáticamente al segundo y la inyección continúe sin interrumpirse.

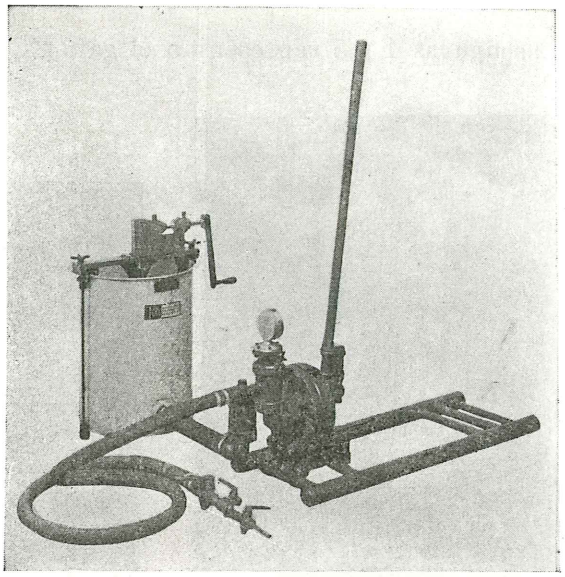


Fig. 6

Los batidores CCL (véase fig. 6) están formados por una cuba y unas paletas que giran en su interior contra otras fijas a la cuba; de este modo se produce una mezcla íntima y coloidal al cabo de unos minutos de funcionamiento del batidor. En el B.T. n.º 2 CCL se incluyen unas normas para su puesta en marcha y para la forma de realizar una lechada perfecta, así como para elegir las dosificaciones más adecuadas.

En cuanto a la bomba de inyección, su funcionamiento es muy sencillo. Se trata simplemente de una bomba de diafragma en la que la lechada entra por un conducto y sale expulsada por el otro a una presión que puede llegar hasta 14 atmósferas. Se aconseja, sin embargo, no rebasar las 7 atmósferas.

Técnicas especiales

Para terminar, citaremos los empalmes para anclajes que permiten dar continuidad a los cables y formar vigas continuas (véase fig. 7).

La forma es la de un terminal más largo al que se rosca un manguito que, a su vez, empalma en otro terminal similar.

Finalmente citaremos los anclajes en roca que admiten diversos tipos y tonelajes y de los cuales se han realizado ya varios trabajos en España.

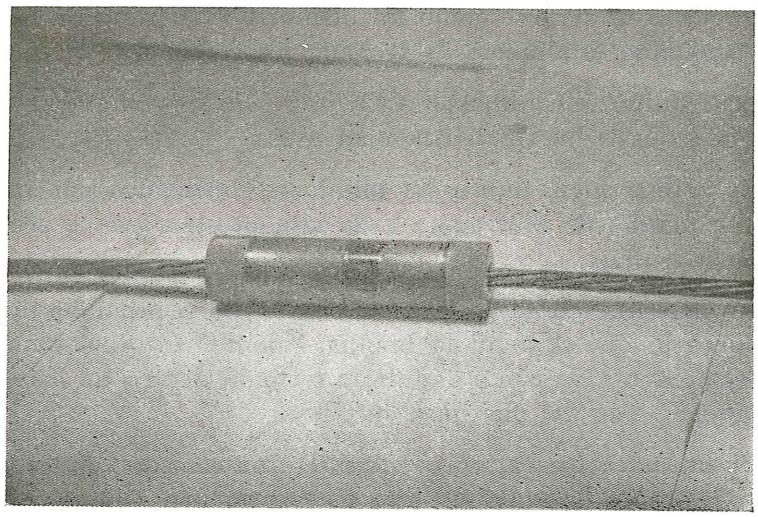


Fig. 7

837-3-10

sistemas Freyssinet

LUIS ANGULO PROTA
Dr. Ingeniero de Caminos

Desde que en el año 1928 registró Freyssinet sus primeras patentes relativas al hormigón pretensado y algunos años después, en 1933, en un artículo publicado en una revista técnica mencionaba por primera vez el término "pretensado", han pasado ya cerca de 40 años.

Bastaron los primeros 20 años para que, a pesar del paréntesis ocasionado por la Segunda Guerra Mundial, se determinasen todas las reglas de esta nueva técnica constructiva, realizándose numerosas aplicaciones de toda clase y poniendo a punto todo el utillaje necesario para una realización simple y segura.

Hoy día en todas las naciones se utilizan los Procedimientos Freyssinet que, además de ser los más antiguos, son los más extensamente utilizados en el mundo entero, no sólo en Europa, sino también en los demás Continentes.

Países tan distintos como el Brasil y el Japón cuentan con un número tan grande de espléndidas realizaciones, que las obras construidas en el Japón, por ejemplo, superan en número a las construidas en Francia, patria del sistema.

Como datos de interés les diré que, no obstante la tradicional resistencia de las compañías de ferrocarriles a admitir nuevas técnicas, en el Japón se construyeron, entre los años 1958 y 1962, 141 puentes pretensados, el 85 % de los cuales se hicieron con los procedimientos Freyssinet.

Quienes han utilizado alguna vez los procedimientos Freyssinet en cualquiera de sus múltiples aplicaciones, para el desarrollo de alguna obra, ya sea en la fase de proyecto, ya sea en la de construcción, conocen su sencillez y las ventajas que le ponen en la primera línea de los sistemas empleados hoy día.

Aunque creo que son de sobra conocidos de todos ustedes, incluso de quienes no los hayan aplicado, por la gran difusión que han tenido en libros y revistas técnicas, voy a tratar, en el breve tiempo de que disponemos, de familiarizarles con las disposiciones y detalles más característicos de este sistema e indicarles lo que, a mi juicio, es muy importante, las tendencias actuales sobre su utilización.

El pretensado o, mejor dicho, el postensado (pues no vamos a referirnos aquí al pretensado por hilos adherentes en banco de prefabricación, ya que es tema que se sale de estos comentarios), se lleva a cabo por la tracción de cables de acero por medio de gatos hidráulicos de doble efecto, que tesan los hilos apoyándose en las piezas.

Seguidamente se sustituyen los gatos por la acción de los anclajes que mantienen en tensión a los cables, apoyándose en la pieza, dando lugar a los esfuerzos de pretensado. Los anclajes funcionan por rozamiento y su naturaleza y la magnitud de las armaduras que se tesan define la importancia de los gatos hidráulicos.

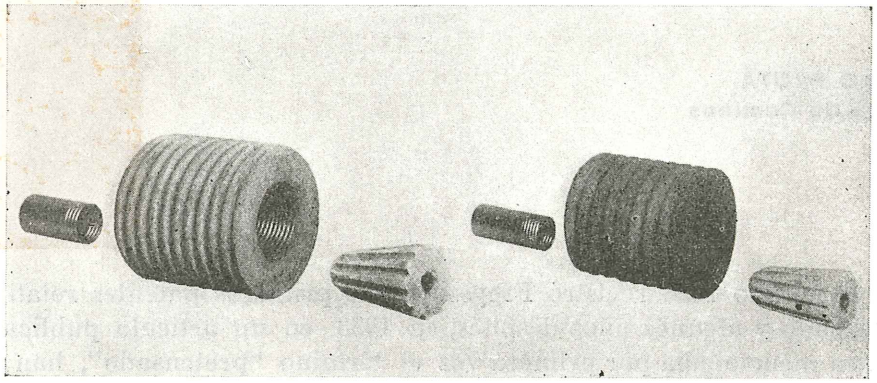


Fig. 1

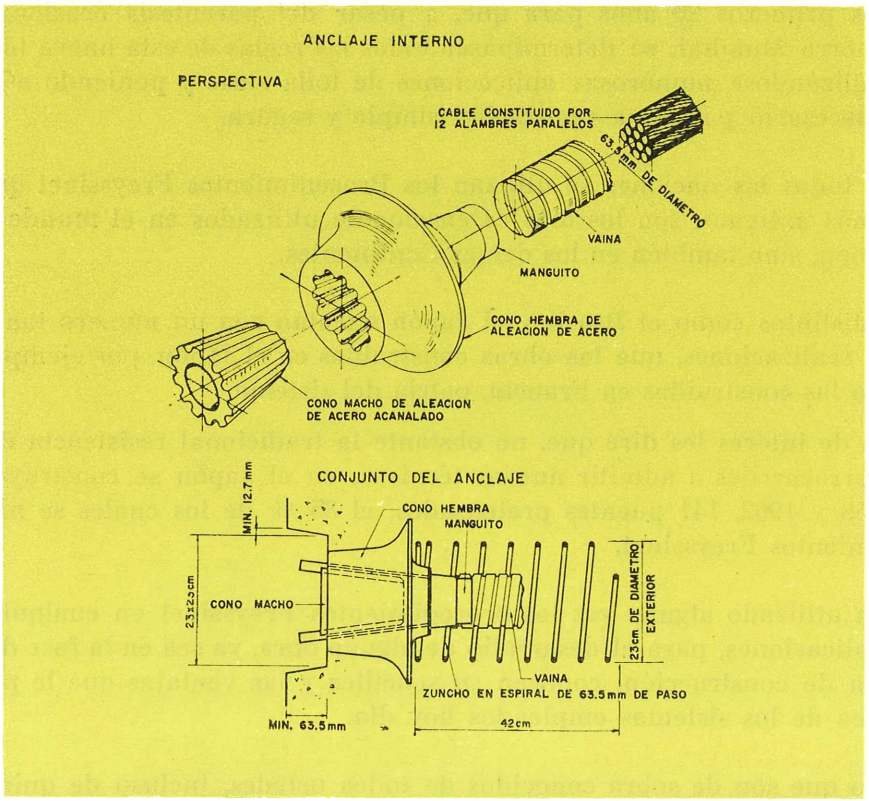


Fig. 2

Los anclajes (fig. 1) están formados por dos elementos llamados cono hembra y cono macho. El primero queda embebido normalmente en el hormigón de las piezas y el segundo sirve para fijar los cables por la acción de los gatos que, al actuar sobre ellos en el blocaje, los acuña. Los hilos se mantienen fijos por rozamiento en las ranuras

dispuestas al efecto en la pieza cónica que constituye el cono macho. Estos conos se fabrican de hormigón zunchado y vibrado para las unidades de potencia *pequeña* y *media* y de acero para las unidades de gran potencia (fig. 2).

Salvo algunas excepciones, los cables Freyssinet se forman por un haz de 12 hilos o cables individuales colocados yuxtapuestos alrededor de un alma interior denominada resorte central (fig. 3), que evita que se entremezclen los elementos mencionados y sirve de conducto para la inyección. Según el diámetro de los hilos y sus resistencias unitarias, se constituyen cables de distintas potencias. Paralelamente con la mejora de los aceros, se ha ido poniendo, en mano de los proyectistas, unidades de pretensado de potencia cada vez mayor.

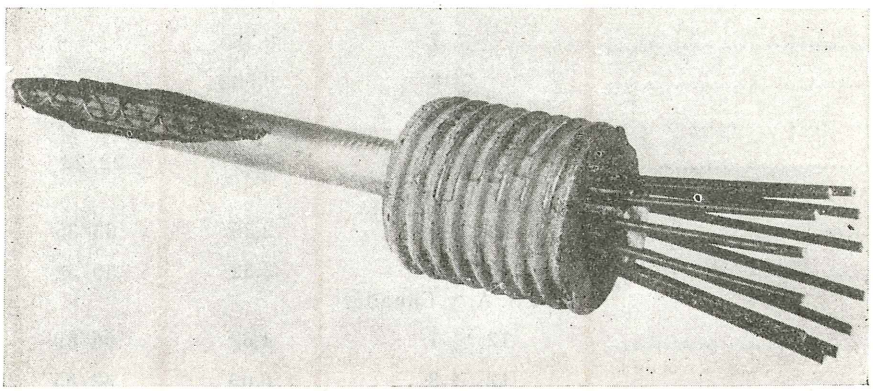


Fig. 3

Actualmente se utilizan alambres de acero duro de 5, 7 y 8 mm de diámetro que constituyen los cables que se denominan usualmente 12 ∅ 5, 12 ∅ 7 y 12 ∅ 8; también se usan cables trenzados de 12,5 y 15 mm de diámetro que sirven para formar los cables denominados 12 T 12,5 y 12 T 15. Los aceros duros utilizados hoy para el pretensado tienen unas resistencias características variables entre 140 y 180 kg/mm², con un valor medio que podemos tomar de 160 kg/mm². Las instrucciones de algunos países fijan la tensión inicial. Para un valor del 80 % de la tensión de rotura, que es normal y que está fijado en algunos Pliegos de Condiciones, la tensión máxima es del orden de 125 a 128 kg/mm².

Si consideramos el conjunto de las pérdidas de tensión que por efecto de los fenómenos de relajación del acero, fluencia y retracción del hormigón, entrada del cono macho, incluso las pérdidas normales en el gato que son del orden del 4 %, así como las que se producen a lo largo del trazado de los cables por el rozamiento en las curvas y las ondulaciones parásitas en recta, se llega a valores de tensión útiles, medias, del orden de 85 a 90 kg/mm², que son las que corrientemente se utilizan en los proyectos y que aplicadas a las secciones de las distintas unidades de pretensado que antes hemos citado dan unos esfuerzos totales que son los que se indican en el cuadro de la página siguiente.

Estos valores medios son los que deben recordarse en el momento de llevar a cabo los anteproyectos, ya que, en definitiva, y en casos normales, la realidad no ha de diferenciarse mucho de ellos.

Hemos dicho antes que existían algunas excepciones respecto a las unidades formadas por 12 hilos o cables individuales. En efecto, en las primeras épocas de utilización de

los cables Freyssinet se emplearon unidades formadas por 8 hilos de 5 mm de diámetro y por 18 hilos de 5 mm de diámetro. Estas unidades han quedado relegadas hoy día a algunos países, como a Estados Unidos y Canadá, donde todavía se siguen empleando.

UNIDADES DE PRETENSADO "FREYSSINET"

TIPOS	DIAMETRO	SECCION (cm²)	ESFUERZOS	
			MAXIMO (t)	UTIL (t)
Monofil	∅ 5	0,196	3	1,7
Monofil	∅ 7	0,385	6	3,4
Monofil	∅ 8	0,502	7,5	4,4
Monofil	∅ 12	1,130	17	10
Alambres	8 ∅ 5 (poco usado)	1,57	22/23	14
Alambres	12 ∅ 5	2,35	33/35	20/22
Alambres	18 ∅ 5 (U. S. A. y Canadá)	3,52	49/52	30/33
Alambres	12 ∅ 7	4,62	66/59	40/44
Alambres	12 ∅ 8	6,03	82/85	53/55
Alambres	12 ∅ 12,2 (sólo Alemania)	13,99	190/197	123/128
Cables	12 T 12,5	11,20	160/165	95/110
Cables	12 T 15	16,80	210/235	143/150
Barras	∅ 26	5,31	60/61	39/40

Por lo demás, el cable de 8 ∅ 5 utiliza el mismo cono hembra que el 12 ∅ 5, variando únicamente el cono macho para dotarle del número de ranuras que corresponden. Sus potencias útiles son, respectivamente, 13 y 30 t. En Alemania, y únicamente en este país, se usan cables 12 ∅ 12,2.

Se comprende, por las razones que hemos apuntado anteriormente, que la puesta en servicio de las distintas unidades de pretensado ha sido escalonada, comenzando por los cables de 12 ∅ 5 y 12 ∅ 7 y siguiendo por los de 12 ∅ 8 y 12 T 12,5. Los últimos en aparecer han sido los potentes cables de 12 torones de 15 mm puestos a punto para el pretensado de obras de gran importancia, entre otras las cubas de los reactores nucleares ingleses de Oldbury y Wylfa; estas cubas van pretensadas por una doble malla de cables, anclados en unos salientes, en una concepción similar a la de los depósitos pretensados.

Para terminar con la enumeración de las unidades de pretensado del sistema Freyssinet diremos que existen otros tipos, que son los siguientes:

Unidades monofilares constituidas por un alambre único, de acero duro, de diámetros 5, 7, 8 ó 12 mm y las barras de acero especial, de diámetro 26 mm. Los anclajes que se utilizan en ambos casos son metálicos con clavetas.

De todas las unidades de pretensado que hemos ido enumerando, la elección de la más

adecuada para cada caso particular corresponde al proyectista; pero es evidente que ciñéndonos a las unidades más usuales, el cable de 12 ∅ 5, por su pequeña potencia, deberá reservarse para el pretensado longitudinal de obras de magnitud discreta como son las vigas de tableros de puentes apoyados hasta 20 m de luz, vigas para cubiertas de hasta 25 m de luz, si están poco cargadas, losas, o pequeños elementos de edificios y para el pretensado transversal de tableros.

A este respecto, debe tenerse en cuenta la ventaja de unificar los tipos de cables que vayan a utilizarse en una misma obra, sobre todo si esta obra es de una magnitud mediana, ya que así se reducen las pérdidas por extremidad de los rollos y además el precio del kilo de acero pretensado resulta más conveniente.

Los cables de 12 ∅ 7 se utilizan normalmente para vigas de puentes entre los 20 y los 50 m de luz, así como el pretensado transversal de sus tableros y para puentes continuos, obras hiperestáticas, y todas aquellas en las que el número de cables a colocar en obra haga viable su utilización.

Debe tenerse en cuenta que, para un mismo esfuerzo de pretensado, el empleo de una unidad de 12 ∅ 7 es siempre más económico que el de su equivalente, 2 cables 12 ∅ 5. Un cono 12 ∅ 7 equivale aproximadamente a 2 conos 12 ∅ 5, pero la vaina y la mano de obra resulta más económica con el cable de 12 ∅ 7.

Las unidades de 12 ∅ 8 se utilizan para obras de mayor magnitud, especialmente para obras continuas o construidas en voladizos, en las que alternan su empleo con los cables 12 T 12,5 .

La utilización de los cables 12 T 15 se ha limitado, hasta el momento, como hemos dicho, a grandes obras como son los reactores nucleares ingleses.

Resumiendo, las tendencias actuales de utilización de los diversos tipos son las siguientes:

En Alemania son los cables de 12 ∅ 12,2 los que más se emplean (este tipo, como hemos dicho antes, es característico de Alemania y no se emplea en ningún otro país). Los cables trenzados se utilizan poco y disminuye paulatinamente el empleo de los cables 12 ∅ 7 y 12 ∅ 5. En Francia, los más corrientes son los de 12 ∅ 8 y después los de 12 ∅ 7. El cable de 12 ∅ 5 va usándose cada vez menos y los cables trenzados no se emplean en tan gran escala debido al precio de los aceros. En el Reino Unido se utilizan los de 12 ∅ 7 y 12 ∅ 8 y aumenta de día en día el empleo de los trenzados y monofilares, sobre todo de estos últimos. En Holanda, los de uso normal son los de 12 ∅ 7 y el 12 T 12,5 y lo mismo puede decirse en los países Escandinavos. En estos lugares, los de 12 ∅ 7 se utilizan en el 75 % de los casos. Algo análogo sucede en los Estados Unidos y el Canadá, si bien en estos países aumenta el empleo de los cables trenzados. En España, los únicos cables que hemos utilizado hasta el momento han sido los de 12 ∅ 5 y 12 ∅ 7, con gran predominio de estos últimos sobre los primeros. En el momento actual prevemos la próxima utilización de los cables de 12 ∅ 8. No ha habido obras de suficiente importancia, hasta el momento, que justifiquen el empleo de los cables de 12 T 12,5 ; pero no existe inconveniente alguno para que puedan utilizarse en cuanto se juzgue necesario.

No vamos a citar más países para no alargar esta exposición, ya que las agencias STUP cubren todo el mundo; pero el resumen de las tendencias es siempre el mismo. Paulatinamente se van abandonando los cables 12 ∅ 5 de 20 t de potencia útil, por juzgar que son unidades pequeñas que deben reservarse para los pequeños trabajos y va

aumentando el empleo de los cables de 12 ∅ 7 y 12 ∅ 8 y, en algunos casos, los de 12 trenzados de 12,5 mm. Estos últimos, especialmente para los puentes de gran luz en voladizo, obras continuas, etc.

Hay un punto sobre el cual no quiero dejar de insistir: la importancia de que los proyectistas utilicen el tipo de cable apropiado a cada obra. Hasta hace pocos años, debido en parte a la carencia de elementos suficientes en nuestro país, proliferó el empleo de cables de 12 ∅ 5 y era corriente ver vigas de puentes de 35 m de luz y más, cuyo pretensado se había proyectado con este tipo de cables, lo que obligaba a emplear hasta 25 ó 30 cables para una sola viga.

Esto da lugar a una gran complicación en el montaje de cables, especialmente en las cabezas de las vigas donde se forma una verdadera red. Es una auténtica malla de cables y armaduras, con la evidente dificultad de conseguir la compacidad que se pide al hormigón, cuya entrada a través de las almas (que suelen tener 1,5, 2 m e incluso más de altura y un espesor de 15 a 20 cm) y de un verdadero laberinto de armaduras es prácticamente imposible.

Si estas mismas vigas se hubiesen proyectado con 10 ó 15 cables de 12 ∅ 7 como máximo y si, como es usual, 4 ó 5 de ellos tienen su salida por la cabeza superior de las vigas, lo que es muy conveniente para los esfuerzos cortantes, se reduce el número de anclajes en la cabeza a un número tan discreto como 6, 8 ó 10, resultando muy fáciles de situar.

Una vez reseñadas las unidades de postersado que tiene actualmente el sistema Freyssinet a disposición de la técnica, voy a comentar rápidamente las que, a mi juicio, son sus ventajas principales.

La primera de ellas es su adaptabilidad, ya que no hay estructura a la que no pueda aplicarse el sistema.

Lo mismo puede emplearse para vigas simplemente apoyadas, generalmente prefabricadas, que para grandes vigas continuas o cantilever hormigonadas in situ o construidas en voladizo, con la facilidad de poder anclar los cables, bien en la cabeza superior o bien en su intradós, con gran ahorro de anclajes, acero y operaciones de tesado.

Son, asimismo, aplicables:

En estructuras hiperestáticas, cubiertas y elementos prefabricados para la edificación industrial, que se proyectan isostáticos en una primera fase, bajo su peso propio, y se les dota de continuidad para las sobrecargas.

En estructuras circulares: depósitos de agua, depósitos para hidrocarburos, silos de azúcar y cemento, etc., con la posibilidad de tesar los cables sobre cualquier curva con un radio de curvatura mínimo, que puede llegar a 1 m para los cables de 12 ∅ 7.

Son de todos conocidas las espectaculares realizaciones de los depósitos de: Cornegnon, en Francia; Orebro y Estocolmo, en Suecia; Richmond, Oakland y Norfolk, en los Estados Unidos, con capacidades de hasta 54.000 m^3, etc.

Para el pretensado vertical de depósitos rectangulares: como los de Orleáns y Puerta de las Lilas de París; este último de 200.000 m^3 de capacidad.

En estructuras esféricas o similares, como las cubas de los reactores nucleares.

Dentro de las obras hidráulicas, se han aplicado a numerosas obras de acueductos, con la posibilidad de prefabricación.

Otra aplicación en el dominio de las obras hidráulicas es el pretensado de las pilas de las presas, para mejorar su estabilidad frente a los empujes que producen las compuertas a embalse lleno. En las presas de Torrejón y Valdeobispo hemos aplicado, en colaboración con los ingenieros de Hidroeléctrica Española, este sistema, según creo, por primera vez en España.

En obras marítimas tenemos diversas aplicaciones: la prefabricación de superestructuras de muelles, como el que han visto ustedes en Santurce y el construido en el Puerto de Pasajes para la Central Térmica; la construcción de cajones flotantes; etc.

También se han aplicado los cables Freyssinet combinados a veces con los gatos planos —a los que luego nos referiremos—: en los pavimentos para carreteras y pistas de aterrizajes de aeropuertos y, finalmente, para anclajes en roca en sostenimiento de túneles y galerías, entibaciones, tirantes y otras estructuras de cosido o restauración. Obras muy interesantes de este tipo se han realizado en Europa y en los Estados Unidos, en refuerzo de presas y diques secos.

Entre las presas reforzadas pueden citarse: la de Ernestina, en Brasil, constituida por una bóveda pretensada anclada en roca por cables Freyssinet, y las presas de Tarn, de Posses y Montaht, en Francia; y entre los diques los de Brest, Cherburgo y Tolón, todos ellos anclados en la roca por cables de 12 ∅ 5 y 12 T 12,5. También se han empleado los cables 12 T 12,5 para el anclaje en roca de los estribos de las partes pretensadas del túnel del Mont-Blanc.

Otra de las ventajas indudables de este sistema es que los tipos standard de cables de 12 ∅ 5, 12 ∅ 7, etc., permiten al contratista utilizar el mismo equipo y los mismos procedimientos para las distintas obras.

El gato Freyssinet para cables de 12 ∅ 7, con sus piezas de adaptación, y la misma bomba de alta presión, permite tesar, indistintamente, cables de 12 ∅ 5, 12 ∅ 7 y 12 ∅ 8, lo que reduce la inversión en equipos y simplifica el trabajo en obra.

El tesado de los cables puede llevarse a cabo de acuerdo con cualquier programa previo, ya que cada cable se tesa independientemente de los restantes.

Si se han previsto piezas de extremidad prefabricadas para las cabezas de las vigas, puede realizarse un pretensado parcial muy rápidamente (por ejemplo, a los 3 días del hormigonado), consiguiéndose así una protección eficaz contra la aparición de fisuras de retracción.

El cono Freyssinet se fija, de forma muy sencilla, en la cara interior del encofrado, sin ningún estorbo de placas de apoyo, accesorios de anclajes u otros dispositivos.

Aparte del resorte central (que puede omitirse siempre en caso de cables rectos y cortos), no se requieren espaciadores en sitio alguno, con lo que resulta muy simple la fabricación de cables y se reducen las pérdidas debidas al rozamiento.

Los cables Freyssinet también pueden colocarse, después del hormigonado, a través de conductos pasantes dejados en la pieza, en aquellos casos en que este procedimiento pueda interesar como cuando se trata de estructuras constituidas por dovelas prefabricadas. Este método de construcción por dovelas prefabricadas es interesante para las grandes obras o en caso de carencia de espacio. Se ha utilizado, por ejemplo, en los puentes de acceso a la Isla de Olerón y de Choissy-le-Roi, en París. En este último, las grandes dovelas, de sección en cajón, se hormigonaban en la margen izquierda

del Sena, aguas arriba de la obra, se trasl: daban por flotación y se montaban con una grúa flotante y un dispositivo especial.

Hay que cuidar mucho las juntas, puntos extremadamente delicados. La tendencia actual consiste en rellenar estas juntas con una capa de resinas epoxi de muy poco espesor.

El desencuñado automático del cono Freyssinet, supone también un ahorro de tiempo al final del tesado del cable. El gato Freyssinet es perfectamente manejable, con un peso menor de 80 kg (fig. 4). Los mayores gatos empleados para cables de potencia útil de 110 y 150 t sólo pesan 188 y 250 kg, respectivamente (fig. 5).

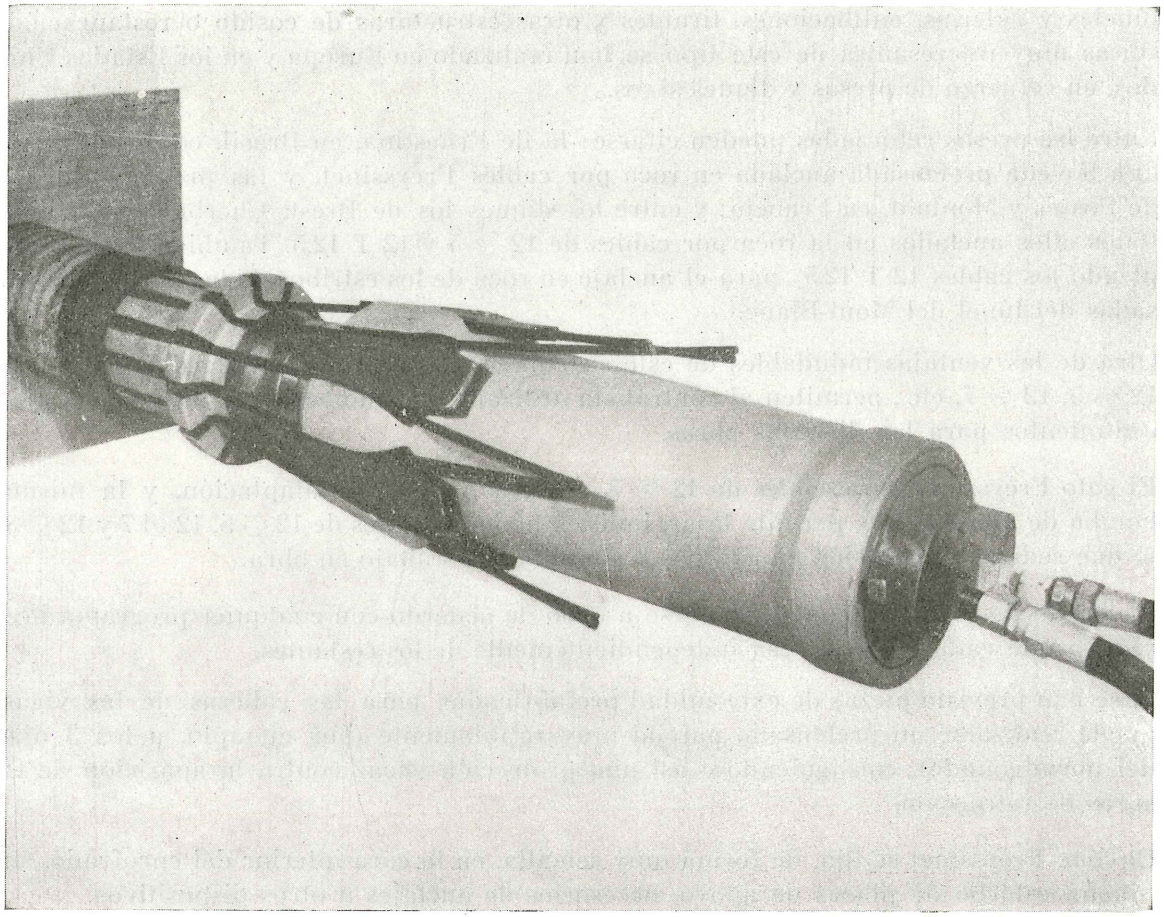


Fig. 4

Según el volumen de la obra pueden emplearse sencillas bombas accionadas a mano o bien eléctricamente, como las que se indican en las figuras 6 y 7.

El anclaje de los cables puede hacerse en cualquier lugar a lo largo de ellos utilizando, si conviene, anclajes muertos.

El equipo de inyección es muy sencillo, pudiéndose también utilizar, según las necesidades, bombas accionadas a mano o eléctricamente (fig. 8).

El orificio central del cono macho sirve de entrada para la inyección, la cual se facili-

ta mucho con el resorte central de los cables. Esta inyección asegura una protección eficaz de las armaduras contra la corrosión.

Finalmente —y para terminar con las que, a mi juicio, son las principales ventajas de los Procedimientos Freyssinet—, les diré que son tan numerosas las obras realizadas en el mundo entero por la organización STUP que es raro el problema práctico que no se haya planteado y resuelto ya en algún caso particular. La estrecha colaboración en-

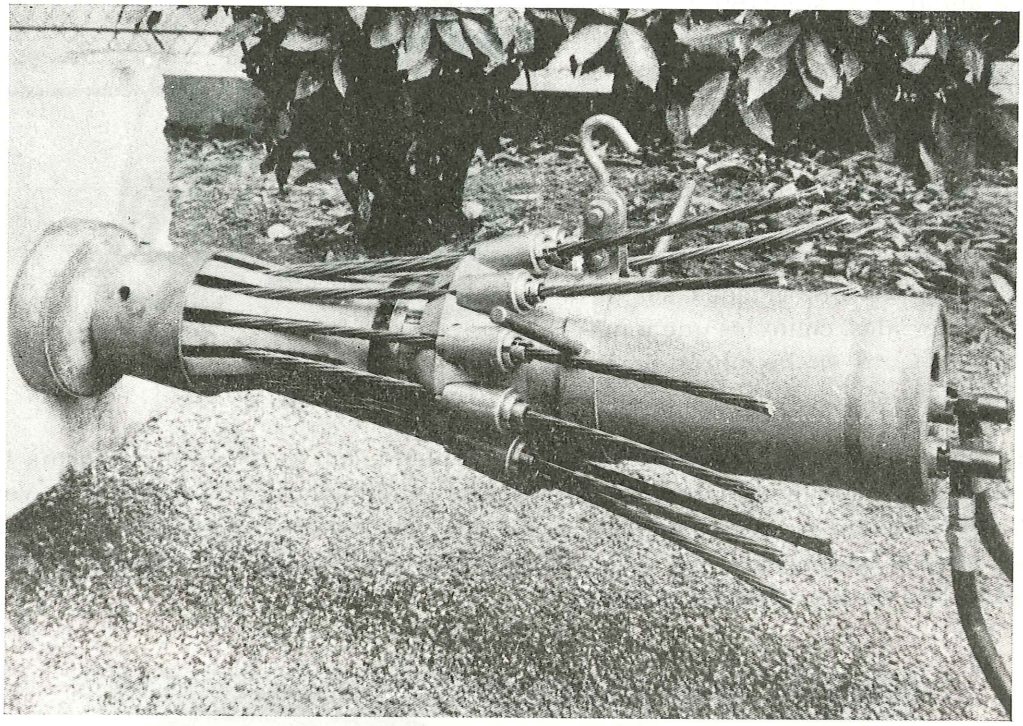


Fig. 5.

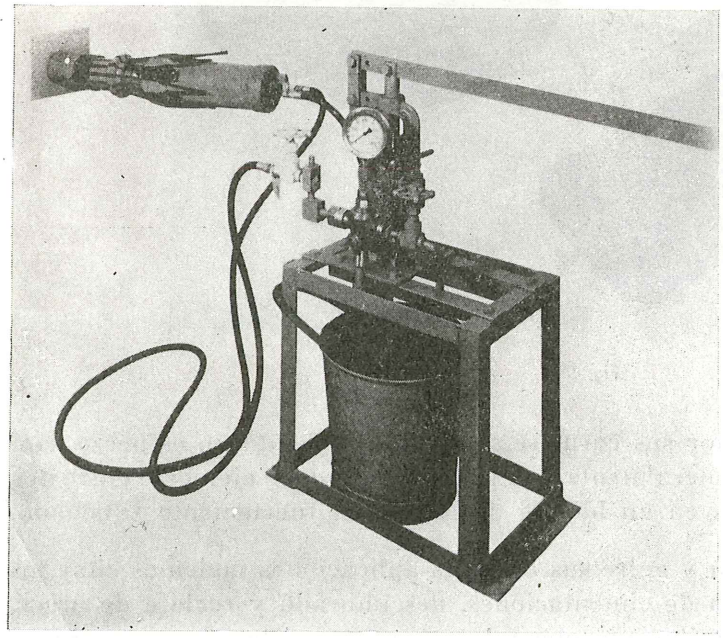


Fig. 6

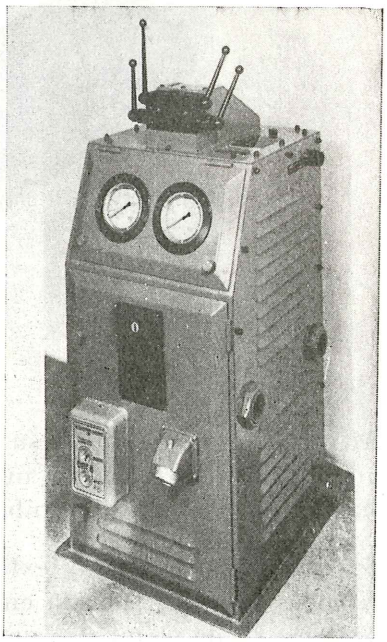


Fig. 7

tre todos los miembros de esta organización permite contar, en cualquier punto del mundo, con una gran experiencia en todo el campo del pretensado. Por este mismo motivo se han podido estudiar con detalle todos los problemas, y llegar a expresar, en forma de normas, coeficientes, fórmulas empíricas, etc..., el resultado de esta experiencia.

Para terminar con esta exposición voy a dedicar muy breves minutos a otro de los más interesantes dispositivos de los procedimientos Freyssinet: los gatos planos.

Estos dispositivos son económicos, de concepción simple, ocupan poco espacio y constituyen un medio sencillo de ejercer esfuerzos que pueden ser sumamente elevados, como los que a menudo necesitamos en las obras de ingeniería o de edificación.

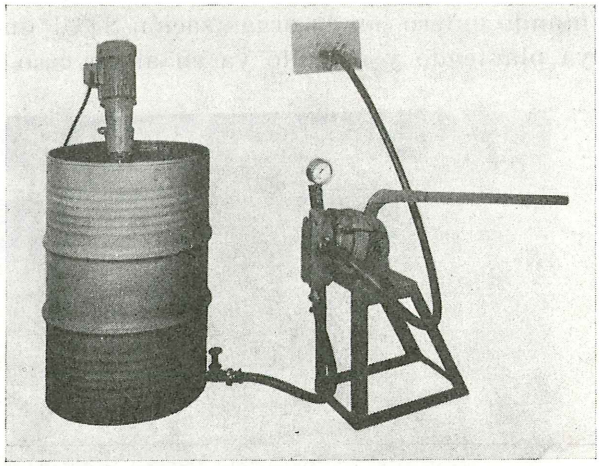


Fig. 8

Están constituidos por un recinto de acero, aplanado, con un reborde de forma tórica, y su planta es usualmente circular, rectangular u oblonga. En la figura 9 se ven dos gatos: uno circular y otro rectangular. Unos racores permiten ajustarles a los flexibles que les unen a las bombas que les accionan, que pueden ser las mismas empleadas para el tesado de los cables Freyssinet.

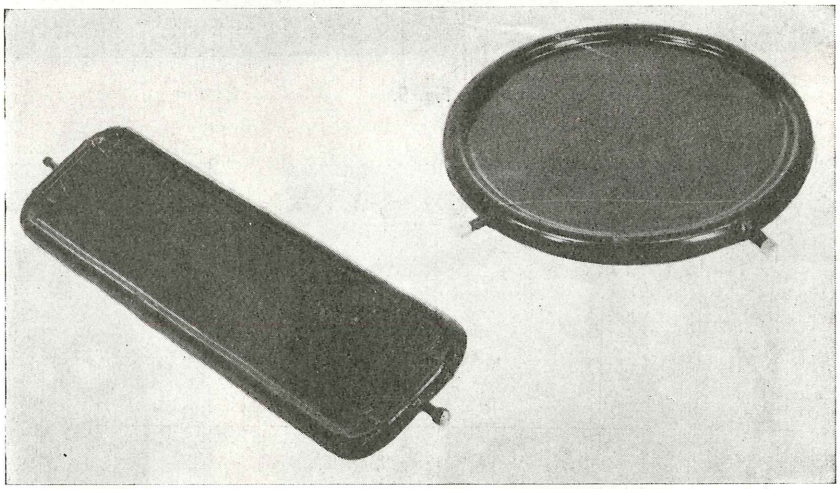


Fig. 9

Al inyectar un flúido en su interior sus caras se separan, ejerciendo un esfuerzo, con un recorrido de hasta 25 mm. Generalmente, como el esfuerzo debe ejercerse entre dos superficies planas, van embebidos en un bloque de hormigón fuertemente zunchado.

Su utilización está muy extendida y entre sus diversas aplicaciones podemos citar los recalces de obras, puesta en carga de cimentaciones, descimbrado y reglaje de arcos, pretensado de elementos que necesitan un tope tales como las pistas de carreteras y

aeropuertos, conducciones de agua, creación de empujes activos en presas, ensayo de terrenos y pilotajes, etc...

A veces pueden ser reutilizados, volviéndolos a su forma primitiva por medio de una prensa; sin embargo, la fatiga del material limita el número de veces que pueden reutilizarse.

Pueden fabricarse de cualquier dimensión, pero los gatos standard, con diámetros de 70 a 920 mm, son capaces de ejercer esfuerzos desde 3 a 900 toneladas.

Para recorridos de más de 25 mm se superponen varios gatos en un mismo bloque. El espesor de las chapas es de 2 mm y la presión de servicio llega hasta 150 kg/cm^2. Cuando los gatos deben quedar incorporados a la obra se hinchan primeramente con agua y al llegar al recorrido previsto, se asegura éste mediante calas y se reemplaza el agua por mortero de cemento. Antes debe sacarse el agua para no diluir el mortero.

En España se han empleado en varias obras, entre otras, en la pista experimental de la carretera de Barcelona y para ensayos de cizallamiento en roca en la presa de Mequinenza.

Como interesante ejemplo de aplicación práctica de los gatos planos puede citarse su utilización en el descimbrado del puente de Gladesville, en Sidney (Australia) (figura 10).

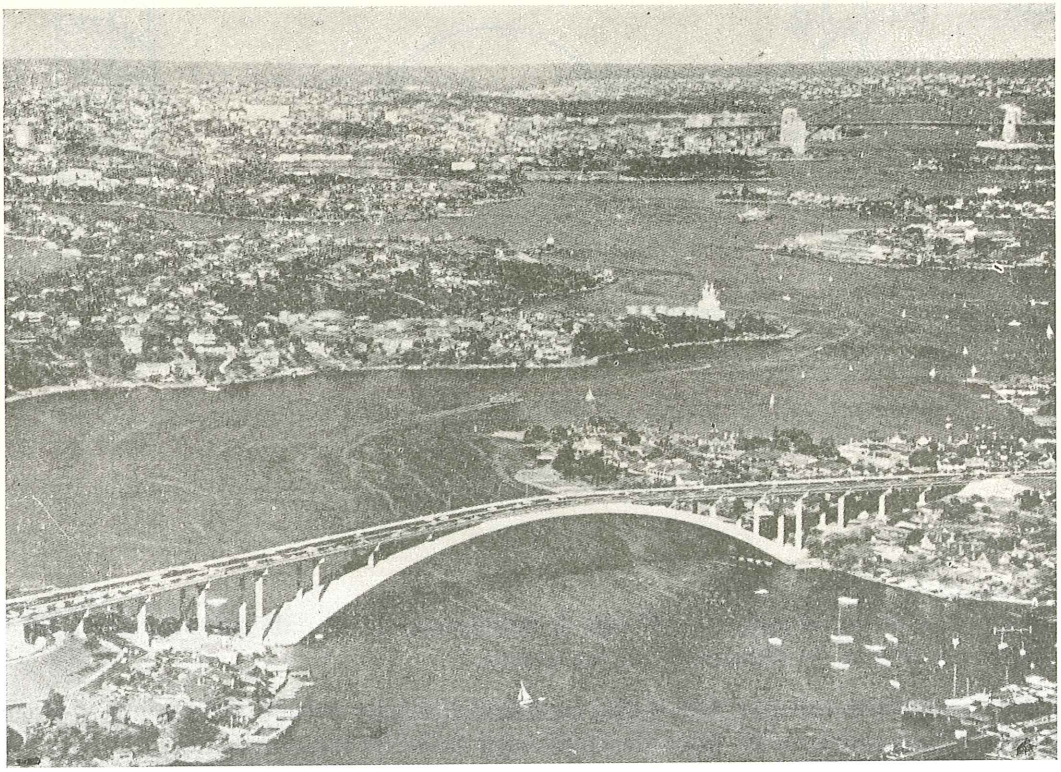


Fig. 10

El proyecto de ejecución de este puente que, como ustedes saben, es el mayor en arco del mundo, con 305 m de luz, preveía el descimbrado, empleando un conjunto de gatos planos situados en los riñones de los arcos.

Los 4 arcos gemelos que forman el puente se construyeron por dovelas, utilizándose 108 en cada uno de ellos. Cada dovela, de sección en cajón, pesa unas 50 t, teniendo diafragmas, cada 5 dovelas, que sirven para solidarizar los 4 arcos y que van postensadas con cables Freyssinet.

En la figura 11 se ve la distribución de los gatos planos que van colocados, en 4 capas, en bloques como los que antes hemos citado. Cada junta está formada por dos diafragmas prefabricados, en cuyo contorno van colocadas las 4 capas de gatos planos.

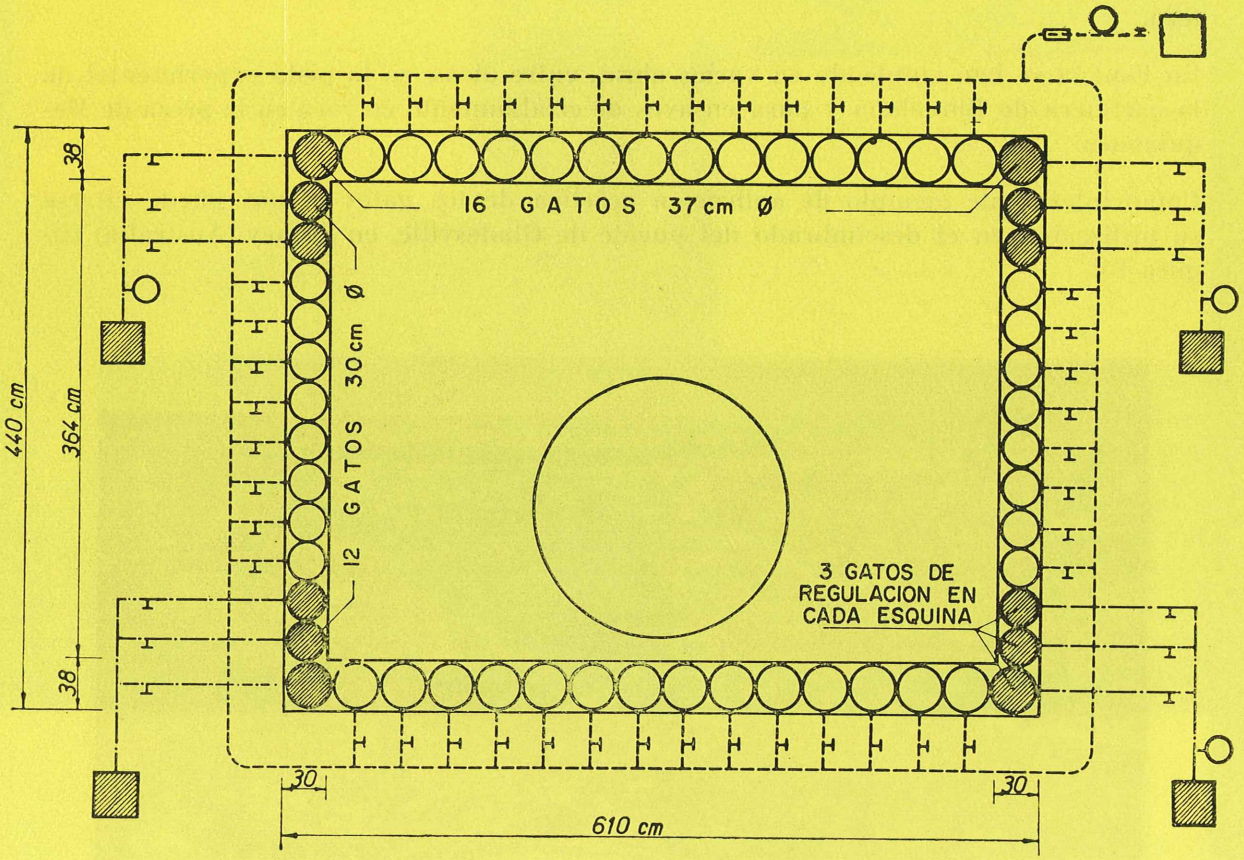


Fig. 11

Cada capa consta de 32 gatos, de 37 cm de diámetro, en las cabezas superior e inferior y 24 gatos, de 30 cm de diámetro, en las almas.

El tablero está formado por 143 vigas, postensadas por cables Freyssinet, colocadas con viga de lanzamiento. El peso de cada viga es de 65 toneladas.

Creo firmemente que es inmenso el campo de aplicación que abre a la Ingeniería y a la Arquitectura, la utilización de estos sencillos dispositivos.

837-7-1

informe general sobre el tema II:

maquinaria utilizada en la técnica del pretensado, excepto la incluída en el tema I

ARTURO GALÁN e HIDALGO, Dr. Ingeniero Industrial

Introducción

La Asociación Española del Hormigón Pretensado nos ha hecho el inmerecido honor de encargarnos el papel de Ponente-Moderador de la Sección dedicada al tema II en la Asamblea Nacional de dicha Asociación. Este tema abarca los dispositivos, elementos y máquinas empleados en la fabricación de elementos pretensados, ya sea en taller ya sea en obra, excluyendo, por ser objeto de otra Sesión, los dispositivos de tesado. Excluidos, pues, estos elementos hemos de tratar de un tipo de maquinaria que podemos decir es de general uso en todas las industrias de prefabricados, pretensados o no, e incluso de normal aplicación en las obras de construcción en general.

No es nuestra intención efectuar un estudio exhaustivo de todas y cada una de las máquinas o dispositivos de que actualmente se dispone en nuestro país para esta rama de la industria de la construcción. Se transformaría esta charla en un interminable comentario de catálogos, en definitiva poco útil y, por descontado, realmente fatigoso. Nos limitaremos, por tanto, a dar unas ideas generales sobre los diferentes Sistemas adoptados por los constructores de cada grupo de máquinas. No vamos a decir nada nuevo; todo lo que a continuación se expone es sobradamente conocido por los técnicos de la especialidad. Sirva únicamente a modo de recordatorio sistemático. No pretendemos atribuirnos la paternidad de lo aquí expuesto. Hemos recogido de una serie de publicaciones, libros, revistas y hasta de catálogos, una serie de ideas, conceptos e, incluso, párrafos enteros, añadiendo en cada caso lo que nuestra pequeña experiencia personal nos ha enseñado.

Si la lectura de este texto permite "refrescar" o fijar conceptos y dar unas ideas sobre Sistemas, que constituyen una ayuda para el técnico, sobre todo con vistas a la elección de una máquina, nos daremos por satisfechos.

Adjuntamente, por creerlo útil para los asambleístas, hemos incluido unas relaciones de fabricantes o representantes de una serie de tipos de maquinaria, extraídas de los Archivos Técnicos de nuestra Revista "Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción".

Por posibles errores y omisiones pedimos por anticipado disculpas. La premura de tiempo ha impedido efectuar una comprobación y actualización de dichas relaciones.

Se incluyen, además, las fuentes Bibliográficas utilizadas, que permitirán ampliar cuanto aquí se expone.

sistema de amasado
hormigoneras y amasadoras

Las hormigoneras de tipo mecánico, ya sean intermitentes, como las generalmente utilizadas en las obras o en las industrias de prefabricados, o continuas, se subdividen en dos grupos según sean de amasado por caída libre o de amasado forzado.

La diferencia entre ambos sistemas consiste en que el material que se amasa en la hormigonera forzada es mantenido en estado constante de fluidez por un mecanismo agitador rotativo; en cambio en las hormigoneras de caída libre hay una sucesión alternada de reposo y de movimiento para el material. En un tambor de una hormigonera de caída libre hay unas paletas mezcladoras de forma especial y que al girar el tambor elevan el material hasta el punto más alto y allí lo dejan caer de manera que en su caída libre se entrecruza y mezcla íntimamente. El tambor, por uno o ambos extremos tiene forma cónica más o menos pronunciada, estando también abierto por una o las dos partes. Según el proceso de vaciado en las hormigoneras de libre caída hay que distinguir: a) hormigonera de circuito abierto; b) hormigonera de tambor basculante; c) hormigonera de inversión.

a) un tambor amasador cilíndrico eventualmente estrechado en forma troncocónica por ambos extremos, es alimentado por la cara de admisión mediante un embudo o tolva. Un juego de paletas levanta el material y lo amontona volcándolo sobre sí mismo o en la parte central del tambor. Para el vaciado hay en la cara de descarga una canaleta que, mecánica o hidráulicamente, se introduce en el tambor y recoge la masa de hormigón que va cayendo y la conduce al recipiente de transporte que se lo ha de llevar (fig. 1);

b) la hormigonera de *tambor basculante* es de muy frecuente empleo en obras y en fábricas de derivados de cemento. Se construye en capacidades de hasta unos 3.000 l, con un tambor en forma de pera y que gira sobre un eje que puede adoptar las tres posiciones: "alimentación", "amasado" y "vaciado". Estos cambios de posición se hacen a mano en las de pequeño tamaño o hidráulicamente en las grandes (fig. 2).

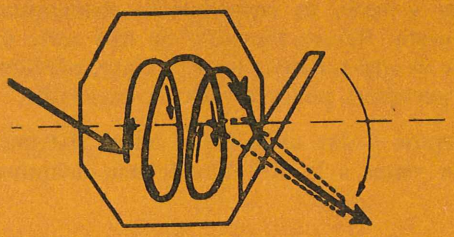


Fig. 1

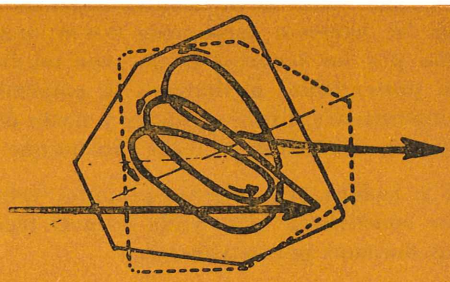


Fig. 2

Alimentación y vaciado se efectúan en este tipo de hormigoneras por la misma abertura. Las ventajas de este tipo son: buena visibilidad del proceso de amasado, rápido y bien graduable vaciado, sencillez de construcción (y de sus paletas batidoras) y gran facilidad de limpieza.

Las hormigoneras de los tipos a) y b) trabajan en el mismo sentido de rotación;

c) las de este tipo por el contrario, como su nombre indica, invierten el sentido de giro en el vaciado (figs. 3 y 3 bis). El sistema de paletas en este tipo de hormigoneras está dispuesto de manera que, al girar en el sentido requerido para el amasado, acumulan el hormigón en la parte central; girando en sentido contrario conducen al hormigón hacia la abertura de salida y lo expulsan al exterior.

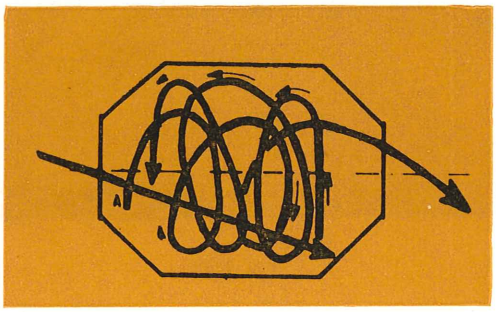


Fig. 3

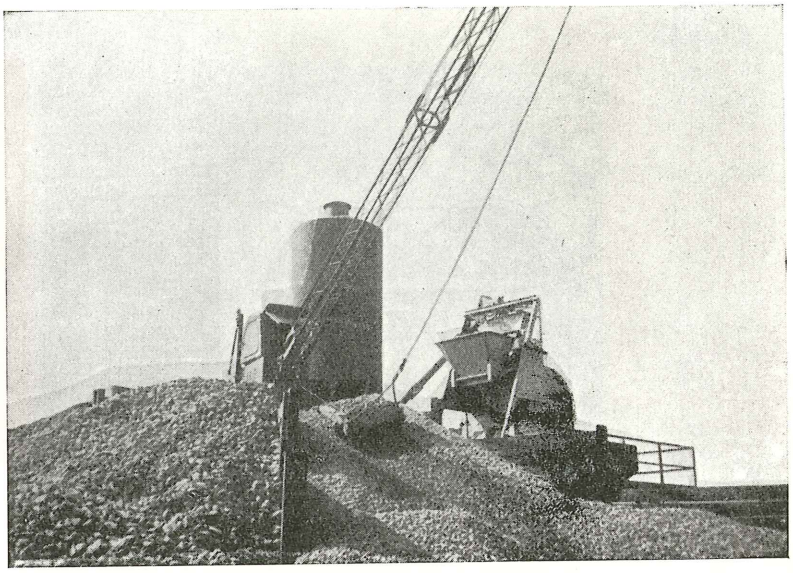


Fig. 3 bis

Veamos ahora con qué frecuencia se emplean estos tipos de hormigoneras:

En obras pequeñas y medianas se utilizan sobre todo las de tambor basculante de 75, 100, 175 l por su gran facilidad de transporte. Se utilizan también como hormigoneras secundarias en obra para la preparación de mortero.

Para capacidades de 250 a 1.000 l nominales se suelen utilizar principalmente las hormigoneras de inversión, aunque en esta escala de capacidad también son frecuentes las basculantes y las de circuito abierto, que no quedan muy atrás en lo que se refiere a rendimiento.

Cuando se precisan hormigoneras de más de 1.000 l de capacidad se usan preferentemente las de tambor basculante y las de circuito abierto. En esta categoría de tamaño la hormigonera de inversión no ha tenido entrada, ya que, para la inversión del movimiento de rotación del tambor cargado, se necesitarían esfuerzos desproporcionadamente grandes y para el arranque exigiría un motor de dimensiones antieconómicas.

De un modo general podemos resumir, como sigue, las ventajas de las hormigoneras de caída libre:

1.º No tienen limitación en cuanto a los tamaños granulométricos con que trabajan.

2.º Cinemática poco complicada.

3.º Escaso desgaste.

4.º Reducido consumo de energía.

5.º Servicio y mantenimiento sencillos.

6.º Adquisición relativamente económica.

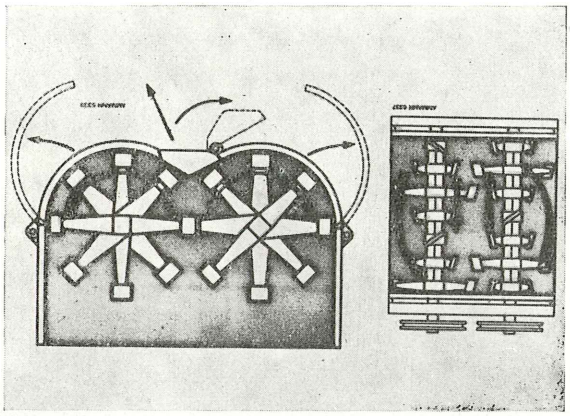


Fig. 4

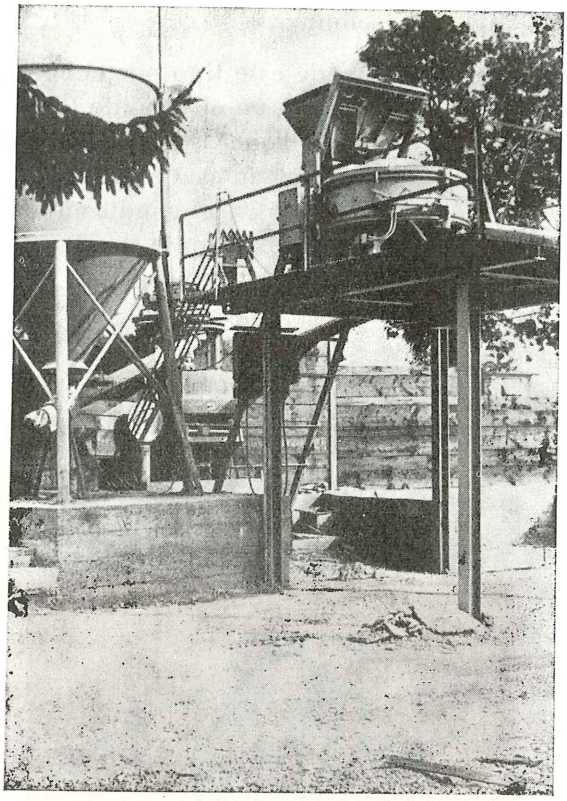


Fig. 4 bis

Los tiempos óptimos de amasado en las modernas hormigoneras de caída libre vienen a ser de 60 a 90 segundos. Teniendo en cuenta la alimentación y el vaciado es posible, con personal entrenado, conseguir ciclos de amasado de 2 minutos y a veces inferiores.

En las hormigoneras de *mezcla forzada,* el hormigón que se amasa viene obligado por medio de batidores mecánicos giratorios a recorrer trayectorias que se entrecruzan y se le mantiene constantemente en movimiento.

Hasta ahora aún no se ha podido evaluar con exactitud hasta qué punto influyen en la calidad de la mezcla la velocidad relativa de la masa respecto de las paletas batidoras. Investigaciones del Instituto de Maquinaria y Métodos de la E. T. S. de Aquisgrán permiten deducir la siguiente relación:

$$\xi \propto \frac{F_{wi} \cdot V_i \cdot t_i}{V}$$

En donde:

ξ es un coeficiente de mezcla, que cuanto mayor es, más uniforme resulta la mezcla del hormigón.

F_{wi} = Superficie eficaz de las paletas batidoras.

V_i = Velocidad relativa entre material que se mezcla y las paletas batidoras.

t_i = Tiempo de mezclado.

V = Volumen del material mezclado.

En esta fórmula se observa que el coeficiente de mezcla depende de la velocidad relativa, pero también de la superficie eficaz de las paletas y del tiempo de mezclado, naturalmente.

Según la disposición y situación del rotor mezclador existen dos sistemas de hormigoneras de amasado forzado. Por una parte está el grupo de las hormigoneras de artesa con uno o dos ejes amasadores dispuestos horizontalmente y, por otra, el grupo de amasadoras de plato que levan uno o varios ejes verticales. En la actualidad se fabrican en España hormigoneras forzadas, de ambos sistemas, para la construcción y las industrias de derivadas del cemento, en general bajo patente o licencia extranjera.

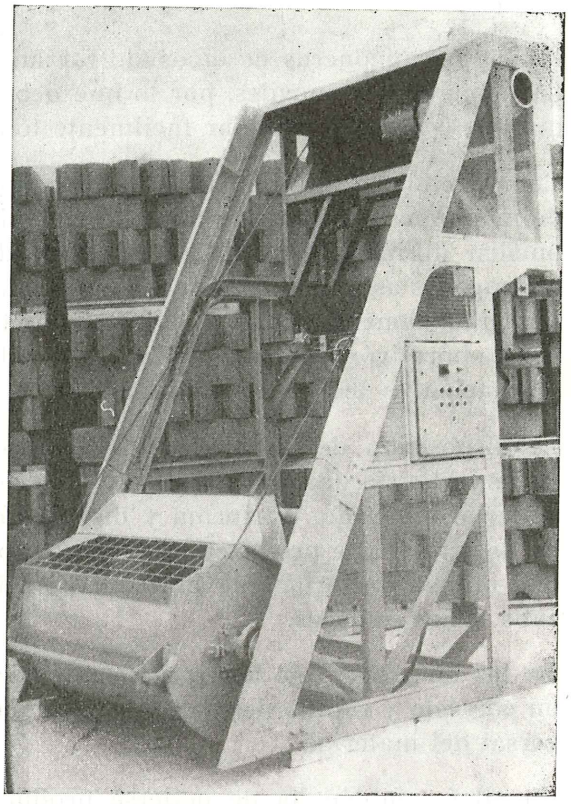


Fig. 5

Las hormigoneras de ejes amasadores horizontales tienen su recipiente de amasado en forma cilíndrica, más o menos circular, de un cuerpo si tienen un solo eje o doble si tienen dos (figs. 4 y 4 bis). La primera es la forma más sencilla de amasado forzado y su capacidad llega, en general, hasta unos 250 litros.

En cuanto a la de doble eje los tamaños preferidos son los de más de 1.000 l de capacidad. Puede llegarse hasta 4,5 m^3 según vimos en una fábrica alemana.

Además de estos dos tipos de hormigoneras de amasado forzado existen las de plato. Consisten en un recipiente cilíndrico vertical, circular, con un eje amasador vertical.

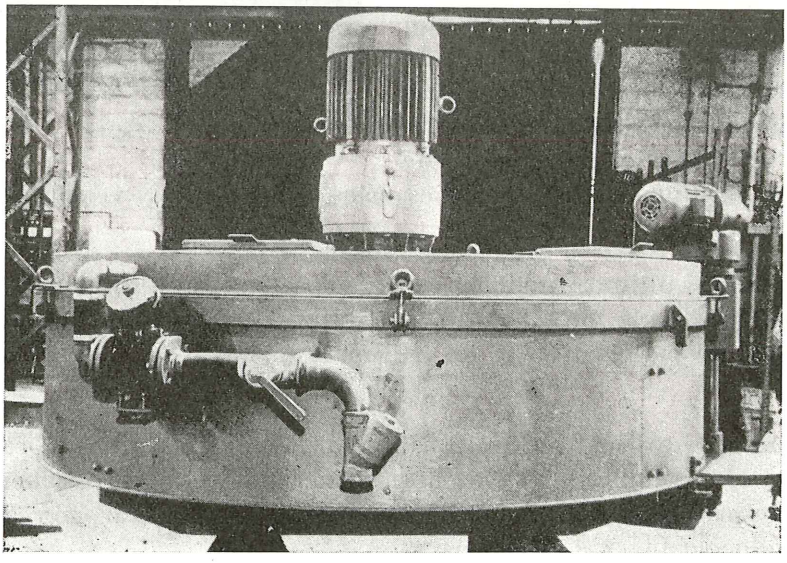


Fig. 5 bis

Su altura es pequeña respecto al diámetro de la cuba, altura que viene limitada por razones de tipo mecánico y de eficiencia del amasado. Tiene aproximadamente de 20 a 30 centímetros.

En este tipo de hormigoneras, en su parte central no se produce, debido a la disposición y accionamiento de las palas batidoras, un amasado eficiente. Por ello dicho espacio se puede reservar para colocar o el motor o los mecanismos reductores (figs. 5 y 5 bis).

En las hormigoneras de amasado forzado se produce un fuerte desgaste mecánico de las zonas fijas o móviles, por lo que deben ir revestidas por planchas de desgaste, cambiables, o poderse cambiar fácilmente toda la cuba (fig. 6).

Como detalle de la eficiencia de este tipo de máquinas, indicaremos que en principio pueden utilizarse para la preparación de hormigones asfálticos. Las de eje horizontal son prácticamente idénticas para ambos tipos de hormigón. En las de eje vertical, esta afirmación es teórica (enfriamiento).

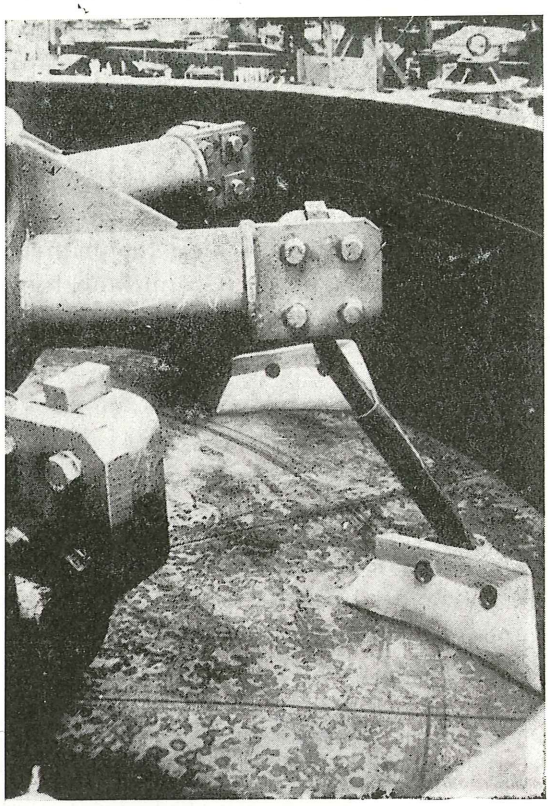


Fig. 6

La disposición de los brazos batidores es de importancia decisiva para la calidad del material amasado. Su forma y disposición ha de ser tal que produzca en poco tiempo una mezcla uniforme, sin producirse en la cuba zonas muertas.

En las de artesa (eje horizontal) es básico un correcto y rápido desplazamiento transversal del material.

En ellas también ha de poderse producir un buen hormigón cuando los finos y el cemento se vierten en un extremo y los áridos de mayor tamaño en el opuesto. Para ello se han equipado los ejes de amasado, de paletas de diferentes perfiles. Mientras más corta es la artesa, mejor y más rápidamente se consigue un perfecto intercambio de material. En las hormigoneras de dos ejes, estas dificultades se vencen más fácilmente que en las de eje único.

Por esta razón, en los últimos modelos de un solo eje se ha reforzado la acción de las paletas batidoras mediante unos flejes helicoidales. La dirección de ambas es contraria: la hélice lleva el material hacia los extremos del eje, y las paletas tienden a llevarlo al centro.

En la hormigonera de artesa, como hemos dicho, las paletas amasadoras van rígidamente unidas al eje; en cambio, en las hormigoneras de plato es frecuente que vayan montadas con resortes con el fin de evitar su rotura al tropezar con áridos gruesos cuyo atasco produce esfuerzos excesivos.

Como elementos elásticos se emplean varillas sometidas a torsión, resortes de láminas, muelles espirales, o piezas de goma elástica. Las paletas, en general, tienen forma de hoja y pueden ser fácilmente renovadas cuando se inutilizan por rotura o desgaste.

Para lograr un amasado aún más intenso, algunos constructores emplean un dispositivo de estrellas amasadoras con uno o varios brazos que, por medio de engranajes planetarios, ruedan siguiendo una trayectoria circular (fig. 7).

Con ello se pretende que las trayectorias se vayan renovando, evitando la rodadura uniforme. Esta misma idea es la que ha llevado a la introducción de dispositivos de marcha a favor de la corriente y en contracorriente y de los platos amasadores frenadores, y los modelos de hormigoneras en las que lo que gira es el plato amasador manteniendo fijo el aparato de agitación.

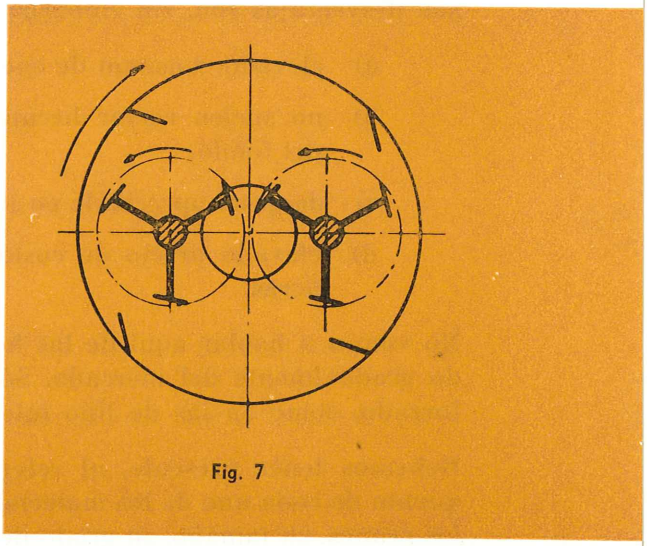


Fig. 7

En la llamada hormigonera de plato a contracorriente el plato amasador gira con el material que descansa en él en dirección contraria a las trayectorias en forma de lazos o bucles que describe rodando el aparato mezclador.

En este caso, unos rascadores fijos en el borde devuelven a la zona de las estrellas el material proyectado hacia la periferia por la acción de la fuerza centrífuga.

Las hormigoneras de amasado forzado que trabajan según el sistema planetario o el de contracorriente son especialmente útiles en casos como el de las fábricas de derivados del cemento en que el hormigón tiene una proporción elevada de fracciones muy finas.

En algunos casos estas hormigoneras van provistas, para completar el trabajo de aradura y excavación, de una muela que produce un "estrujado" y un "frotamiento".

Existen numerosas disposiciones de paletas y estrellas. Casi se puede afirmar que cada fabricante tiene la suya propia.

Podemos decir que parece ser que la combinación de paletas individuales con una estrella amasadora que gira conjuntamente con ellas y al mismo tiempo da vueltas sobre su propio eje, resulta ser el tipo que mejores resultados ha dado en fábricas de derivados del cemento.

Podemos resumir las ventajas de las hormigoneras de amasado forzado:

1.ª Amasado intensivo sobre trayectorias prefijadas.

2.ª Es apropiado en mezclas plásticas y también en las de consistencia de tierra húmeda e incluso, en mezclas secas y mezclas ricas.

3.ª Tiempo de amasado breve — Elevada producción en m^3.

4.ª Optimo aprovechamiento del conglomerante.

5.ª Ninguna formación de grumos o terrones.

6.ª Buena visibilidad del proceso de amasado y de la penetración del agua.

7.ª Acceso de los constituyentes por cualquier punto.

8.ª Construcción compacta y sobre todo de poca altura.

9.ª Pueden ser cubiertas para que no escape el polvo de cemento.

Sus desventajas son, sin embargo:

a) elevado consumo de energía;

b) no suelen cerrar herméticamente, ni las eventuales tapas ni las compuertas del fondo;

c) desgaste apreciable en la cuba y paredes;

d) elevado precio de costo en comparación con otros sistemas de hormigoneras.

No vamos a hablar aquí de las hormigoneras de tipo continuo que van desapareciendo gradualmente del mercado. Sólo diremos que las hay de libre caída y de amasado forzado, como en las de tipo intermitente.

Debemos tener presente, al referirnos a la eficacia del amasado, que el comportamiento de cada uno de los materiales a mezclar es sumamente diferente. La forma de los granos, su tamaño, su grado de humedad, su consistencia, su peso, su densidad, su poder adherente, su higroscopicidad, etc., desempeñan su papel en el momento del amasado. Una forma redondeada del árido les confiere una tendencia a rodar, una forma angulosa, en cambio, hace que fácilmente se desprendan por rozamiento. Las granulometrías gruesas se disocian rápidamente por su peso y por el movimiento de rodadura; las partículas pequeñas, en cambio, tienden a apelotonarse por adherencia. Las masas húmedas y los materiales que absorben humedad tienden a formar grumos. Los materiales densos y pesados requieren más energía que los ligeros o porosos. También el desprendimiento de calor durante el amasado puede originar modificaciones en los materiales, y las reacciones químicas entre ellos pueden influir en la naturaleza del hormigón.

Como ideas generales podemos decir que los elementos componentes del hormigón se mezclan tanto mejor cuanto más agua se les agrega, cuanto más favorable sea la composición granulométrica, y la forma de los granos; y se mezclan de forma más difícil cuanto más seco es el hormigón y mayores cantidades de finos contiene.

No existen criterios fijos para la duración del amasado. En Alemania, la norma DIN 1 045 exige que la duración no sea inferior a 1 minuto. El tiempo de amasado, sin embargo, depende enormemente de las características no sólo de la maquinaria, sino de los elementos a mezclar, y es muy difícil, por no decir imposible, establecer cifras generales.

Los objetivos de un buen amasado son claros:

1.º Perfecto mezclado de todos los componentes del hormigón.

2.ª Distribución uniforme del cemento y el agua.

3.º En el caso de empleo de aditivos, perfecta distribución a toda la masa, por pequeña que sea la dosificación de aquéllos.

4.° Distribución de los terrones de conglomerantes.

5.° Impedir la formación de grumos.

No resulta, sin embargo, fácil decidir la elección de un tipo de hormigonera, dada la enorme variedad de tipos de hormigoneras que existen en el mercado.

En general los datos de los catálogos ofrecen poca ayuda, pues pocas veces hablan del amasado propiamente dicho.

Hemos de decir, además, que proyectar una hormigonera no es una labor de tablero de dibujo y regla de cálculo, sino más bien de ensayos prácticos sistemáticos.

La experiencia de las investigaciones, especialmente extranjeras, indica que:

1.° El mezclado previo en seco produce resistencias más bajas; da mejor resultado la adición de agua al principio.

2.° Cada tipo de hormigonera produce diferentes resultados con distintos tipos de hormigones. Por ejemplo, podemos decir que para hormigón normal no existe diferencia fundamental en el empleo de una hormigonera de caída libre o en una de tipo forzado en lo que a su resistencia se refiere.

3.° El tiempo mínimo de amasado, contando desde el momento en que ha terminado la carga de la hormigonera, oscila entre 48 y 55 segundos.

4.° No se han constatado diferencias esenciales en los resultados obtenidos con un mismo hormigón en hormigoneras grandes, medianas o pequeñas.

5.° Prolongar el tiempo de amasado más allá del óptimo no produce aumento de resistencia. En algunos casos puede incluso disminuir la resistencia.

6.° Una vez amasado el hormigón debe ser moldeado cuanto antes.

7.° En las hormigoneras de caída libre, la proporción óptima capacidad/volumen de hormigón amasado oscila entre 4:1 y 6:1.

8.° Al hablar de producciones horarias de hormigones se debe tener en cuenta que influye de forma notable en las mismas, no sólo el tiempo de llenado, sino el de vaciado, y poco el de amasado.

9.° Modificaciones en la carga óptima de la hormigonera o en su velocidad producen considerables variaciones en la calidad del amasado.

Con objeto de conocer las características de las hormigoneras y forma de calibrarlas, es interesante la lectura de las "Normas y reglas de calidad para hormigoneras" publicadas en 1953 por la Forschungsgesellschaft für das Strassenwesen e.V. de Colonia, y la norma DIN 459.

Por falta de tiempo prescindiremos del comentario de ambos documentos. Como resumen de esta parte de mi charla podemos decir que, en general, el tipo de hormigonera mejor adaptado a las necesidades de la industria de los prefabricados es el de amasado forzado; lo cual no es igualmente cierto para el hormigón de obra.

Dicho tipo de hormigonera está indicado cuando se trata de altas producciones horarias, de conseguir un hormigón con granos de pequeño tamaño, con alto contenido en cemento, y de consistencia más bien seca. En una hormigonera de caída libre con un hormigón de estas cualidades, como lo exige una industria de prefabricados, se corre el riesgo de formación de grumos por adherencia de las partículas finas.

Estos grumos impiden la correcta distribución del cemento y del agua y se producen, por tanto, hormigones de calidad mediocre.

También es interesante para la industria de derivados del cemento que este tipo de hormigoneras tiene un tiempo de amasado menor que las de caída libre, aun cuando su tiempo de vaciado sea mayor. Aconsejamos, pues, las de tipo forzado, siempre para industrias de derivados del cemento.
Como comentario final diremos que en las hormigoneras se produce la mayor confusión de datos de toda la maquinaria para obras. Un ejemplo: Hormigonera de 500 l. Hay que averiguar si se trata de capacidad nominal, o cabida de áridos y cemento, sin agua, u hormigón recién amasado o a un hormigón puesto en obra y compactado. Algo análogo a lo que ocurre con la potencia de un motor, no fiscal, que nadie sabe exactamente lo que quiere decir.

Sería interesante, y esto es una sugerencia a los fabricantes, que indicaran la capacidad de una hormigonera dando las cifras: de su capacidad nominal, y la del volumen de hormigón según sale de la hormigonera, o quizás la del volumen del hormigón compactado...

sistema de vibración: vibradores

CLASIFICACION DE LOS VIBRADORES

A) EXTERNOS	Masas excéntricas giratorias	*Vibradores eléctricos.*
		Mecánico independiente.
		Mecánico accionado por aire comprimido.
		De masas excéntricas y acción dirigida.
	Masas excéntricas rodantes	*De turbina vibratoria.*
		Vibradores eléctricos.
	Electromagnéticos	
B) INTERNOS	Masas excéntricas giratorias	*De aire comprimido.*
		De motor incorporado.
	Masas excéntricas rodantes	*De péndulo esférico y árbol rígido.*
		De péndulo esférico y árbol flexible.
		De turbina vibradora.

A) VIBRADORES EXTERNOS

1. Vibradores externos con masa excéntrica giratoria

1.1. *Vibradores eléctricos de masa excéntrica giratoria*

Consisten básicamente en un motor bipolar de rotor en corto circuito que lleva solidarias al eje las masas excéntricas (fig. 8).

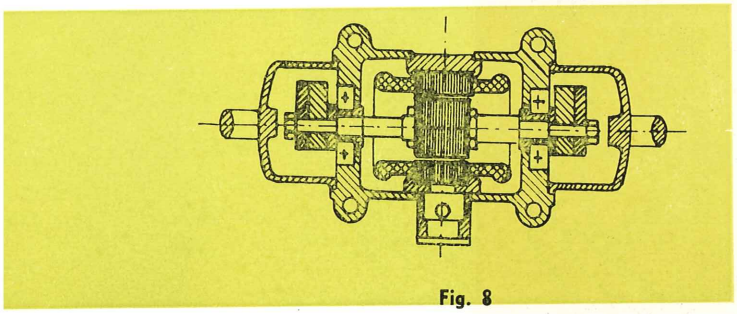


Fig. 8

En general dichas masas excéntricas son dobles en ambos extremos y su posición relativa puede cambiar a voluntad con objeto de variar la fuerza vibratoria (fig. 9).

Se sujetan al encofrado mediante pernos o clavijas cónicas. Este último sistema tiene el inconveniente de que con facilidad se produce juego en el sistema de sujeción, transmitiéndose mal la vibración y estropeándose el vibrador por los choques que se producen. Su velocidad de giro es de 3.000 ciclos por minuto, que los deslizamientos reducen a 2.850.

Puede aumentarse su velocidad mediante convertidores de frecuencia. De esta forma se tienen vibradores capaces de girar a 6.000 ciclos/minuto y a 9.000 ciclos/minuto.

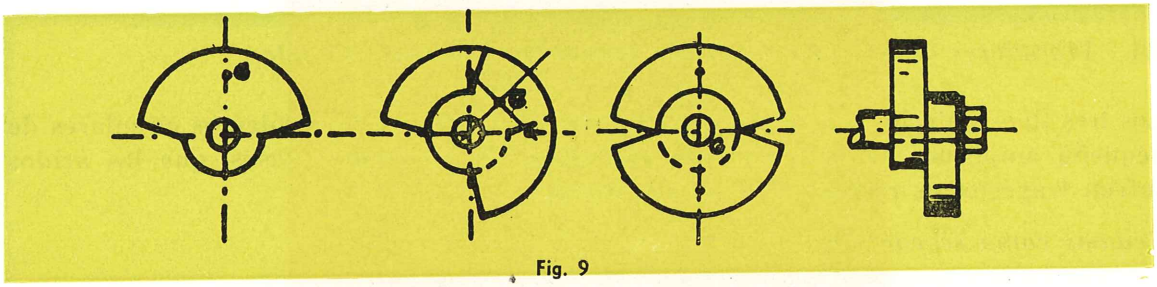


Fig. 9

La fuerza vibratoria obtenida llega a 1 t, aunque también existan de 2 y 4 t (pesan entonces más de 100 kg). Como ejemplo, diremos que un vibrador de 450 kg de fuerza centrífuga tiene una potencia de unos 600 W y pesa unos 25 kilogramos.

Los que son portátiles son alimentados por corriente de 42 V mediante un transformador intercalado entre el motor y la red.

1.2. *Vibradores excéntricos giratorios de tipo mecánico independientes*

No interesan en nuestro tipo de industria. Diremos simplemente que consisten en un aparato rotativo desequilibrado, que va unido al motor correspondiente mediante una transmisión de correa o árbol metálico flexible (fig. 10).

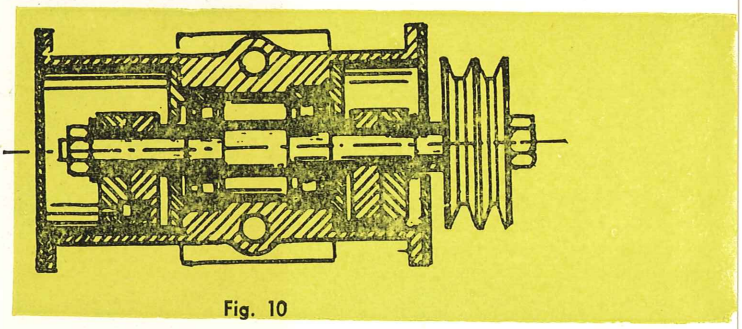


Fig. 10

1.3. *Vibradores excéntricos giratorios de tipo mecánico accionados por aire comprimido*

Están constituidos por el acoplamiento directo de un vibrador mecánico y una turbina de aire comprimido (fig. 11).

Esta, generalmente, es del tipo de rotor excéntrico y paletas deslizantes. Pueden llegar a girar con velocidades del orden de 6.000 a 8.000 ciclos/minuto.

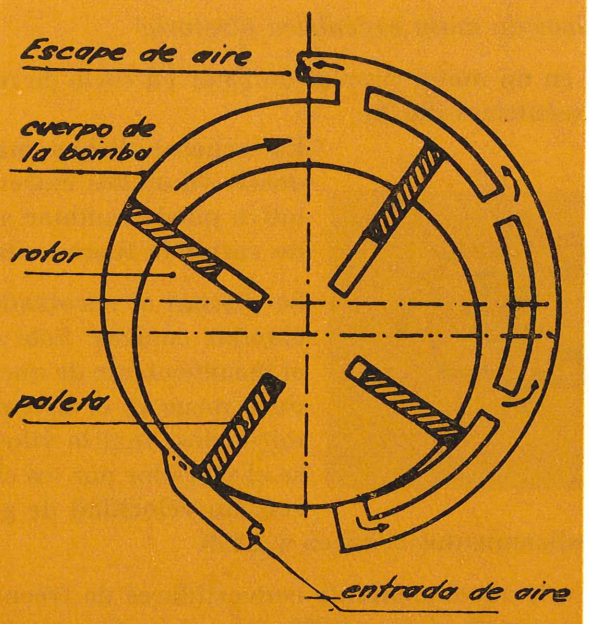


Fig. 11

1.4. *Vibradores de masas excéntricas giratorias, y acción dirigida*

Los tres tipos anteriores producen en la masa del hormigón movimientos circulares de pequeña amplitud. Es naturalmente preferible, en numerosos casos, que los áridos sufran trayectorias rectilíneas y no circulares.

Veamos cómo se consigue:

1.4.1. Vibradores con engranajes

Este método consiste en hacer girar en sentidos inversos dos grupos de masas dispuestas en ejes paralelos y cuya rotación está sincronizada por un grupo de engranajes. Las componentes verticales se suman y las horizontales se anulan (fig. 12).

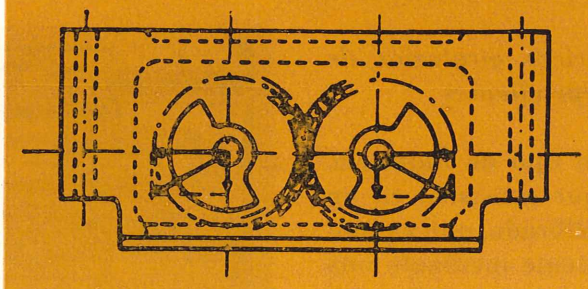


Fig. 12

1.4.2. Vibradores montados sobre articulación

Consiste este método en montar el vibrador mediante una charnela cuyo eje es paralelo al vibrador (fig. 13).

La componente horizontal de la vibración produce únicamente un balanceo del vibrador y la vertical se transmite a las masas que haya que vibrar.

Este sistema, atractivo en principio, tiene ciertas dificultades de ejecución. Algunos constructores solucionan el problema sujetando el vibrador mediante ballestas al objeto que haya que vibrar; ballestas que desempeñan el papel de bielas articuladas.

1.4.3. Vibradores eléctricos sincronizados

Se intentó sincronizar los motores mediante el llamado árbol eléctrico, conectando los rotores entre sí, en paralelo, por un circuito que incluye resistencias de arranque y sincronización. El par de sincronización no es suficiente para mantener la posición relativa de las masas vibrantes.

1.4.4. Vibradores eléctricos autosincronizados

Solución más sencilla: se montan dos vibradores idénticos sobre una misma base rígida común soportada elásticamente y se les hace girar en sentido opuesto. La experiencia demuestra que se sincronizan automáticamente por la tendencia de todo movimiento o deformación natural a seguir la ley del mínimo esfuerzo (fig. 14).

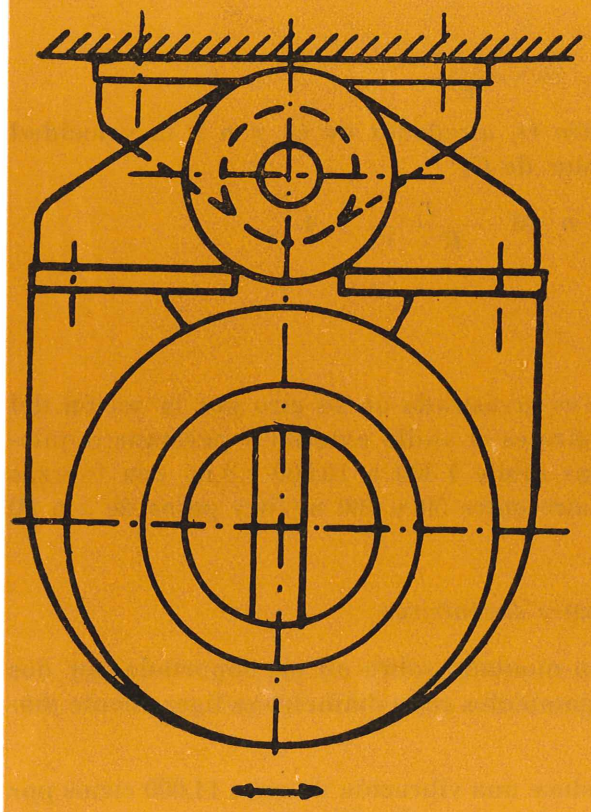


Fig. 13

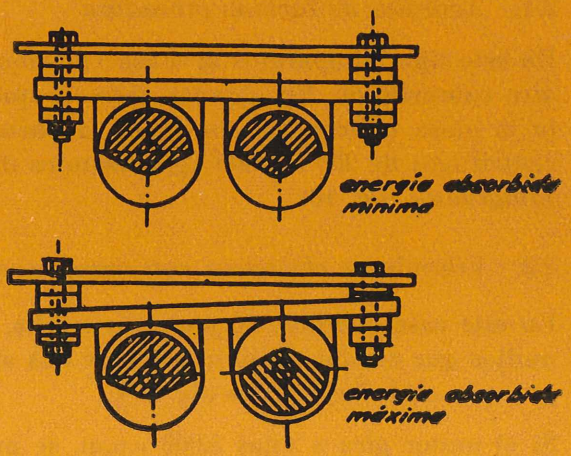


Fig. 14

2. Vibradores externos con masa excéntrica rodante

Antes de discutir este tipo de vibradores conviene recordar el fenómeno de multiplicación de la velocidad por movimiento hipocicloidal (fig. 15).

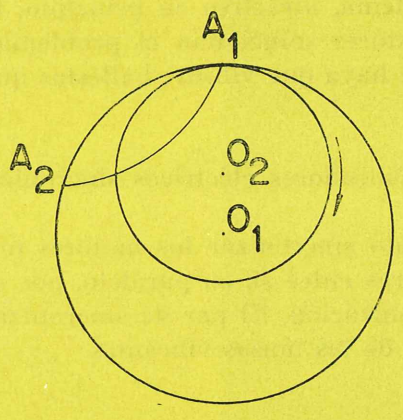


Fig. 15

Supongamos que la circunferencia de centro O_2 y radio r gira permaneciendo tangente a la de centro O_1 y radio R.

Cuando haya dado una vuelta completa sobre O_2, el punto A_1 estará en A_2.

El punto de tangencia de ambas circunferencias habrá recorrido un camino igual a $2\pi r$ y le quedará por recorrer $2\pi\ (R - r)$ que sobre la circunferencia O_2 represente un ángulo de $2\pi \dfrac{R-r}{r}$.

Es decir, cuando $r = O_2$, A_1 recorre en sentido positivo $2\pi \dfrac{R-r}{r}$, O_2 da una vuelta completa alrededor de O_1.

La relación de velocidades angulares de la circunferencia O_2 (radio $O_2\ A_1$) y del centro O_2 alrededor de O_1 será:

$$\frac{2\pi \dfrac{R-r}{r}}{2\pi} = \frac{R-r}{r}$$

Llamando N a la velocidad angular del centro O_2 alrededor de O_1 y n a la velocidad de rotación de la circunferencia O_2 alrededor de O_2:

$$N = n \frac{r}{R-r} \qquad N > n \quad \text{si} \quad \frac{r}{R-r} > 1$$

o sea, si $r > R - r$ ó $R < 2r$.

2.1. *Aparatos de turbina vibradora*

En este tipo de aparatos la masa vibradora es arrastrada en su giro por la acción del aire comprimido. En algunos casos lo que gira es el anillo exterior y permanece quieta la masa interna. Se consiguen frecuencias desde 1.300 a 16.000 r.p.m. con fuerzas centrífugas de 300 a 4.000 kg, consumos de aire entre 50 y 100 m³/h y pesos de 5 a 20 kilogramos (fig. 16).

2.2. *Vibradores eléctricos con masas rodantes excéntricas*

En este caso el rotor, de jaula de ardilla, va montado sobre un eje soportado por dos anillos que ruedan en el interior de dos alojamientos cuyo diámetro es ligeramente mayor que el de los anillos (fig. 17).

Si el motor gira a unas 3.000 r.p.m. se produce una vibración de unos 14.000 ciclos por minuto. Los que existen en el mercado absorben unos 350 W y dan fuerzas centrífugas de algunos centenares de kilogramos.

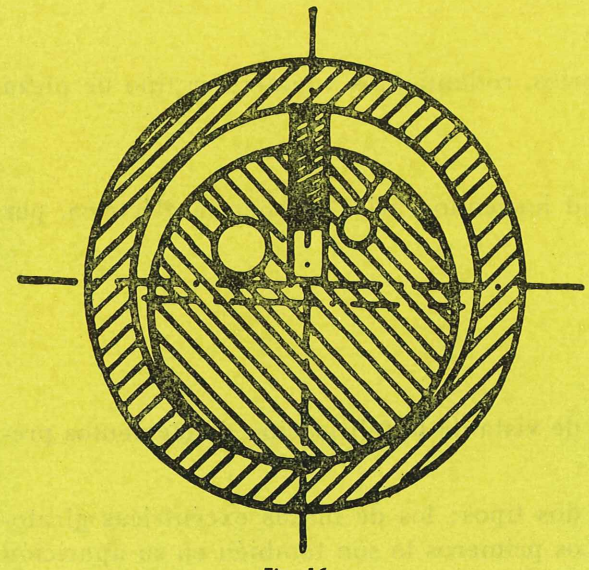


Fig. 16

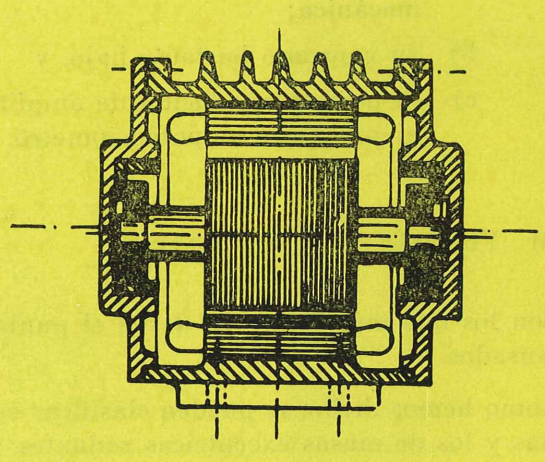


Fig. 17

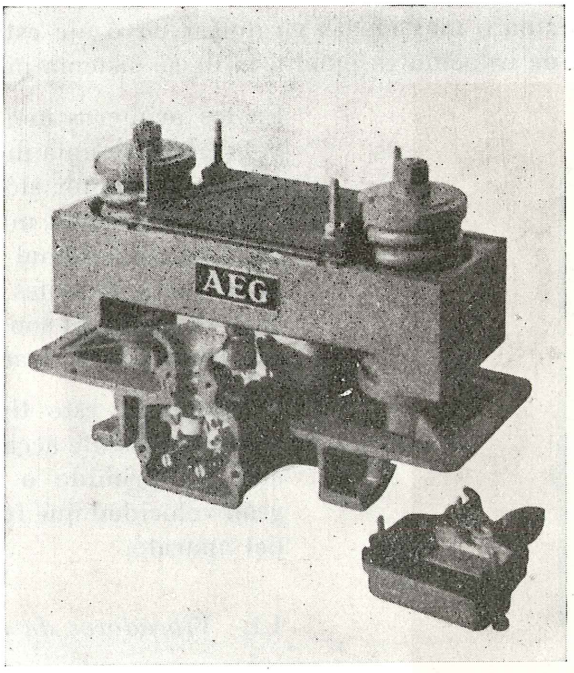


Fig. 18

3. Vibradores externos electromagnéticos

Están compuestos de una masa de reacción asociada a la fuerza polar bobinada de un electroimán, cuya otra pieza polar va sujeta con bridas al elemento que se trata de vibrar; y unos resortes de muelle en oposición que vuelven la masa móvil a su posición de equilibrio y que sirven también para regular el entrehierro del electroimán. La regulación se hace aproximándose en lo posible a las condiciones de resonancia (fig. 18).

Las ventajas de este tipo de vibradores son:

a) la ausencia de elementos giratorios, rodamientos y cualquier tipo de pieza mecánica;

b) su consumo bastante bajo, y

c) su posible regulación de amplitud haciendo variar la energía eléctrica, por ejemplo, con un potenciómetro.

B) VIBRADORES INTERNOS

Son los que más interesan desde el punto de vista de la fabricación de elementos pretensados.

Como hemos dicho, se pueden clasificar en dos tipos: los de masas excéntricas giratorias y los de masas excéntricas rodantes. Los primeros lo son también en su aparición en el mercado.

1. Vibradores con masas excéntricas giratorias

Están constituidos por una o más masas giratorias cuyo eje está soportado por rodamientos. Su velocidad de rotación es igual a la de su sistema motor (fig. 19).

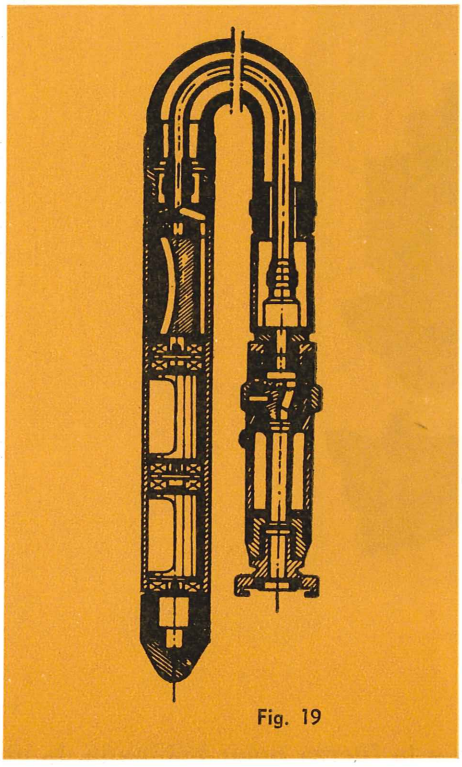


Fig. 19

En los primeros modelos aparecidos el árbol central se unía mediante un flexible metálico a un motor eléctrico o térmico, incluyendo un sistema multiplicador que elevaba la velocidad final a 6.000 vueltas por minuto. Estos flexibles están sometidos a un gran desgaste. Si son demasiado rígidos hacen incómodo el manejo del aparato.

Actualmente este tipo de vibradores son preferentemente accionados por turbinas de aire comprimido o motores eléctricos de gran velocidad que forman parte del cuerpo del aparato.

1.1. *Vibradores de aire comprimido*

Están compuestos por un cuerpo cilíndrico estanco, en acero especial de alta resistencia, en el que se aloja una turbina de aire comprimido de paleta móvil; y una masa excéntrica soportada por dos rodamientos y unida a la turbina por una cruceta de acoplamiento. A este cuerpo cilíndrico está acoplado un tubo doble para la admisión y escape del aire comprimido.

Van provistos, además, de una empuñadura de engrase conteniendo un depósito de aceite y destinado a la regulación y lubricado del aire comprimido.

Con 5 a 7 kg/cm² de presión del aire de alimentación producen una vibración de 7.000 a 10.000 ciclos por minuto.

El volumen de aire consumido a presión atmosférica, oscila de 30 a 180 m³/h según modelo.

1.2. *Vibradores con motor incorporado*

Estos aparatos están caracterizados por la reunión, en un mismo cuerpo sin conexión exterior, del elemento vibrador y del motor eléctrico alimentado por un cable eléctrico perfectamente protegido. El motor recibe una corriente eléctrica de 150 a 200 períodos producida por un convertidor de frecuencia.

El cable de alimentación puede ser tan largo como se quiera, lo cual les confiere un amplio radio de acción.

Suelen ser vibradores de 50, 75 y 100 mm de diámetro de botella.

2. Vibradores con masas excéntricas rodantes

Los principios fundamentales son idéntico a los que hemos expuesto para los vibradores externos de masas excéntricas rodantes. En ellos, como hemos dicho, se hace rodar una masa excéntrica en un hueco o un anillo alrededor de un árbol fijo.

Los distintos modelos del mercado difieren únicamente en la forma en que hacen girar la masa móvil.

Veamos algunos de ellos:

2.1. *Vibradores de péndulo esférico y árbol rígido*

En estos aparatos el giro de la masa se produce por medio de un árbol articulado en un punto lo suficientemente alejado del camino de rodadura para que el ángulo en que se mueve el árbol sea pequeño. El eje puede ser accionado por un motor eléctrico o térmico. Algún modelo lleva incorporado en la botella el motor eléctrico o una turbina de aire comprimido. Este último tipo se emplea únicamente en grandes obras de hormigón.

El árbol flexible gira a unas 2.800 r.p.m. y el motor va montado sobre un soporte manejable.

En general se utilizan motores térmicos de 2 a 5 CV, con o sin embrague, o motores eléctricos trifásicos.

El diámetro mínimo de la botella llega a los 35 milímetros.

2.2. *Vibradores de péndulo esférico y árbol flexible*

Dicho tipo de vibradores es especialmente interesante por la concepción de su árbol de ataque y su montaje.

Este árbol es muy flexible y va montado en su cabeza por rodamientos rígidos y lleva en su otro extremo una masa cónica larga que rueda sobre un anillo (fig. 20).



Fig. 20

El árbol está naturalmente sometido a deformaciones alternas que deben tenerse muy en cuenta.

Presentan las siguientes ventajas: gran resistencia y buena estanquidad del conjunto de los rodamientos, que por otra parte no están sometidos a esfuerzos alternos. Concentración de la fuerza centrífuga en la masa final, es decir, en la parte que queda más introducida en el hormigón. Frecuencias elevadas y poco peso.

Corrientemente en este tipo de vibradores se consiguen frecuencias de 13.000 a 20.000 ciclos por minuto, con diámetros de 26 a 63 m y pesos desde 1,2 a 9,5 kilogramos.

2.3. *Vibradores internos de turbina vibradora*

El dispositivo vibrante, turbina vibradora, va alojado en el interior de la botella (figura 21).

La frecuencia de este tipo de aparato es aproximadamente 20.000 ciclos por minuto con diámetros mínimos de aguja de 30 mm; un consumo para este caso de 25 m^3/h y un peso de 3,5 kilogramos.

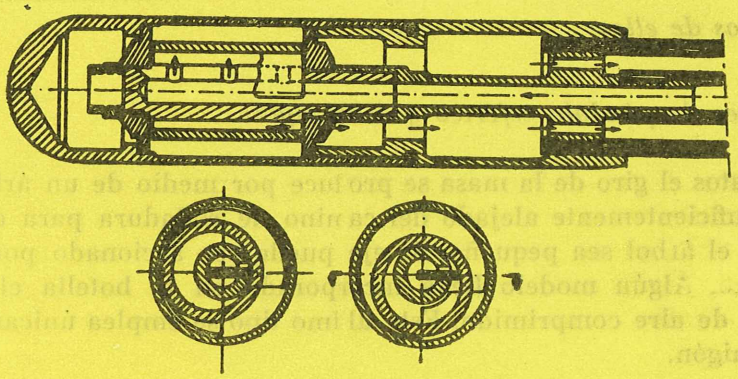


Fig. 21

los encofrados y moldes para elementos constructivos pretensados

1. Encofrados y moldes

En muchos casos se olvida que uno de los factores de los que depende la calidad de un elemento pretensado o postensado estriba en la mayor o menor perfección del mol-

de o encofrado previstos. Pensemos simplemente que las dimensiones del elemento y la exacta colocación de los cables o vainas dependen del molde o encofrado. Tanto si se trata de adquirir como de construir un molde o encofrado se deben tener presentes las características que deben reunir estos elementos.

Resumiremos primeramente las que son aplicables tanto en el caso de que la pieza o elemento a formar sea pretensado o postensado.

Estas características que no precisan comentario son:

1.ª Precisión de forma y dimensiones.

2.ª Facilidad de manejo.

3.ª Posibilidad de montar un lado del encofrado o molde independientemente del otro para poder colocar cómodamente los dispositivos de situación de cables y vainas y controlar posteriormente su correcta situación.

4.ª Capacidad de soportar los esfuerzos producidos por la vibración.

5.ª Mínimo número de juntas para disminuir al máximo los derrames y fugas de lechada.

Si se trata de elementos postensados, a las anteriores características hemos de añadir la de que el fondo del molde o encofrado sea lo suficientemente resistente para soportar la carga en sus extremos a que da lugar la contraflecha de la pieza producida por el tesado de los cables.

En el caso de elementos pretensados la característica adicional es que, al soltar las armaduras, los moldes o encofrados no sólo no se deterioren, sino que permitan los movimientos subsiguientes de las piezas moldeadas.

1.1. *Tolerancias*

Parece interesante citar aquí las tolerancias que fija el Comité 622 del American Concrete Institute. Dicho Comité recomienda que "los moldes para elementos pretensados prefabricados en obra se construyan de forma que den lugar a unos productos cuyas dimensiones se ajusten a las tolerancias siguientes":

1.ª Longitud:

$\pm$ 1/8 de pulgada (0,32 cm) por cada 10 pies (3 m) con un error máximo total que no exceda de $\pm$ 3/4 de pulgada (1,92 cm).

2.ª Dimensiones transversales:

$\pm$ 1/16 de pulgada (0,16 cm) si la sección es de menos de 3 pulgadas (7,62 cm).

$\pm$ 1/8 de pulgada (0,32 cm) si la sección es de 3 a 18 pulgadas (7,62 a 45,7 centímetros).

$\pm$ 1/4 de pulgada (0,64 cm) si la sección es de más de 18 pulgadas (45,7 cm).

3.ª Flecha horizontal:

No será mayor que 1/8 de pulgada (0,32 cm) por cada 10 pies (3 m) de longitud.

4.ª Flecha vertical:

La contraflecha real tendrá un error sobre la prevista de un máximo de ± 1/8 de pulgada (0,32 cm) por cada 10 pies (3 m) de longitud.

La diferencia entre contraflechas de dos elementos contiguos no excederá de la mitad del error individual máximo aceptable, es decir, ± 1/16 de pulgada (0,16 cm) por cada 10 pies (3 m) de longitud.

En el caso de elementos hormigonados in situ las anteriores tolerancias pueden ser menos rígidas, ya que en este caso no existen problemas de uniones.

2. Maquinaria para el moldeo continuo

En el montaje de una fábrica de elementos pretensados, y nos referimos en este momento casi exclusivamente a las viguetas, un capítulo importante desde el punto de vista de inversión económica es el de los moldes.

Esto motivó la aparición en el mercado de la maquinaria para este tipo de industrias, de la máquina de moldeo continuo o de molde deslizante. A lo largo del banco de pretensado en que se han colocado y puesto en tensión los cables se desplaza, sobre raíles, una máquina que consta, esencialmente, de una tolva de recepción del hormigón que llega de la central, unos dispositivos de vertido y compactación del mismo, entre unos moldes, que también forman parte del conjunto y que se desplazan con él.

La máquina puede ir provista de un motor para su desplazamiento o bien ser arrastrada por un cable accionado por un cabrestante situado en el extremo del banco.

La compactación del hormigón se realiza, en general, por vibración exclusivamente. Tenemos noticia, sin embargo, de una máquina deslizante de este tipo, de fabricación y patente nacional, que compacta el hormigón por vibración y compresión.

En esta máquina de avance intermitente, en el momento de su parada, que se efectúa cada 1/5 de segundo, desciende un pisón conformador compactador, que se levanta en el momento de volver a avanzar la máquina. Este movimiento intermitente se consigue mediante unos rodillos giratorios que se apoyan en el cable de arrastre y cuyos ejes están solidarios a unos elementos oscilantes. El cable de arrastre va enrollándose a velocidad constante. Al ascender dichos rodillos la máquina permanece parada.

La máquina moldeadora continua permite únicamente la fabricación de viguetas en simple T invertida o de placas para forjados.

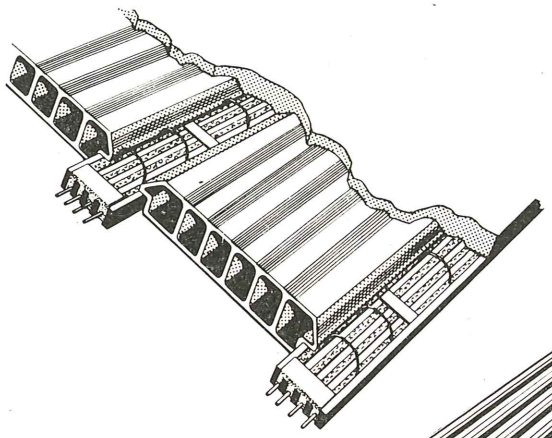
La velocidad de avance de estas máquinas es de unos 100 m por hora.

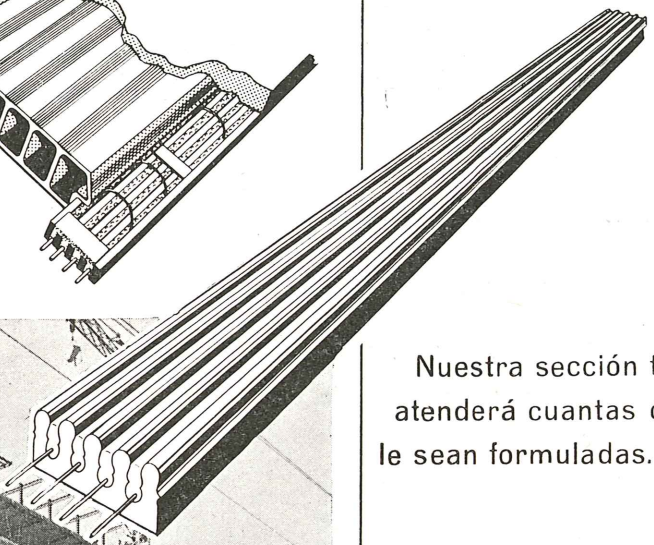
FORJADOS Y DINTELES

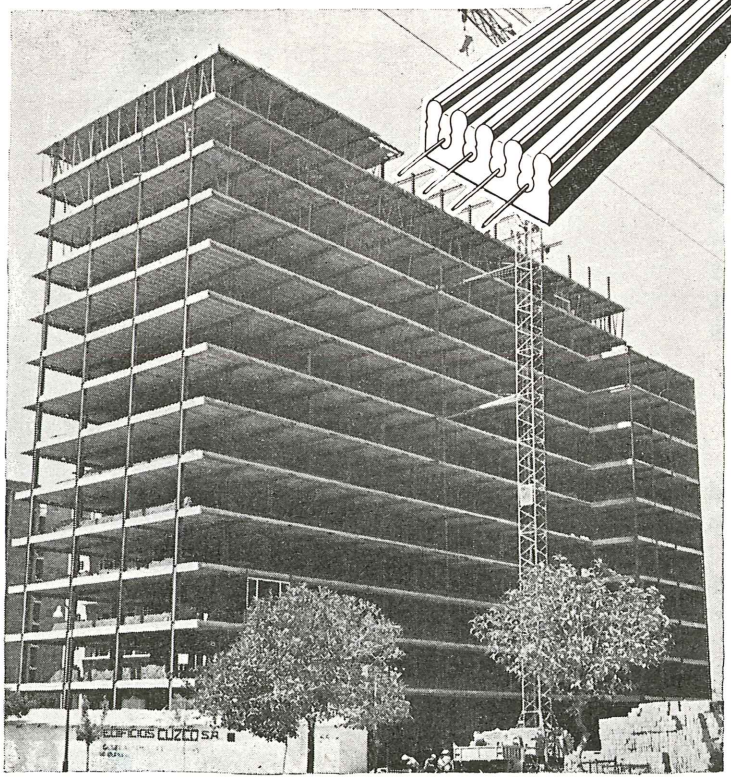
Enaga-Stalton

CERAMICA PRETENSADA

Licencia de pretensados B.B.R. de ZURICH (Suiza)
CERTIFICADO DE APROBACION EN ESPAÑA 20.149







CON LOS PREFABRICADOS ENAGA-STALTON OBTENDRAN:

- luces hasta 12 m.
- cantos mínimos.
- sobrecargas máximas.
- rapidez de ejecución.
- fácil manejo (13 y 16 kg. m.l.)
- techos totalmente cerámicos.
- colaboración perfecta de todos los materiales.
- ausencia de fisuras.

Nuestra sección técnica atenderá cuantas consultas le sean formuladas.

48 fábricas produciendo Stalton en los países más adelantados y 15 años de experiencia avalan su calidad.

ENAGA, S. A.
oficina técnica:
Conde Valle de Suchil, 10
MADRID-2572941-2246241

Fábrica-Cerámica de Pozuelo
Pozuelo de Alarcón-MADRID
Telfs. 291 09 17 - 857 - 858

elegancia
consecuencia de la forma

economia
resultante de la concepción

SISTEMAS CONSTRUCTIVOS SILBERKUHL

Aportan a la construcción de edificios industriales una solución económica gracias a:

- la forma autoportante de las bóvedas laminares HP de cubierta
- la ligereza obtenida por pretensado
- la prefabricación integral
- el rápido montaje de un reducido número de elementos

La forma hiperboloide de doble corvatura de las bóvedas laminares HP, da un aspecto particularmente elegante a las cubiertas; esta forma permite la incorporación dentro del reducido espesor de las bóvedas laminares (5 cm. mín.), de hilos de acero pretensado dispuestos en diagonal.

La gran capacidad autorresistente de las bóvedas laminares HP (de un ancho "standard" de 2,50 m.) permite colocarlas con una separación variable entre sí, hasta un máximo de 2,50 m. y cubrir el espacio intermedio con elementos translúcidos para iluminación cenital o piezas de materia aislante, etc.

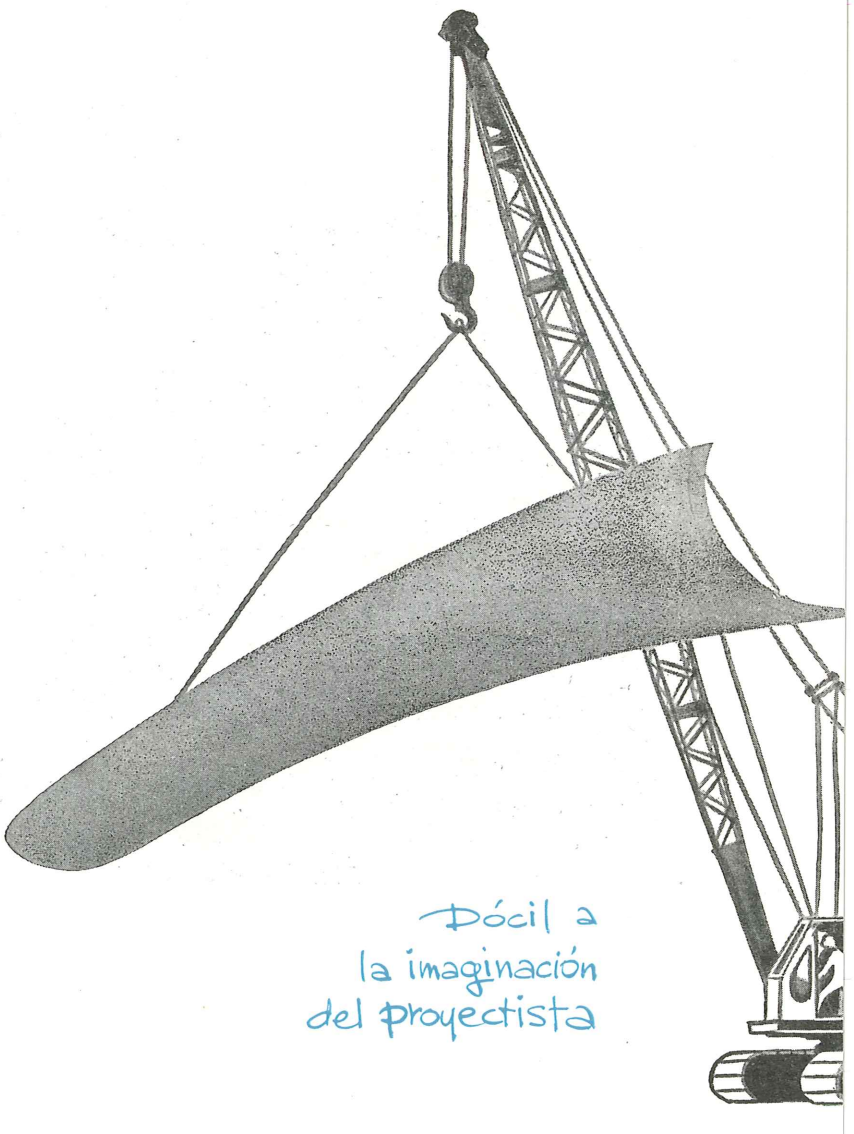
De las bóvedas laminares HP pueden suspenderse monocarriles, canalizaciones, altillos, etc.

- Luces de 10 a 23,50 m.
- Libertad en la modulación por la posibilidad de elección de las luces y de la separación entre las bóvedas laminares HP.
- Variedad de soluciones de iluminación, desde la nave opaca hasta la disposición "shed" con luz Norte.
- Facilidad de transporte de las bóvedas laminares apiladas.
- Rápido ritmo de colocación, alcanzando de 1.000 a 2.000 m.² de cubrición por día.
- Eliminación de las aguas pluviales por las bóvedas laminares HP, que forman canales.
- Evita indefinidamente el entretenimiento y reparaciones.
- Peso propio 140 a 180 kg./m.² según luces.

CONCESIONARIO PARA CATALUÑA

Lepanto, 350 - Teléf. 235 61 00 - BARCELONA

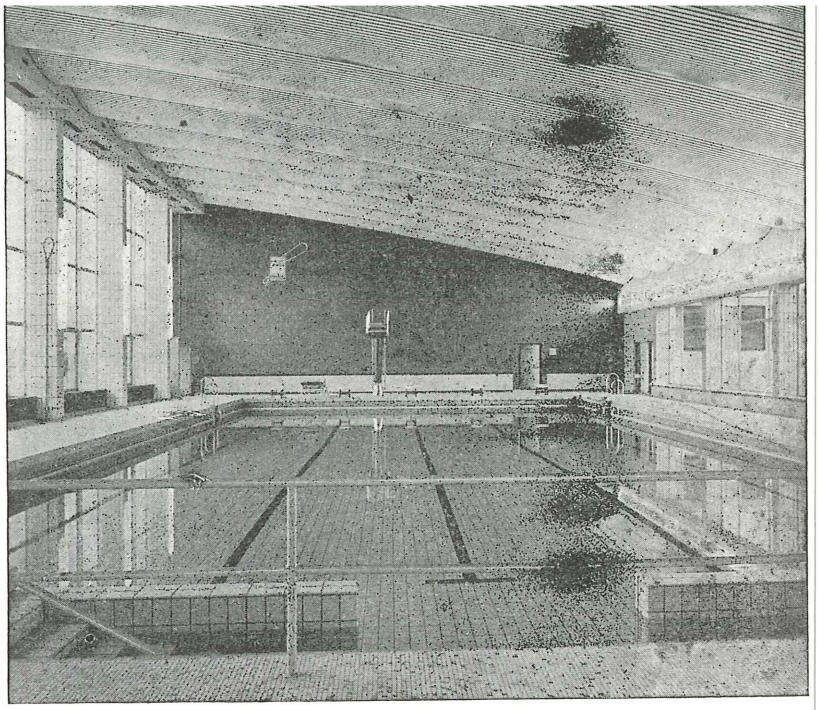
CIDESA



Dócil a
la imaginación
del proyectista

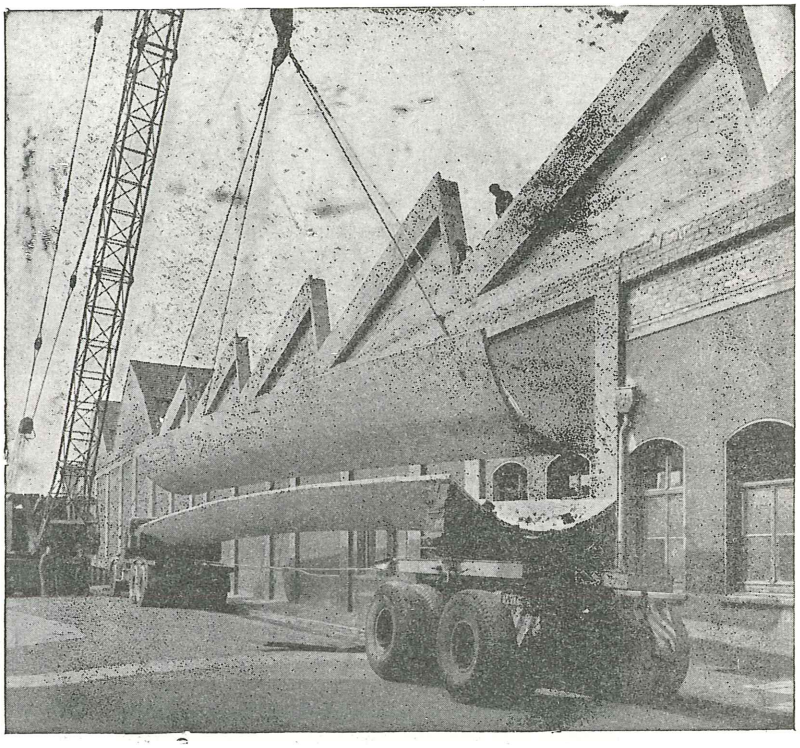
aislamiento térmico

con gran facilidad se consigue un perfecto aislamiento térmico



rapidez de montaje

Una sola pieza cubre 50 m². Ello hace que el número de maniobras para la elevación sea sumamente reducido, con lo que obtienen ventajas, tanto el cliente como el contratista.





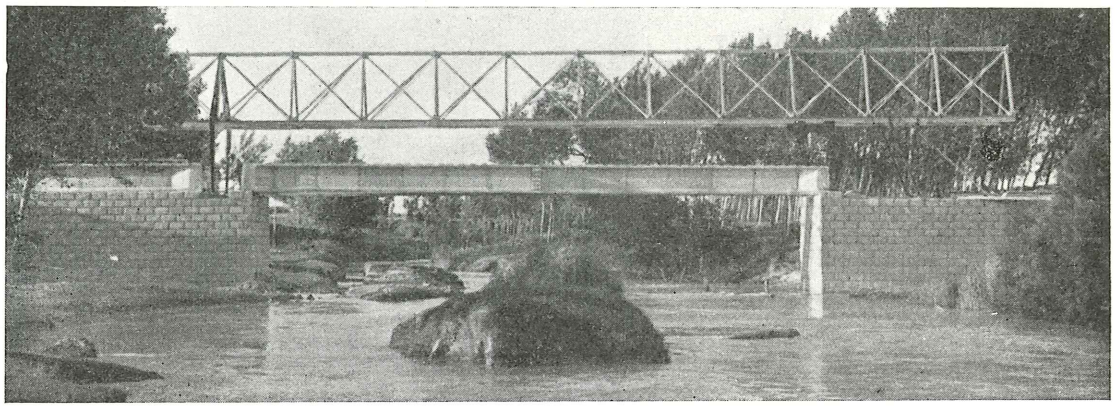
ligereza

El sistema de construcción SILBERKUHL da esbeltez al hormigón por el pretensado. La ligereza de las bóvedas laminares HP permite: transporte económico a gran distancia, colocación por grúas móviles. Reducir el coste en la cimentación.

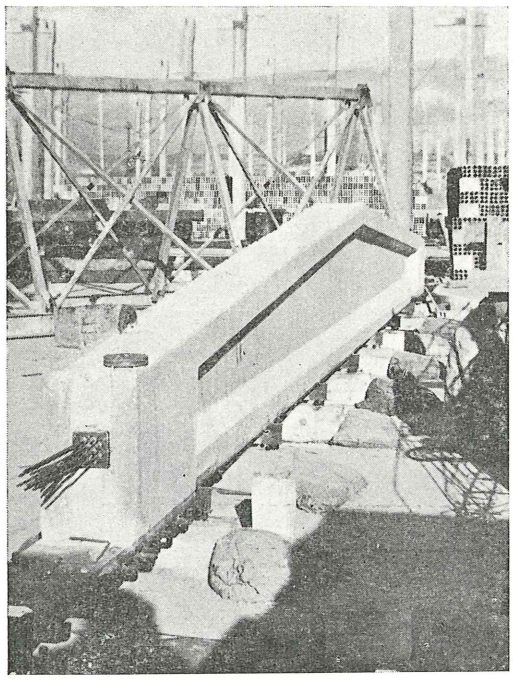
INDUSTRIAS ALBAJAR, S. A.

DERIVADOS DEL CEMENTO

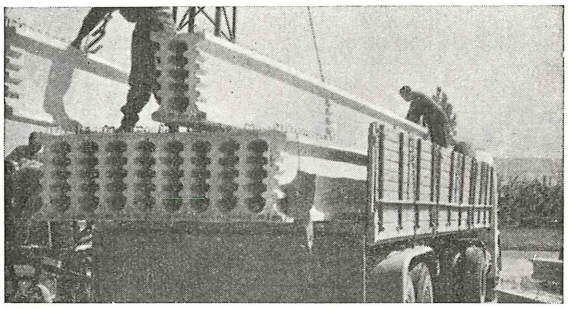
PROYECTISTAS
CONSTRUCTORES
PREFABRICACION
LIGERA Y PESADA



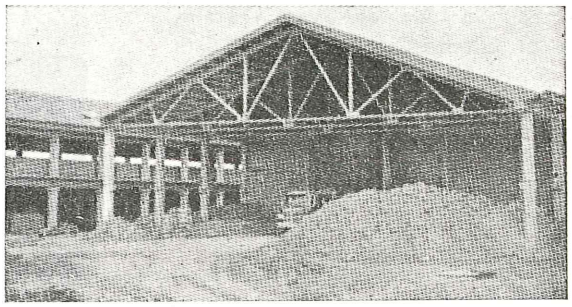
Tableros postesados



Vigas de canto variable



Vigas pretensadas para puentes



Cubiertas de naves

PLANTAS DE FABRICACION - Huesca-Monzón (Huesca)

Oficinas: HUESCA - Carretera de Jaca, s/n - Teléfono 2642
ZARAGOZA - Marina Moreno, 29 dpdo. - Teléfono 213583

relaciones de suministradores de maquinaria para el hormigón pretensado

hormigoneras y mezcladoras

ADEMSA - Sánchez Pacheco, 79, MADRID-2

ARCADIO D. CORCUERA, S. A. — Valencia, 28, MADRID-12

BOMBAS DIMAX - Recoletos, 8, MADRID-1

BOSSER AGUSTIN — Avda. República Argentina, 228, BARCELONA-6

CONSTRUCCIONES DECAUVILLE, S. A. E. — Pamplona, 88, BARCELONA-5

CONSTRUCCIONES MAXFER, S. L. — Particular de Alzola, 12, BILBAO

CONSTRUCCIONES TORRUBIA — Albarracín, nave 4 (Bicarral), ZARAGOZA

CONSTRUCCIONES Y ESTUDIOS INDUSTRIALES S. A. — Conde Peñalver, 36-5.º, MADRID 5

CONSTRUCTORA MONTAÑESA, S. A. — Federico Vial, 8 y 10, SANTANDER

COROMEX, S. A. — P.º Zona Franca, 68-80, BARCELONA-4

CRAELIUS, S. A. — Avda. José Antonio, 70, MADRID-13

E. TRIGO PALACIOS — San Miguel, 15-2.º C, ZARAGOZA

EL MATERIAL INDUSTRIAL, C. A. — Ronda de San Pedro, 25, BARCELONA-10

ELEVACION Y MAQUINARIA, S. A. — Apartado 1088, BILBAO

EMILIO MEDRANO — Luzarra, 14-16, DEUSTO (Bilbao)

ENRIQUE BERNER — Alcalá, 29, MADRID-14

ENRIQUE BINDERNAGEL — Córcega, 213, 1.º, 2.ª, BARCELONA-11

ERIM, S. A. — Cabo Noval, 10, OVIEDO

FERROVIAS Y SIDERURGIA, S. A. — Cedaceros, 4 MADRID-14

GENERAL METALURGICA, S. A. — Campo Volantín, 17, BILBAO

GERMAN GRUBER — Apartado 234, BILBAO

GOYOGANA — Luis Briñas, 9, BILBAO

GRANIER, S. A. E. — Velázquez, 10, MADRID-4

GRUBER HERMANOS, S. A. — Ventura Rodríguez, 11, MADRID-8

GUINEA Y VIORRETA, S. L. — Santa Isabel, 34, MADRID-13

GUMERSINDO GARCIA, S. A. — General Martínez Campos, 3, MADRID-10

HANS S. WERNER Y CIA, LTD. — Princesa, 1, 3.º, 5.ª, MADRID-13

HERMACON, S. A. — Entenza, 57, BARCELONA-15

HISPANO TOLEDANA, S. A. — Núñez de Balboa, 55, MADRID-16

I. B. A. G. — Santiago Bernabeu, 4, MADRID-16

IMENASA — Carretera de Barañain, 17, PAMPLONA

IMHISA — Hermosilla, 19, MADRID-1

IMPEX, S. A. — Eloy Gonzalo, 34, MADRID-10

IMPOREX, S. A. — Avda. de José Antonio, 34, MADRID-13

INCOMA, S. A. — Aragón, 383, BARCELONA-13

INDURESA — Avda. de José Antonio, 57, 8.º-A, MADRID-13

INSTALACIONES INDUSTRIALES, S. A. — Alcalá, 28, 3.º, MADRID-14

J. LIZERANZU Y CIA, S. L. — P.º General Primo de Rivera, 7, MADRID-5

J. LLEAL PUIG — Alfonso XIII, 86, BADALONA (Barcelona)

JAUREGUI Y TORRES — Iturribarria, 6, BILBAO

JOSE GUTIERREZ GARCIA — Portal de Belén, 2, MADRID-9

JOSE UBANELL — La Milagrosa, 51, PAMPLONA

KYNOS, S. A. — Fuencarral, 125, MADRID-10

LA MAQUINISTA ARAGONESA — Camino de Borgas, s/n (B.ª Oliver), ZARAGOZA

LA MAQUINISTA DE LEVANTE — Apartado 2, LA UNION (Murcia)

LUIS GARCIA FERNANDEZ — Gabriel Lobo, 8, 1.º izq., MADRID-2

LUIS GRASSET, S. A. — Génova, 12, MADRID-4

MAQUINARIA ANIVI, S. A. — Alameda de Urquijo, 9, BILBAO

MARTOS, INGENIEROS, S. L. — Lagasca, 91, MADRID-6

MC. LAURIN MORRISON Y CIA. — Sánchez Pacheco, 81, MADRID-2

MECANICA DE LA PEÑA, S. A. — URDULIZ (Vizcaya)

MECANIZACION DE OBRAS, S. A. — P.º de Onésimo Redondo, 32, MADRID-8

METALURGICA DE SAN MARTIN, S. A. — Alfonso XI, 14, MADRID-14

ONARA, S. A. — O'Donnell, 8, MADRID-15

OTJA — Avda. de José Antonio, 692, BARCELONA-10

PAUL AUGUST — Capellades, 1, BARCELONA-6

PINGON-COMEVASA — Apartado 9, LAZCANO (Guipúzcoa)

ROMETA, S. A. — Rosellón, 186, 2.º, BARCELONA-8

S. A. GUARDIOLA — Cruz Cubierta, 130, BARCELONA-14

SUINCO, S. L. — Abtao, 31, MADRID-7

SUMINISTROS INDUSTRIALES DE FABRICACION ALEMANA — Avda. de América, 4, MADRID-2

TALLERES AMUTIO — Fernández de los Ríos, 45, MADRID-15

TALLERES ARVIEL — Julián Camarillo, 14, MADRID-17

TALLERES AUXILIARES, S. A. — Carlos Merino, 7, MADRID-20

TALLERES BOYER — P.º de Santa María de la Cabeza, 59, MADRID-5

TALLERES JAULICE — MIRAVALLES (Vizcaya)

TALLERES MIGUEL DEL PRADO, S. A. — Tudela, 4, VALLADOLID

TALLERES UNIDOS, S. A. — Juslibol, 14, ZARAGOZA

TRANSACO, S. A. — Andrés Mellado, 10, MADRID-15

TRAVERSA — Princesa, 1 (Torre de Madrid), MADRID-13

VICENTE MINGO MARIN — Alameda de Urquijo, 73, BILBAO

VIUDA DE W. VILA — Córcega, 396, BARCELONA-9

WILHAG ESPAÑOLA — Ausias March, 26, BARCELONA-10

vibradores

ARVIEL — Julián Camarillo, 14, MADRID-17

COMERCIAL ESPAÑOLA SUIZA — Sicilia, 180, BARCELONA-13

COMERCIAL ROTINI, S. L. — Goya, 107, MADRID-9

CONSTRUCTORA MONTAÑESA, S. A. — Federico Vial, 8 y 10, SANTANDER

E. TRIGO PALACIOS — San Miguel, 15, 2.º C, ZARAGOZA

E. Y J. PUJOL-XICOY, S. A. — Vía Layetana, 167, BARCELONA-9

ELECTRO DIESEL, S. A. — Embajadores, 146, MADRID-5

ERIM, S. A. — Cabo Noval, 10, OVIEDO

FERROVIAS Y SIDERURGIA, S. A. — Cedaceros, 4, MADRID-14

HANS S. WERNER Y CIA. LTD. — Princesa, 1, 3.º, 5.ª, MADRID-13

HERMACON, S. A. — Entenza, 57, BARCELONA-15

INCOMA, S. A. — Aragón, 383, BARCELONA-13

KYNOS, S. A. — Fuencarral, 125, MADRID-10

MECANIZACION DE OBRAS, S. A. — Paseo de Onésimo Redondo, 32, MADRID-8
PABLO FOERSCHLER — Apartado 391, MADRID
PERVITECNIC, S. A. — Utrillas, 10, ZARAGOZA
ROMETA, S. A. — Rosellón, 186, 2.º, BARCELONA-8
SOCIEDAD EUROPEA DE INGENIERIA Y COMERCIO, S. A. — Infanta Carlota, 46, BARCELONA-15
TARNOS, S. L. — Fernanflor, 6, MADRID-14
TALLERES FAJ, S. A. — Era, 9, TARRASA (Barcelona)
TRANSACO, S. A. — Andrés Mellado, 10, MADRID-15
URBAR INGENIEROS — Avda. Generalísimo, 6, SAN SEBASTIAN
VIBRATO — Barquillo, 18, MADRID-4
VIBROMECANICAS RAY, S. A. — Muntaner, 131, BARCELONA-11
WACKER, H. & O. WILMER, SUCESORES DE —Peligros, 2, 4.º, MADRID-14

maquinas de hormigonado continuo con molde deslizante

MESSERSCHMITT, GERARDO — Gomis, 72, 4.º, 3.ª, BARCELONA-6
TALLERES ARVIEL — Julián Camarillo, 14, MADRID-17
TIKTIN, JUAN — Alcalá, 76, MADRID-9

maquinaria para mediciones y ensayos

CARLOS RAFAEL MARES, S. L. — Valencia, 333, BARCELONA-9
GERARDO MESSERSCHMITT — Gomis, 72, 4.º, 3.ª, BARCELONA-6
INVESTIGACIONES DE LA CONSTRUCCION, S. A. — Saturnino Calleja, 6, MADRID-2
INDUSTRIAS SUZ — Palos de Moguer, 5, MADRID-5
MANUEL CACERES — Inmaculada Concepción, 24, MADRID-19
JULIAN PEREZ — Cal, 40, MADRID-19

bibliografía

REBUT, P.: "Guía práctica de la vibración de hormigones". Barcelona, Editores Técnicos Asociados, 1965.

MOELL, Hans: "Hormigón pretensado". Barcelona, Editorial Gustavo Gili, 1958.

BARONA, Federico: "Manufacturas de concreto precomprimido". México, Industria del Cemento. 1960.

KONCZ, Tihamer: "Handbuch der Fertigteil-Bauweise". Berlín, Bauverlag G. m. b. H-, 1962.

HURD, M. K.: "Formwork for concrete". Detroit, American Concrete Institute, 1963.

CHILDE, H. L.: "Concrete products and cast stone". London, Concrete Publications Ltd., 1961.

MAGNEL, Gustave: "Prestressed Concrete". London, Concrete Publications Ltd., 1948.

RINALDI, Giuseppe: "La pratica del cemento armato precompresso". Génova, Vitali e Ghianda, 1962.

BONGERT, Hartmut: "Die verschiedenen Mischsysteme und Untersuchungen an Betonmischern". Betonstein Zeitung, núm. 8, 1964.

ANGULO ALVAREZ, Antonio: "Vibración del hormigón". Materiales, Maquinaria y Métodos para la Construcción, núm. 26, 1965.

viga de lanzamiento

CARLOS BARREDO DE VALENZUELA
Dr. Ingeniero Industrial

Una de las últimas creaciones de Procedimientos Barredo, con patente y fabricación propia, es su "Viga telescópica autónoma" para lanzamiento y colocación de vigas de hormigón.

Se ha tratado, en ella, de simplificar al máximo las operaciones de traslado de un tramo a otro, así como las de transporte y colocación de las vigas de hormigón, hasta tal punto, que todas las operaciones se realizan manualmente por 6 hombres y el jefe de equipo, bien mediante cabrestantes o bien mediante gatos hidráulicos.

La viga está constituida por tres cuchillos de sección triangular, estando el central invertido y alojado entre los otros dos, sobre los que se apoya en toda la longitud para realizar un trabajo conjunto en forma de ballesta.

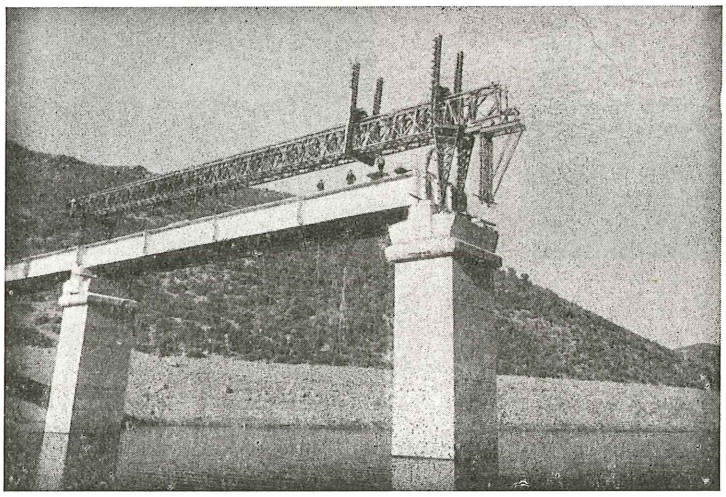


Fig. 1

Los dos cuchillos laterales van anclados en los extremos a unas bancadas, a las que se adosan los pilares para sustentar la viga a altura conveniente.

Estos pilares son de altura variable, y en su parte inferior van provistos de ruedas orientables que permiten los desplazamientos longitudinales o transversales que sean precisos, bien en vacío o con plena carga.

La viga va equipada con dos vagonetas superiores que transportan unos cercos articulados, con movimiento por gatos hidráulicos, con distintos usos —según veremos luego—, y dos cabrestantes para los movimientos longitudinales a realizar y que están situados sobre la bancada trasera.

El apoyo de la viga de lanzamiento, en estribos y pilas, se realiza sobre un carril transversal que se coloca previamente; y la bancada trasera va montada con corredera para poder dar, entre apoyos, la longitud exacta que se precise en cada caso.

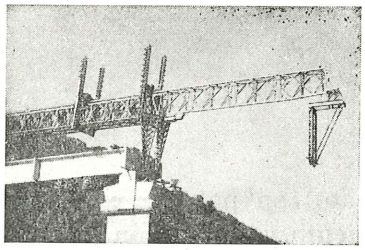


Fig. 2

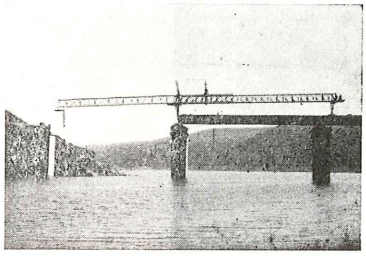


Fig. 3

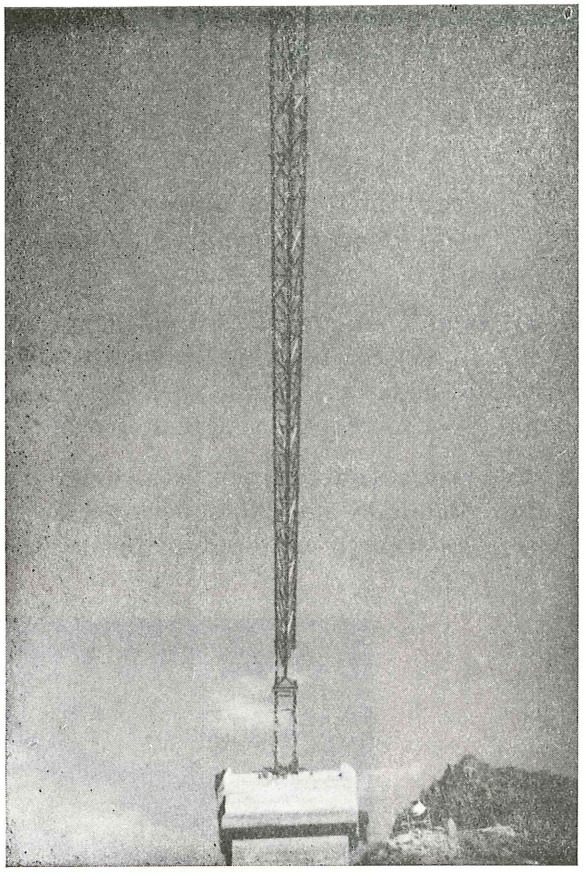


Fig. 4

Una vez terminadas las operaciones en un tramo (o en el estribo, cuando se trata de pasar al primero de ellos), para pasar la cimbra al tramo siguiente se hace avanzar el cuchillo central en voladizo, apoyado en unos rodillos situados en la plataforma delantera y utilizando como contrapeso los dos cuchillos laterales que quedan detrás (figs. 1 y 2).

Como amarre deslizante de la cola del cuchillo central, se emplea una de las vagonetas superiores (fig. 3).

Llegada la punta del voladizo a la pila siguiente (fig. 4) se apoya en el carril que se había colocado en ella.

Entonces se cuelga la cola del cuchillo central de la vagoneta que sirvió de amarre y apoya ésta su marco en el tablero del puente (fig. 5) para soportar dicho cuchillo central y que sobre él se deslicen los dos cuchillos laterales soportados por la otra vagoneta superior (fig. 6).

Una vez cerrada nuevamente la cimbra y apoyadas las ruedas delanteras en el carril, sobre la pila (fig. 7), queda en disposición de trabajo, como se ve en la figura 8.

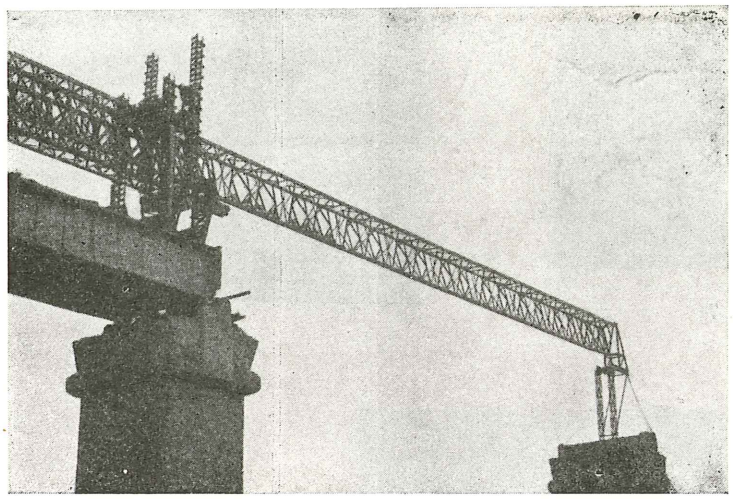


Fig. 5

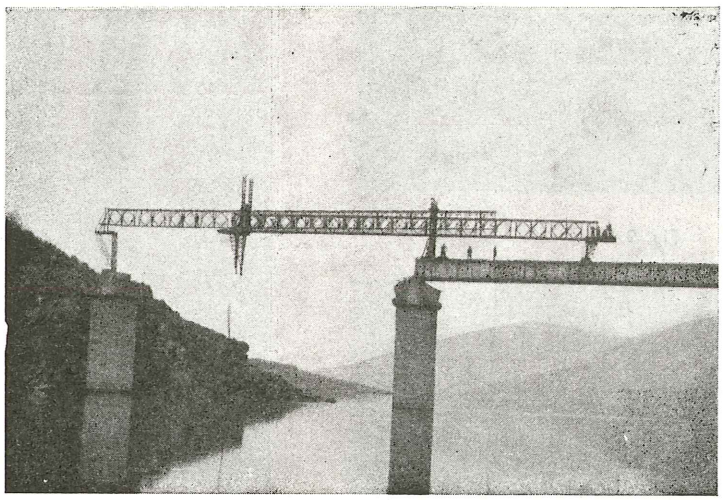


Fig. 6

En estas condiciones recibe las vigas de hormigón que vienen sobre otras dos vagonetas, que forman también parte del equipo. Cuando la cabeza delantera ha entrado bajo la cimbra, se suspende del primer marco, y se sigue avanzando (fig. 9) hasta que entra también la cola y es suspendida del segundo marco.

Terminado el avance, se hace descender la viga hasta los apoyos (fig. 10).

Cuando la posición de entrada de la viga no coincide con su situación en el tramo, se hace un ripado transversal de la cimbra con la viga suspendida, hasta llevarla a su sitio.

En la figura 11 podemos ver el traslado de una viga central estando ya colocadas las dos laterales.

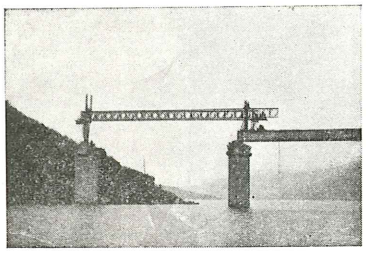


Fig. 7

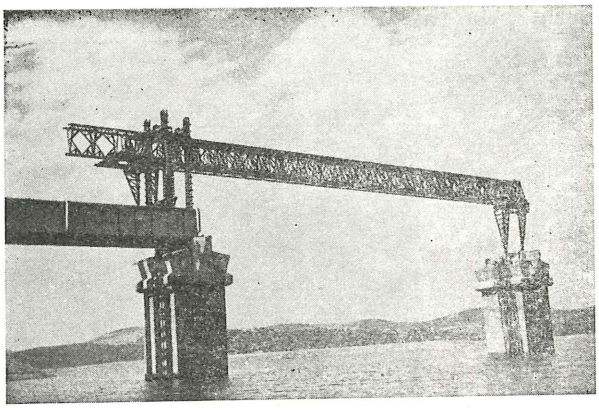


Fig. 8

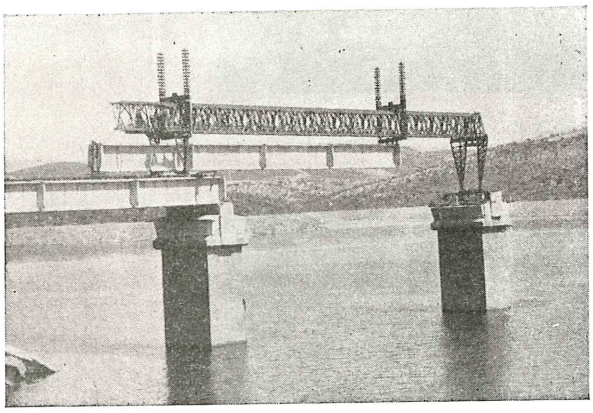


Fig. 9

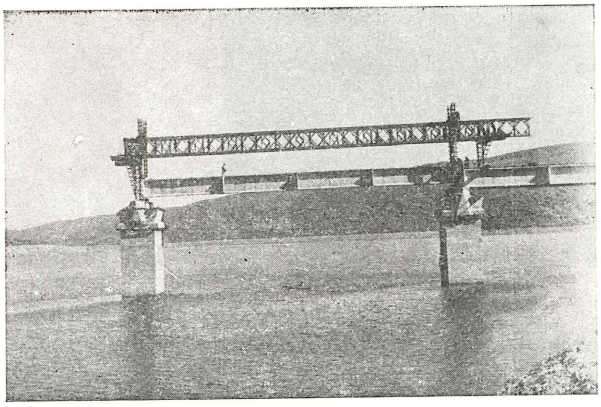


Fig. 10

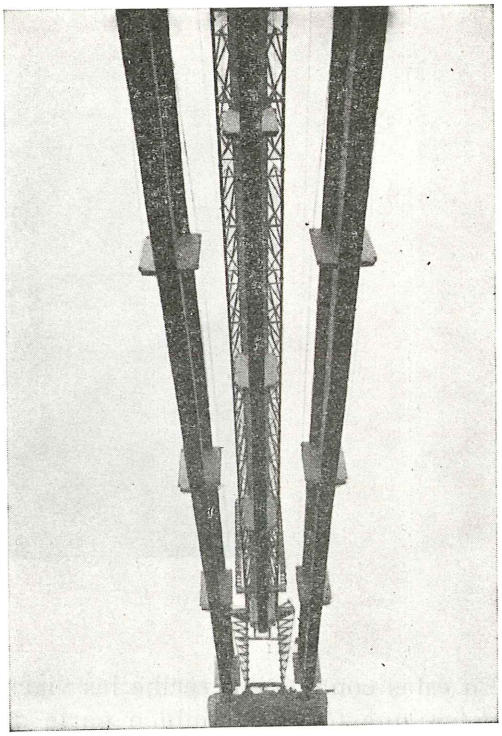


Fig. 11

Estas figuras corresponden al viaducto del Fresnedoso, proyecto de D. José Antonio Torroja, cuyas vigas fueron prefabricadas por dovelas y postensadas con el sistema Barredo. La armadura estaba constituida por alambres de 5 milímetros.

Los cuchillos de la cimbra son desmontables, para su transporte, empleándose para el armado unos bulones especiales, también patentados (fig. 13), mediante los cuales se consigue la eliminación de holguras, quedando las uniones con empotramiento de continuidad, y permitiendo, a voluntad, al armar la viga, dar la contraflecha que se desee o rectificar las posiciones o alineaciones.

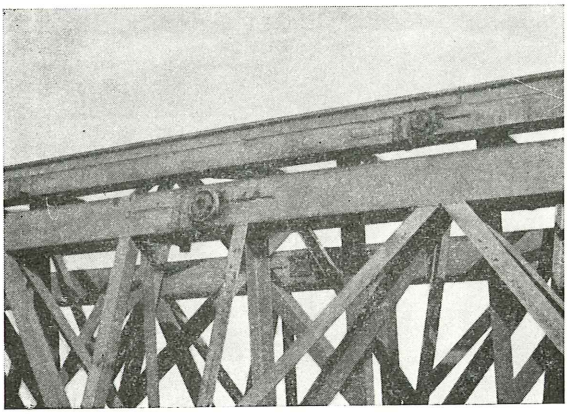


Fig. 12

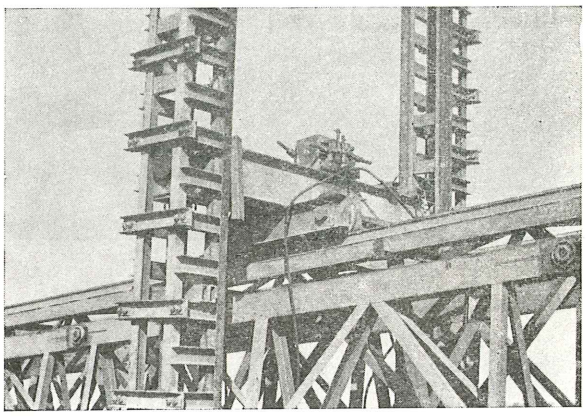


Fig. 13

Los marcos de los que se cuelgan las vigas (fig. 13) son articulados y oscilantes, para evitar tirones y esfuerzos anormales, y por el mismo motivo uno de los carriles superiores es de forma especial para servir de guía al conjunto y conseguir así un deslizamiento suave.

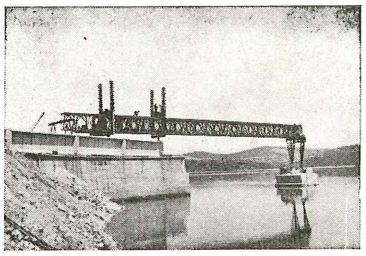


Fig. 14

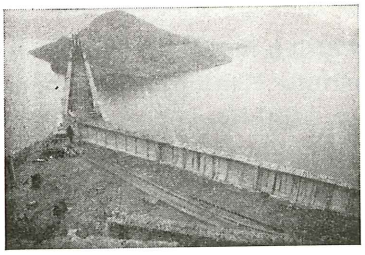


Fig. 15

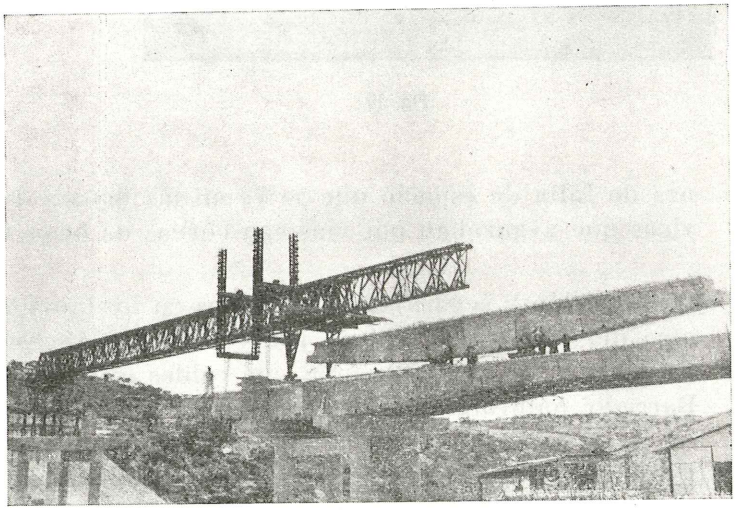


Fig. 16

Las vagonetas para los movimientos por tierra llevan plataforma giratoria y dispositivo para cambio de dirección; y en todos los elementos de la cimbra se han estudiado las distintas dificultades y necesidades, habiendo llegado a trabajarse en las condicio-

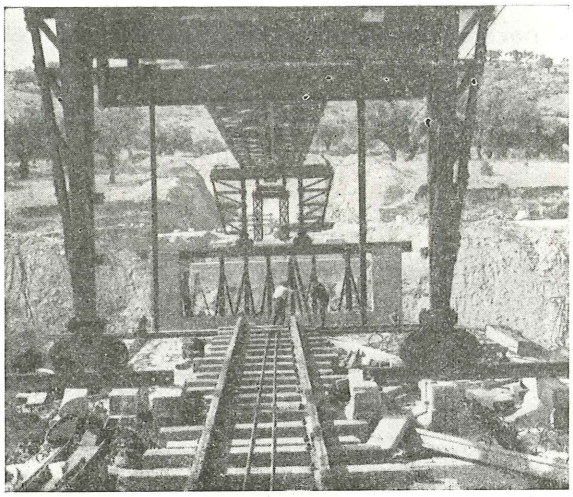


Fig. 17

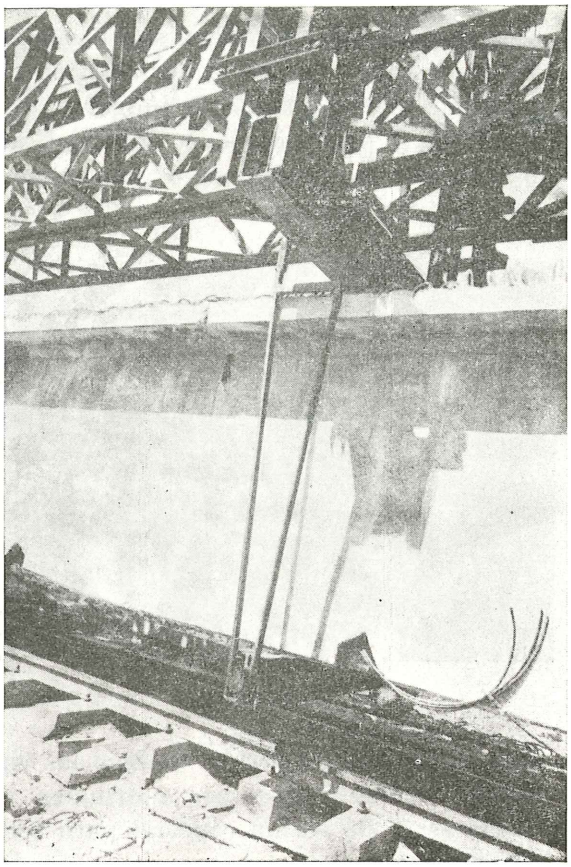


Fig. 18

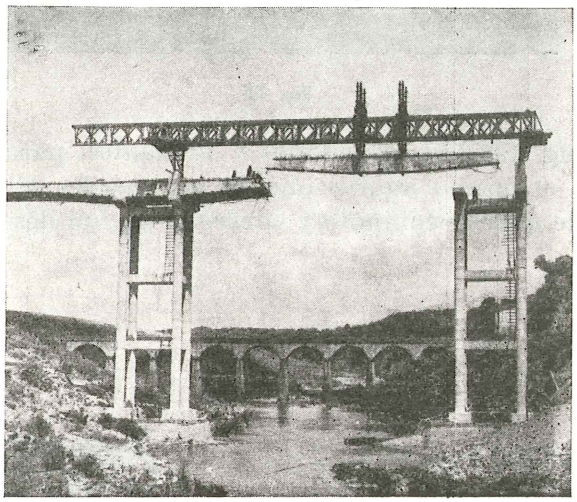


Fig. 19

nes de falta de espacio que se ve en las figuras 14 y 15 con entrada lateral de las vigas que avanzaban por vías con curvas de pequeño radio.

La precisión y seguridad conseguidas en los movimientos permiten montajes como este otro del puente del Ahigal, proyectado por D. Antonio Martínez Santonja con vigas en cajón y en TT postensadas con cables trenzados de 12 mm, también con el Sistema Barredo, naturalmente. No describo el puente, pues se ve fácilmente en las fotografías.

En la figura 16 vemos la entrada de una viga que viene sobre las vagonetas, estando la cimbra apoyada en su parte delantera sobre un carril elevado (ver fig. 17), bajo el cual se va dejando libre el espacio necesario para ir enhebrando cada una de las vigas.

La figura 18 nos muestra el sistema de cuelgue, que resulta sencillo y rápido, y en la 19 vemos avanzar la viga colgada.

En las figuras 20, 21 y 22 se puede apreciar la introducción de la viga en su sitio, quedando en disposición (fig. 23) de colocarse la viga isostática del tramo intermedio.

Este modelo de viga de lanzamiento que he presentado tiene capacidad para vigas de hasta 40 m de longitud y 80 t de peso, pudiéndose preparar modelos análogos para cualquier capacidad de carga.

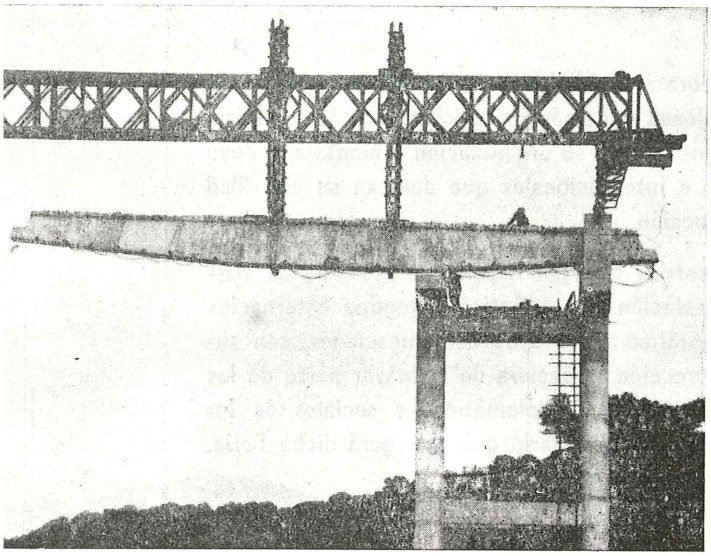


Fig. 20

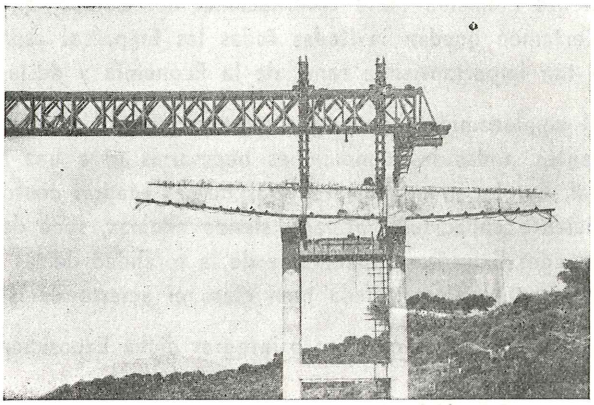


Fig. 21

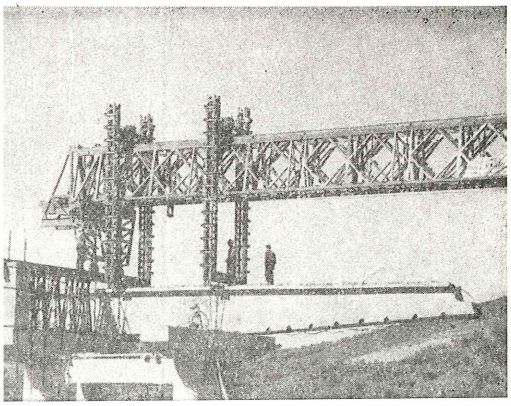


Fig. 22

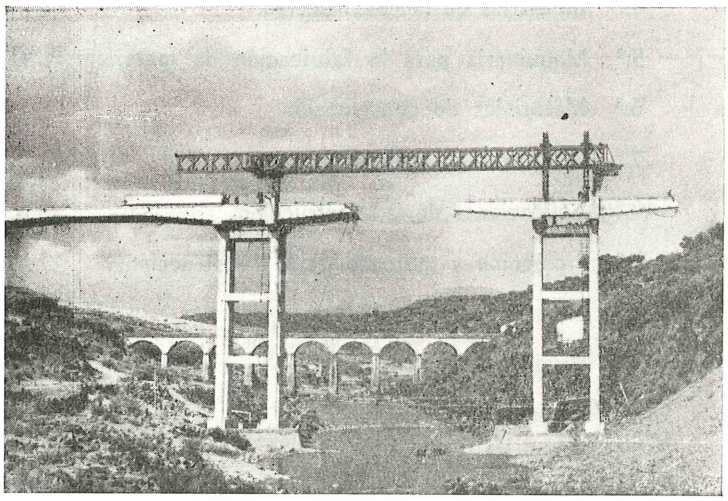


Fig. 23

II Feria Internacional de la Construcción y Obras Públicas - Madrid

Durante los días 13 al 28 del mes de mayo de 1967 se celebrará en Madrid la II Feria Internacional de la Construcción y Obras Públicas, en los modernos pabellones y demás instalaciones de la mundialmente conocida Feria Internacional del Campo, que se encarga de su organización y montaje, a cuyo Certamen quedan invitadas todas las Empresas españolas e internacionales que dedican su actividad a tan importantísima rama de la Economía y de la Producción.

El emplazamiento de este Certamen garantiza, a las industrias que participen y a los futuros visitantes, todas las condiciones necesarias para una Manifestación de auténtica categoría internacional. Por las indudables ventajas de ser Madrid centro geográfico y cruce de comunicaciones, con suficiente capacidad hotelera, siendo además, sede de la Dirección financiera de la mayor parte de las grandes Empresas españolas y de la totalidad de las representaciones diplomáticas y sociales de los diferentes países, queda bien claro el acierto de la elección del escenario que albergará dicha Feria.

Las 13 secciones que van a integrar dicha Exposición Internacional, son las siguientes:

1.ª Urbanismo.

2.ª Planteamiento de construcciones.

3.ª Técnica de la construcción.

4.ª Industrias de la construcción.

5.ª Maquinaria para la fabricación de materiales y elementos prefabricados.

6.ª Materiales de construcción.

7.ª Instalaciones especiales.

8.ª Aplicaciones de la construcción.

9.ª Promoción y mercado de la construcción.

10.ª El arte en la construcción.

11.ª Arquitectura paisajista.

12.ª Exposición bibliográfica.

13.ª Concurso fotográfico.

Cabe considerar que esta II Feria Internacional de la Construcción y Obras Públicas podrá ser un importante instrumento de promoción de ventas para aquellas Empresas a quienes interese un marco internacional como allí se les ofrece para la exhibición de sus maquinarias, métodos de producción y planificación, demostrativos de su potencia industrial. Quienes puedan estar interesados en obtener mayor y más completa información, pueden dirigirse a la dirección del Certamen: Avenida de Portugal, s/n. Madrid-11 (España).

instalaciones para fábricas de viguetas pretensadas

AGUSTIN YUS, aparejador

La Asociación Española del Hormigón Pretensado redactó unas Normas para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado, con un articulado preciso y concreto para cada una de las operaciones sucesivas que deben realizarse en esta fabricación, y la especificación de las características exigibles a las máquinas o aparatos utilizables en cada uno de estos procesos y a los materiales o materias primas necesarios para la fabricación de estas viguetas resistentes.

Estas Normas son un verdadero prontuario para la correcta fabricación de estos elementos. Lo único que hay que hacer para conseguirla es dejarse llevar de la mano por este articulado.

Claro está que, para su interpretación y posterior aplicación, han de tenerse conocimientos previos de todos estos materiales, aparatos y máquinas, para saber elegir los que deben emplearse en cada uno de los casos previstos, ya que estas Normas, que son muy explícitas respecto a los materiales constituyentes de las viguetas, no determinan, en los demás apartados, más que las operaciones que deben realizarse y el grado de perfección que debe lograrse en cada una de ellas a lo largo del proceso de fabricación.

Una fabricación de viguetas pretensadas, ordenada y organizada industrialmente, es un complejo de operaciones sucesivas, dependientes unas de otras, sincronizadas, que tienden a una normalización del trabajo para el buen rendimiento de la instalación.

En la fabricación intervienen cuatro elementos o materiales concretos: *el acero, el cemento, los áridos* y *el agua*. Los tres últimos, combinados en sus justas proporciones, constituyen el hormigón que ha de someterse a tensión. Pues bien, de estos cuatro materiales, el acero ya nos lo dan hecho, es decir, no es de nuestra fabricación, y lo tenemos en la calidad que queramos y cumplidamente garantizada esta calidad.

Lo mismo ocurre con el cemento; todas las fábricas nacionales producen cemento portland de la calidad y resistencia necesaria para esta fabricación, garantizando la estabilidad de esta resistencia, y todas las demás características necesarias que el Pliego de Recepción del Cemento Portland exige.

A nosotros nos queda, únicamente, hacer el hormigón. Parece lógico que si exigimos características definidas y garantía de seguridad y calidad al acero y al cemento, por la misma razón debemos de exigirnos, a nosotros mismos, esta calidad y garantía en lo único que fabricamos: EL HORMIGON.

Una fábrica de viguetas de hormigón pretensado es, en primer lugar, una fábrica de hormigón. Pero de un hormigón de alta calidad, constituido: 1.º) por áridos de escogida y eficaz granulometría, tendiendo a la máxima compacidad del conjunto cemento-árido; 2.º) por cemento, portland exclusivamente, conocido, experimentado, sin adiciones de ningún género que puedan alterarlo, y 3.º) por agua. Para lograr la obtención de este hormigón se han de emplear las más eficientes máquinas y los aparatos más perfeccionados para su compactación y moldeado.

Pero no basta con la seguridad que nos proporciona la buena realización de todas las operaciones precisas y la exactitud del funcionamiento de las máquinas. Es necesario examinar constantemente nuestro producto para asegurarnos, en todo momento, que se mantiene la calidad prevista, comprobándola sobre probetas que sean representativas del hormigón fabricado. Unas, nos servirán para conocer cuándo se alcanza en el hormigón la resistencia necesaria para poder transmitirle la tensión de las armaduras; otras, para conocer su resistencia a las distintas edades. Asimismo es necesario comprobar la resistencia del producto fabricado y dispuesto para su utilización, mediante pruebas sobre viguetas sometidas a las mismas condiciones de carga que hayan de soportar durante su vida de servicio.

Existen en España completos y eficientes procedimientos de fabricación de viguetas, exclusivamente nacionales, que proporcionan productos de alta calidad, y en los que el proceso de fabricación es similar variando, únicamente, en los métodos de moldeado, tesado y curado del material fabricado.

Vamos, a continuación, a describir nuestro proceso de fabricación PRETESA, adoptado y desarrollado por varias fábricas de viguetas de hormigón pretensado. Este procedimiento se inició hace ya 18 años, en 1948, en Madrid, y ha ido paulatinamente perfeccionándose y evolucionando a medida que hemos incrementado el número de nuestras instalaciones por todo el país. En la actualidad hay establecidas 8 fábricas PRETESA en la Península, 1 en Baleares, 1 en las Islas Canarias, 1 en la República de Chile y otra iniciándose en Venezuela.

Pasaremos rápidamente revista a todas las operaciones, desde la extracción y clasificación de áridos hasta la prueba de las viguetas terminadas, deteniéndonos, a veces, en alguna operación más delicada dentro de este proceso.

La fábrica que se describe está situada en la provincia de Gerona, precisamente en la ciudad de Bañolas, y pertenece a la firma AGUSTI, S. L.

La extracción de los áridos se hace por medio de una cuchara mecánica, sobre tractor, en el mismo lecho del río, y se conducen luego hasta la planta de machaqueo, cribado y lavado simultáneo, situada en una margen del río y próxima al lugar de extracción. El material, clasificado por tamaños, se almacena al pie de la planta de machaqueo, dispuesto para su transporte a la fábrica distante 8 km de este punto.

A su llegada, los áridos, ya clasificados, por camiones completos de cada clase, se sitúan en los silos previstos para cada tamaño, alrededor de la torre de hormigonado, siendo elevados hacia la parte superior por medio de transportadores mecánicos.

La dosificación de los materiales se hace por peso y las mezcladoras son del tipo de contra-corriente, de gran capacidad y del sistema de cuba y paleta giratoria, con dosificación automática de agua.

En el laboratorio de fábrica se determina la humedad del árido que se emplea en cada jornada, con tomas periódicas de muestras, para corregir la relación agua/cemento vertida en la mezcladora. También se realizan, en su caso, los demás ensayos que exigen las Normas para comprobar la calidad de los áridos.

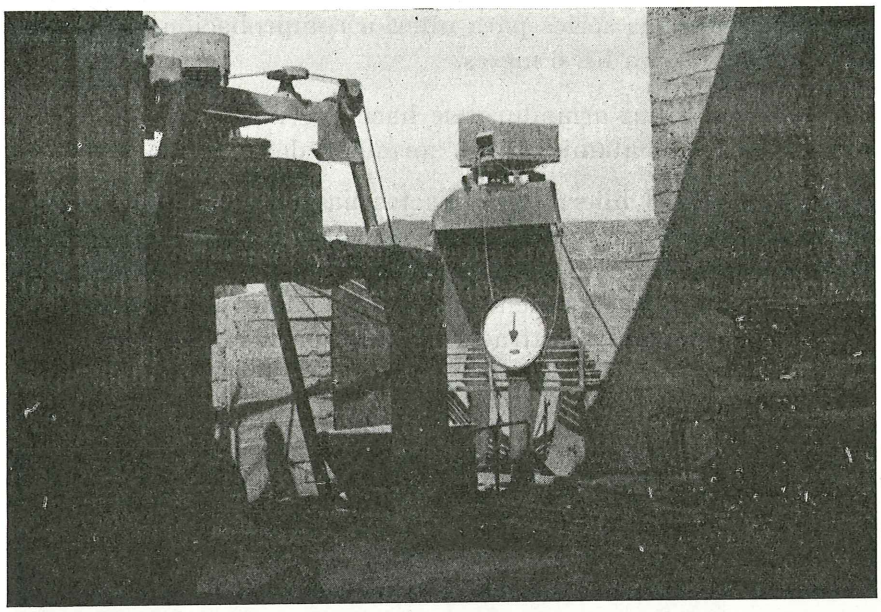


Fig. 1.—Central de hormigonado, con dosificación, por peso, de los materiales.

A continuación, se traslada el hormigón fabricado, por medio de carretillas mecánicas, hasta la tolva de hormigonado que, con auxilio de un puente-grúa, se mueve a lo largo de las bancadas en cada una de las naves de fabricación.

El tesado se realiza mediante gatos provistos de manómetros, dinamómetros y elongámetros para la determinación de la tensión y el alargamiento de los alambres de la armadura, los cuales se fijan a las placas de anclaje por medio de conos PRETESA. Estas placas se apoyan en los estribos de anclaje de los extremos de las naves. Cada molde lleva los separadores metálicos correspondientes.

En esta fábrica se producen viguetas y vigas de hormigón pretensado, abarcando una amplia gama de tipos, para su empleo en forjados adecuados para las distintas cargas y luces corrientes en construcción; desde la vigueta ligera con 18 cm de canto, hasta las vigas pretensadas de 0,50 m de altura, empleadas como jácenas y como vigas para cubiertas planas de naves industriales.

Desde la tolva se vierte el hormigón en los moldes, que se vibran a medida que se van llenando; al mismo tiempo se fabrican las probetas con el mismo hormigón que se está empleando en la fabricación de las viguetas en la bancada, y su vibración se efectúa apoyándolas fuertemente sobre el mismo conjunto vibrante.

La rotura de estas probetas se hace en el laboratorio. En él se efectúan ensayos de tracción en la balanza de Michaelis y de compresión con prensa hidráulica.

Se construyen seis series de probetas por cada bancada de fabricación. Se toman tres series, de tres probetas cada una, en el centro de la bancada, y otras tres series iguales

en un extremo. Una serie de las tomadas en el centro y otra de las tomadas en el extremo, sirven para determinar la resistencia del hormigón en el momento de recibir la tensión de las armaduras. Otras dos series iguales a las anteriores, sirven para determinar esta resistencia a las 36 horas. De las dos series restantes se toman dos probetas de cada una para pruebas a los 7 días, archivándose la probeta restante de cada una de estas dos últimas series para ulterior comprobación, si fuese preciso, destruyéndose en caso contrario a los 6 meses.

El corte de los alambres de las armaduras se hace por medio de electrodos, entre separadores, para evitar el calentamiento del hormigón del extremo de la vigueta.

Para el desencofrado de las hileras de viguetas basta simplemente separar los laterales y las soleras metálicas que han formado las caras y la base de las viguetas. Este desmoldeo se efectúa de una sola vez para los 75 m de la bancada, puesto que el molde es de una sola pieza, suspendiendo la longitud total del molde de dispositivos previstos en el puente-grúa, que lo extrae y deposita en lugar próximo, para su nuevo empleo.

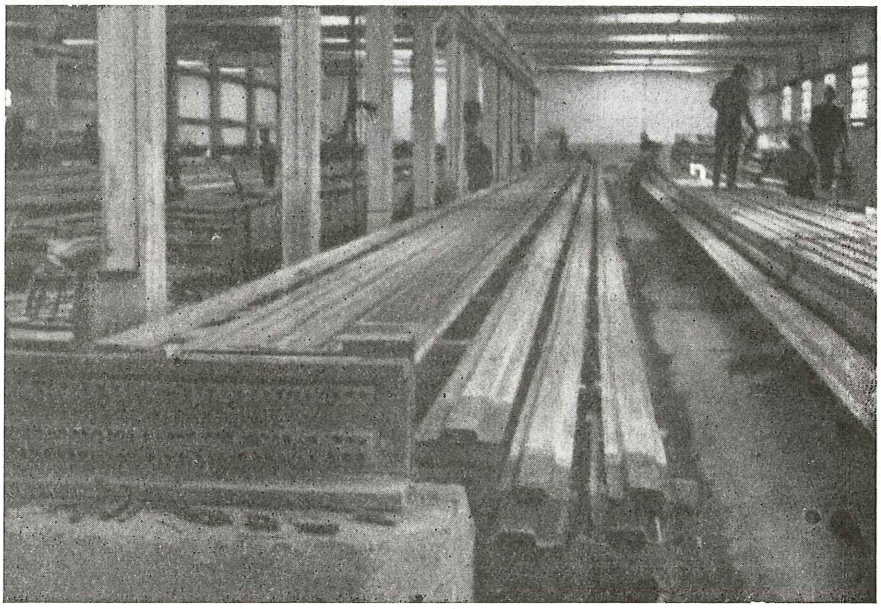


Fig. 2.—Bancos múltiples de fabricación.

La extracción de las viguetas de las bancadas se realiza, por medio de vagonetas de vía fija, en paquetes de viguetas superpuestas. En el exterior de la nave está situada una carretilla elevadora, que hace el traslado de todas las cargas y apila las viguetas en los depósitos. La bandeja elevadora de esta máquina está situada lateralmente, en el cuerpo de la carretilla, pudiendo separarse, a voluntad, del conjunto para recoger y retirar de las vagonetas las hileras de viguetas en una sola operación. Ya con la carga, se une de nuevo a la carretilla, para su traslado, apoyándose entonces toda la carga en la base de ésta. Para colocar las viguetas en las pilas del parque de almacenamiento, se vuelve a separar la bandeja de la carretilla.

Las viguetas fabricadas se ensayan justamente al día siguiente de fabricadas y recién retiradas del molde de fabricación. La resistencia del hormigón en este momento viene dada por el ensayo de la primera serie de probetas.

En esta primera prueba de la vigueta se determina la flecha producida por la carga de trabajo en obra. A las 36 horas, se determina la carga de aparición de fisuras y su recuperación, y la carga de rotura para la comprobación del cálculo.

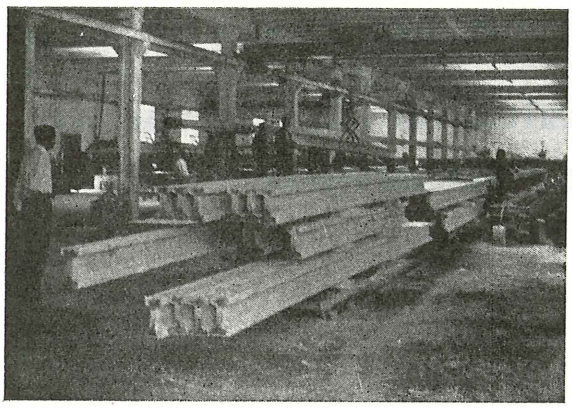


Fig. 3.—Desmoldeo y retirada de los moldes de las viguetas fabricadas.

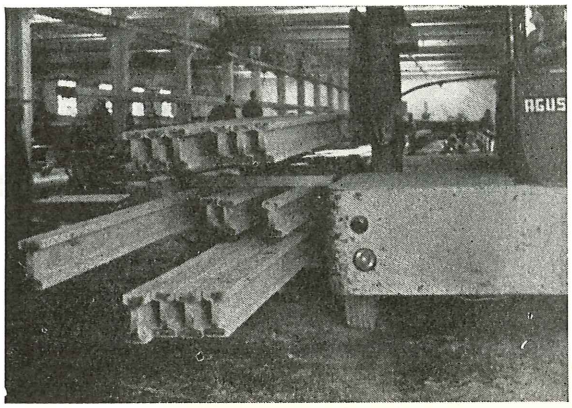


Fig. 4.—Transporte de viguetas al exterior de la nave de fabricación.

Como han visto ustedes, una fabricación de viguetas es un proceso ordenado, en el que han de estar perfectamente conectadas todas las operaciones con sus consecutivas. Como en cada una de ellas pueden producirse alteraciones, por distintas causas, se precisa una vigilancia constante y de ahí la necesidad de una Dirección competente y enterada, no sólo de la realización de las operaciones en sí, de la forma mecánica de hacerlas, sino también de la causa o el motivo, del porqué y cómo deben efectuarse. Por ello es imprescindible la presencia de un técnico responsable de esta fabricación, que entienda todas estas circunstancias, que compruebe que todos los materiales que va a emplear, desde el acero a los áridos, tienen las características exigidas, y que asegure que el hormigón que se produce cumple todos los requisitos previstos y determinados en el cálculo. También es necesario que disponga de un laboratorio que le vaya dando constancia de estas determinaciones durante y después de la fabricación.

Desearía haber podido darles una idea de lo que debe ser una correcta fabricación de viguetas de hormigón pretensado de acuerdo con la Norma HP-1-60 de la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

Y termino asegurando a los técnicos directores y proyectistas de las obras, que las cosas se pretenden hacer bien y, por ello, se ponen los medios para fabricar correctamente y garantizar lo que se produce, con el fin de que las viguetas pretensadas merezcan la confianza en la seguridad de su empleo. Así ha sido hasta ahora y así deberá ser. A este respecto es muy significativo el hecho de que una industria que se inició hace sólo 18 años, tímidamente, haya alcanzado en el presente un desarrollo industrial no superado por ninguna otra de las industrias de la construcción.

división de cálculo del i.e.t. c. c.

programa E-39 de cálculo electrónico pórtico regular de edificación

Se trata de un programa especialmente concebido para el cálculo de estructuras de edificación, que tiene sobre otros, válidos para estructuras más complicadas, las ventajas de una mayor sencillez en la preparación de datos y en la interpretación de resultados. Como consecuencia, la tarifa para su utilización es realmente ventajosa, y se fija como sigue:

tarifa normal U

(tiempo de cálculo menor de 24 h): $C = P \cdot V \cdot (V + 10) \cdot (H + 1)$

tarifa reducida R

(tiempo previsto inferior a 72 h): $C = 0{,}6\ P \cdot V \cdot (V + 10) \cdot (H + 1)$

en donde C es el coste, en pesetas.

P es el n.º de pisos del pórtico.

V es el n.º de vanos o crujías.

H es el n.º de hipótesis de carga a considerar por separado.

apertura de expediente

Precio normal: 300 Ptas.

Socios adheridos: 150 »

maquinaria de vibración en la industria de prefabricados

ANTONIO CUADRADO
Dr. Ingeniero de Caminos

No hace muchos años que el hormigón vibrado era algo poco conocido en nuestro país.

En la actualidad no hay constructor ni fabricante de elementos prefabricados que no conozca a fondo sus ventajas:

— *facilidad de puesta en obra;*

— *calidad de la compactación obtenida;*

— *mayores resistencias iniciales;*

— *rapidez de desencofrado..., etc.*

Pero no debemos olvidar que *la vibración no vuelve bueno un hormigón de mala calidad,* e, incluso, que *una vibración mal aplicada* o de *características no apropiadas* al tipo de hormigón donde se aplica puede ser realmente perjudicial.

Por estas razones es conveniente recordar cómo influye la vibración en el hormigón, para hacer resaltar las características que deben reunir los vibradores en cada aplicación.

Sabemos que la *puesta en obra* y la *compactación* del hormigón tiene lugar por el desplazamiento de sus partículas sobre sí mismas.

A estos movimientos se oponen las *fuerzas de cohesión* y de *rozamiento* entre dichas partículas.

Si dotamos a los elementos de la masa de una cierta vibración, se contrarrestan estas fuerzas interiores y se facilita la compactación.

Para dotar a las partículas de este movimiento vibratorio necesitamos un foco productor de vibraciones y que éstas se transmitan a través de la masa del hormigón.

El foco productor de vibraciones es el *vibrador.*

Consideremos la vibración producida por la rotación de una masa excéntrica m alrededor de un eje, en un vibrador aplicado a una masa M.

Y sean $\begin{cases} r = \text{radio de giro.} \\ p = \text{peso de la masa excéntrica.} \\ P = \text{peso de la masa a vibrar.} \end{cases}$

Esta vibración se caracterizará por su *amplitud, frecuencia. fuerza vibrante, dirección* y *radio de acción.*

1. La *amplitud* será:

$$a = \frac{p \cdot r}{P}, \text{ o sea:}$$

"la relación de la «fuerza del vibrador» al peso de la masa a vibrar".

Vemos, pues, que una vibración dada producirá una ligera oscilación (a muy pequeña) en los elementos gruesos, y un movimiento que puede ser turbulento (a muy grande) en los finos.

De aquí deducimos:

— para *compactar* una masa *rica en finos* se necesitan *vibraciones de pequeña amplitud* (se preconiza $a < \varnothing$ árido);

— para su *puesta en obra* son preferibles *vibraciones* de *gran amplitud.*

2. La *fuerza vibrante* que actúa sobre la masa M será:

$$F = M \cdot \gamma_{max} = \frac{P}{g} \cdot a \cdot \omega^2$$

siendo ω = pulsación o velocidad angular; pero como

$$a = \frac{p \cdot r}{P}$$

obtenemos:

$$F = \frac{P}{g} \cdot a \cdot \omega^2 = \frac{p}{g} \cdot r \quad \omega^2$$

que vemos es la *fuerza centrífuga* producida por la rotación de la masa excéntrica del vibrador.

Si para una velocidad angular constante ω disminuimos $\frac{p \cdot r}{g}$ (disminuyendo la masa excéntrica $\frac{\text{"}p\text{"}}{g}$ o el radio de giro "r"), disminuye la *fuerza centrífuga.*

Por lo tanto:

— si *disminuimos* la *fuerza centrífuga* del vibrador, *disminuye* la *fuerza vibrante;*

— a *mayor masa* a vibrar se necesita *mayor fuerza vibrante,* o sea, *mayor fuerza centrífuga.*

3. La *frecuencia* de la vibración viene dada por: $n = \frac{\omega}{2\pi}$.

Considerando de nuevo la fórmula

$$F = \frac{p}{g} \cdot r \cdot \omega^2 = \frac{P}{g} \cdot a \cdot \omega^2$$

vemos que, a *fuerza centrífuga constante*, la *amplitud* disminuye al aumentar la *frecuencia* y viceversa.

De aquí deducimos:

— *altas frecuencias* favorecen la *compactación;*

— *bajas frecuencias* favorecen la *puesta en obra.*

4. La *dirección* de la vibración producida influye considerablemente en el proceso de compactación de la masa.

Consideremos una columna elemental de hormigón aislada del resto de la masa, que estará formada por una serie de granos de árido en contacto.

Si aplicamos una *vibración horizontal* al grano inferior, esta vibración se transmite a los superiores gracias al rozamiento, pero amortiguándose rápidamente.

No obstante, los desplazamientos horizontales de las capas inferiores permiten el asiento de las capas superiores por gravedad, facilitando el paso del árido grueso a través del mortero.

Si aplicamos una *vibración vertical* al mismo grano inferior, éste la transmite íntegramente a los superiores, y los granos desplazados hacia arriba por los choques se colocan de nuevo por gravedad, compactándose el conjunto.

Pero si, además, la fuerza de la vibración es netamente superior a la gravedad, la fuerza de asentamiento es mucho mayor.

De aquí podemos obtener dos conclusiones:

— la vibración *horizontal* puede producir la *segregación* en un hormigón mal dosificado;

— la vibración *vertical* da mejores resultados, por producir una compactación más perfecta y sin peligros de segregación;

— cuanto mayor sea la *aceleración* respecto a la de la *gravedad,* más *rápida* será la *compactación.*

5. *El radio de acción* de una vibración depende del mayor o menor amortiguamiento que sufre la onda vibrante a través del medio en que se propaga.

Este amortiguamiento es proporcional a la *viscosidad del medio* e inversamente proporcional a la *aceleración* máxima de la onda vibrante $a \cdot \omega^2$.

El amortiguamiento de una onda se mide por la disminución de su amplitud, por lo que amplitudes iniciales pequeñas determinan una amortiguación más rápida.

En el hormigón el principal transmisor de ondas es el agua, lo que condiciona el radio de acción del vibrador a la cantidad de agua de la masa. Se preconiza una relación $A/C = 0{,}4$.

De estas dos particularidades deducimos:

— a igual aceleración (o F. centrífuga), las *vibraciones* de *alta frecuencia* y *pe-*

queña amplitud tienen un *radio de acción menor* que las de *baja frecuencia* y *gran amplitud;*

— en *hormigones muy secos,* las vibraciones tienen un *radio de acción pequeño.*

6. Por último, el *peso* del vibrador es, como todo constructor sabe, un factor importante.

En la vibración interna, porque la mayor o menor manejabilidad del aparato influye directamente en el rendimiento del mismo.

En la vibración externa, porque su peso máximo puede venir condicionado por el encofrado o molde donde vaya a ser instalado.

En la actualidad se tiende a *disminuir el peso* de los vibradores, sobre todo internos, aumentando la *frecuencia* para conservar constante la *fuerza centrífuga.*

VIBRADORES

Una vez que hemos visto cómo influyen en el hormigón las distintas características de la vibración, vamos a pasar a comentar los vibradores en sí.

Como un estudio profundo nos llevaría a describir todas las patentes existentes en el mercado, nos vamos a reducir a unas elementales clasificaciones según las características más generales:

A) Tipo de *energía* utilizada:

Vibradores { *Eléctricos.* / *Neumáticos.* / *Motor de explosión.*

B) Forma de *aplicar* la vibración a la masa:

Vibradores { *Externos.* / *Internos.* / *Superficiales.*

C) Tipo de *vibración* producida:

Vibradores { *Multidireccionales.* / *Unidireccionales.*

D) *Procedimiento* empleado para producir la vibración:

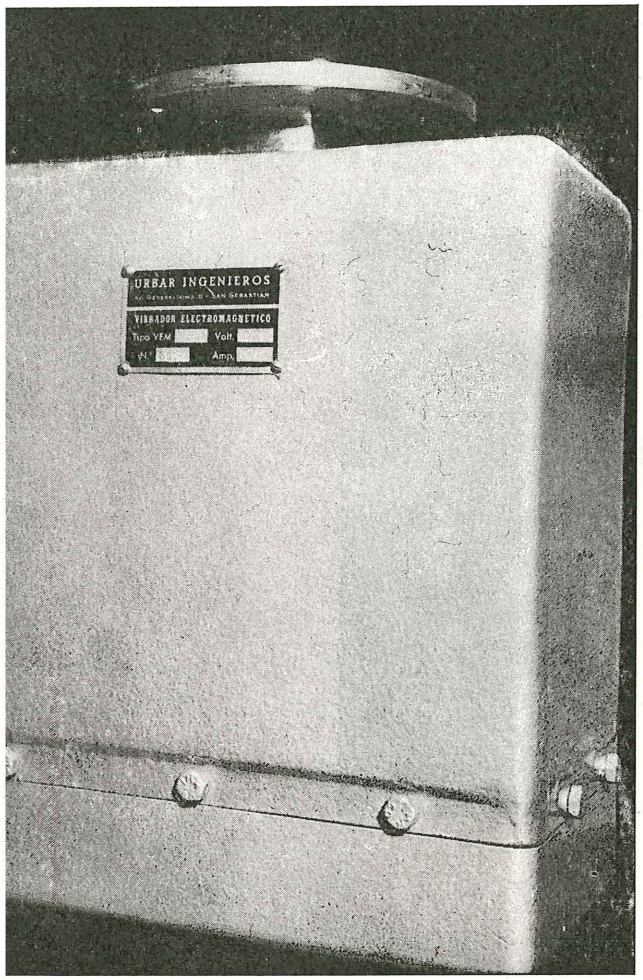
Vibradores { *Electromagnéticos.* / *Rotativos* { *Mecánicos.* / *Moto-vibradores.* / *Turbina.*

- Las clasificaciones A y B no necesitan ningún comentario.
- En la C conviene únicamente hacer resaltar que la vibración *unidireccional* se consigue también por *composición* de vibraciones *multidireccionales.*

- Por último, en la clasificación D, debo insistir en que siendo muchas las firmas de prestigio, tanto nacionales como extranjeras, me referiré, cuando haya lugar y con objeto de fijar ideas, a los modelos fabricados por *Urbar-Ingenieros,* casa que trabaja en colaboración con la firma S. T. V. Vibra Techniques de París.

Los *vibradores electromecánicos* (fig. 1) se componen de un *electroimán fijo,* excitado por la red de corriente alterna, y un *núcleo móvil,* unido mediante ballestas al electroimán fijo.

La fuerza del electroimán no es suficiente para vencer la tensión de los resortes y lograr que el núcleo móvil toque al núcleo fijo, sino que aquél se detiene y retrocede, con lo que se obtiene una *vibración unidireccional* perfecta.



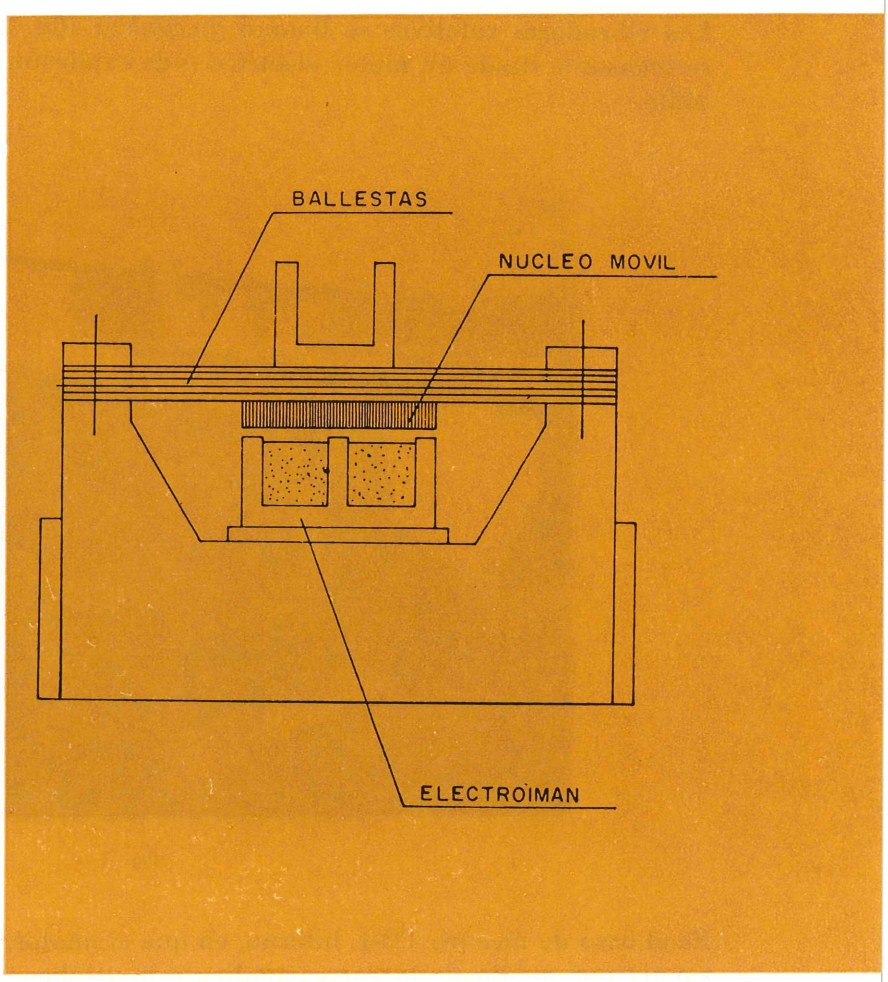


Fig. 1

Estos vibradores se construyen para *frecuencias* de 3.000 y 6.000 vibraciones por minuto.

Para obtener 3.000 r.p.m. se conecta a través de un *rectificador monofásico.*

Para obtener 6.000 r.p.m. se conecta *directamente* a la red.

La *amplitud* puede variarse, modificando la *tensión,* intercalando un *regulador de tensión.*

Es el caso de nuestro VEM-375.

Los *vibradores rotativos* constan, en esencia, de un eje con masas desequilibradas, el cual, al girar, produce una *fuerza centrífuga* que provoca *vibraciones* armónicas *circulares (multidireccionales).*

En este tipo de vibradores:

— la *frecuencia* de las *vibraciones* es igual al *número* de *revoluciones* del *eje excéntrico;*

— para frecuencia constante, la *amplitud* depende de la *fuerza centrífuga* desarrollada, o sea, de la *masa excéntrica.*

Los vibradores rotativos se llaman *mecánicos* (fig. 2) cuando el movimiento del eje se transmite desde un motor eléctrico o de explosión, por medio de correa o eje flexible.

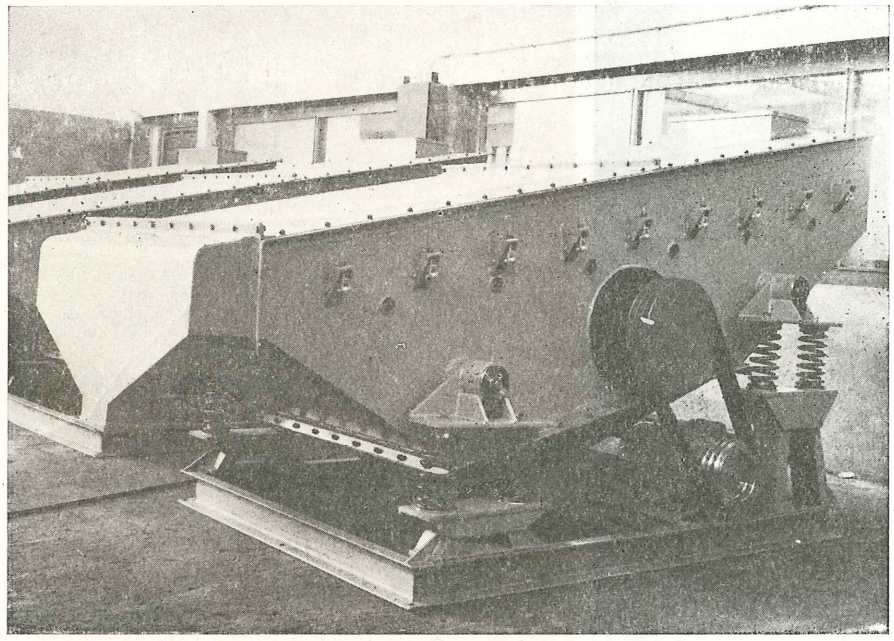


Fig. 2

Es el caso de nuestro TO-1, interno, en que el motor, eléctrico o de gasolina, a 3.000 r.p.m., por medio de la correspondiente multiplicación transmite 9.000 r.p.m. a la masa excéntrica de la aguja.

Los *motovibradores* (figs. 3 y 4) son aparatos formados por un *motor eléctrico,* en cuyo *propio eje* llevan incorporadas las masas excéntricas.

Estos aparatos se construyen normalmente para frecuencias de 1.500, 3.000, 6.000, 9.000 y 12.000 r.p.m.

Para las dos primeras frecuencias se conectan directamente a la red. Es el caso de

nuestros *vibradores externos* REX-0, REX-2 y REX-5, de *fuerza centrífuga regulable.*

Para las restantes frecuencias es necesario el empleo de *convertidores de frecuencia* de 100, 150 ó 200 períodos. Es el caso de nuestros REX-C (9.000 r.p.m. *externo*) y nuestros AMI (12.000 r.p.m. *interno*).

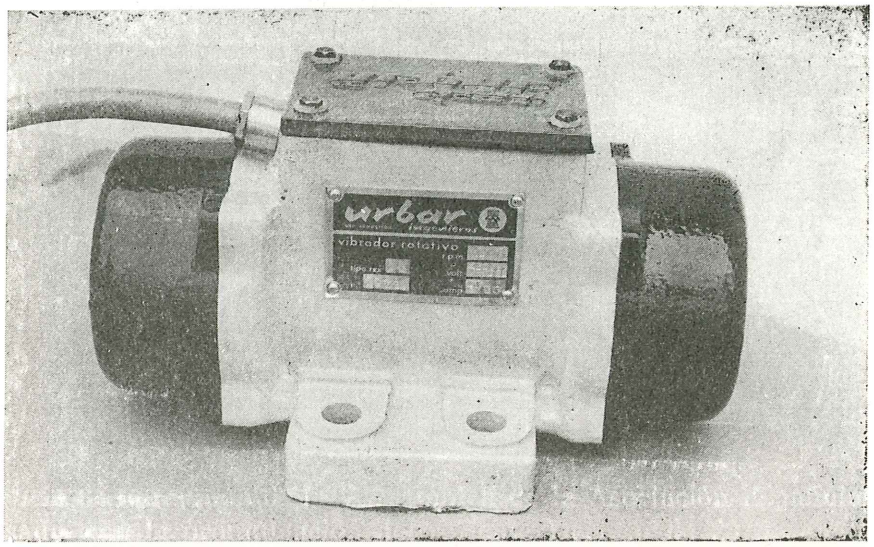


Fig. 3

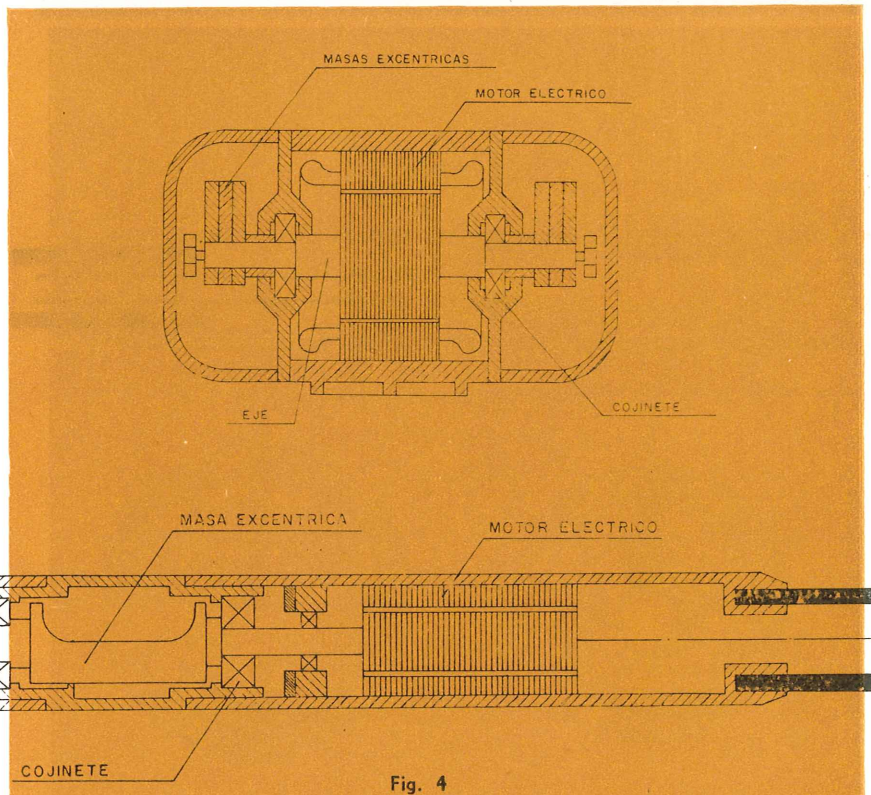


Fig. 4

Los vibradores de *turbina* (fig. 5) se caracterizan por poseer, como su nombre indica, una turbina accionada por aire comprimido, la cual pone en movimiento un vibrador mecánico.

Existe un tipo especial en el cual los elementos *motriz* y *vibrador* forman un mismo conjunto y se denominan vibradores de *turbina vibrante* o *turbo-vibradores* (fig. 6).

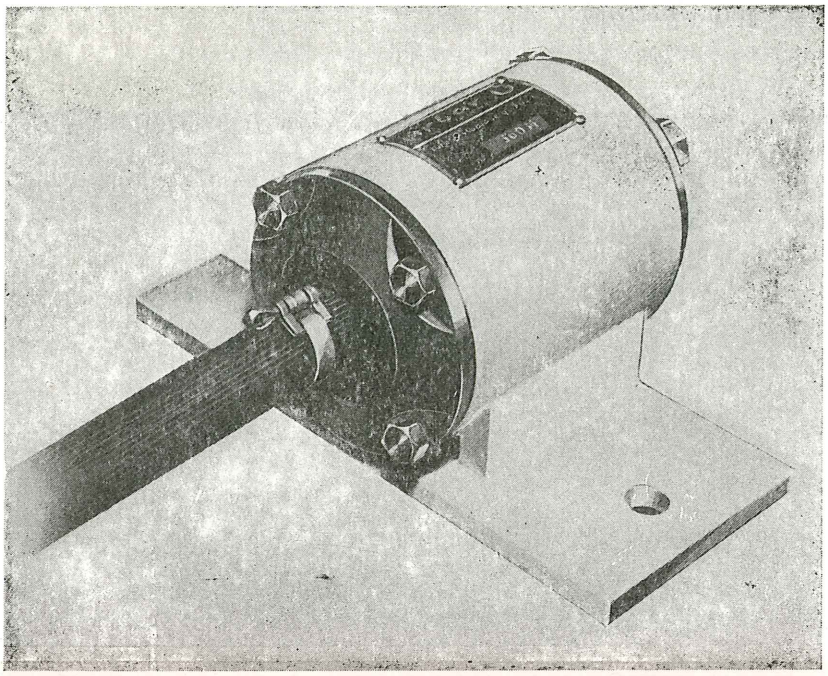


Fig. 5

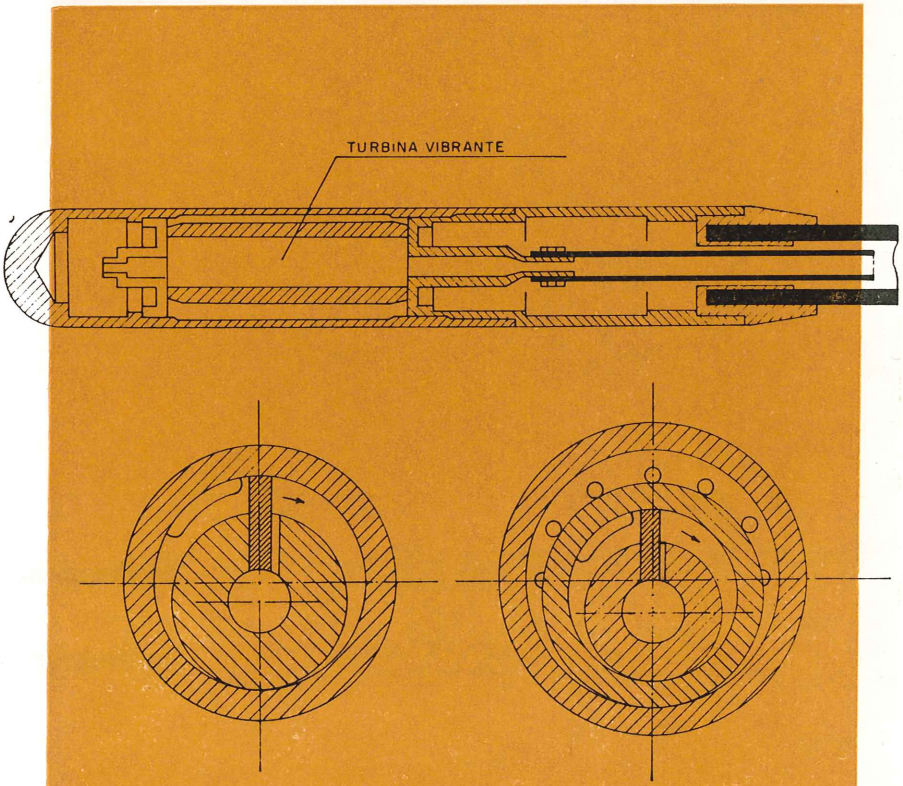


Fig. 6

Estos vibradores son fabricados por *Urbar* bajo licencias de S. T. V. de París, y dan origen a nuestras series TV y P, que difieren en el tipo de turbina.

La *turbina vibrante TV* está formada por un *rotor anular* que rueda alrededor de un eje fijo.

La *turbina vibrante P,* de *doble masa,* es un perfeccionamiento de la anterior, en la cual el *rotor* está accionado, a su vez, por un segundo rotor, del tipo anterior, situado en el interior del primero:

— estos aparatos consiguen las *mayores amplitudes, frecuencias* (20.000 r.p.m.) y *fuerzas centrífugas* del mercado;

— carecen de *rodamientos* o elementos delicados, lo que disminuye al mínimo las posibles roturas;

— la *frecuencia* puede ser modificada por el cambio de rotor anular.

VIBRACION EN PREFABRICADOS

Los factores que intervienen en la fabricación de elementos prefabricados los podemos agrupar en: tipo de *mezcla,* tipo de *vibradores* a emplear y forma de *aplicar* la vibración:

1.—La *mezcla,* como todos sabemos, debe ser tal que sea fácil de *poner en obra,* y capaz de rellenar bien todos los rincones del molde; pero un exceso de agua sería el origen de una resistencia *baja.*

Es preferible, pues, una consistencia seca (A/C = 0,4), pero favoreciendo la *puesta en obra* y la *compactación* por medio de la *vibración.*

Con relación a los *áridos,* su *tamaño* y la *granulometría* empleada, son diversas las teorías preconizadas; pero no habiéndose llegado a una conclusión categórica, nos reduciremos a decir que *parece* presenta ciertas ventajas la granulometría de tipo *discontinuo,* y que el tamaño máximo, según el pliego español, está condicionado por las *dimensiones* del elemento fabricado, separación entre *armaduras,* etc.

2.—El tipo de *vibrador* a emplear depende, en general, del tipo de elemento a fabricar, de sus dimensiones, de su peso, de la cantidad de armaduras..., etc.

En general se utilizan vibradores *externos,* y a veces, cuando las dimensiones lo aconsejan, vibradores *internos,* o ambos.

Las frecuencias, amplitudes y F. centrífuga de los vibradores se elegirá de acuerdo con las conclusiones obtenidas, según el tamaño de los áridos, peso de la masa a vibrar..., etc.

3.—Las *formas* de aplicar la *vibración* son dos: *directamente* sobre los encofrados o moldes, o bien por medio de *mesas vibrantes.*

La vibración directa sobre moldes fue la primera utilizada.

Los *moldes* usados pueden ser *metálicos,* de *madera* o de *hormigón.* Estos últimos sólo son aptos para vibración interna.

Los moldes de *madera* son de uso corriente y garantizan un rendimiento bastante bueno empleando frecuencia de 3.000 a 4.000 r.p.m. Las vibraciones de frecuencias más elevadas tienden a ser absorbidas por la madera.

Los moldes *metálicos,* en general de paredes delgadas, transmiten prácticamente toda la vibración. Los de *acero* dulce son los más apropiados para la *alta frecuencia.*

Una propiedad fundamental a exigir en los moldes metálicos es una gran *rigidez;* pues si las paredes del molde *ceden* bajo los efectos de la vibración, se producen deformaciones que dan productos *mal terminados,* de *dimensiones inexactas* y con *masa poco homogénea,* siendo, a su vez, causa de la disminución en la *vida del molde.*

Los vibradores deberán *colocarse* siempre sobre refuerzos especiales de la superficie del molde, y estar bien sujetos.

El empleo de *mesas vibrantes* es la forma más perfecta de conseguir una vibración de calidad en los elementos prefabricados, y no dudamos de que tiene reservado un puesto preponderante en el porvenir de esta rama de la industria nacional.

La mesa vibrante tiene dos particularidades principales: proporciona *rigidez* al molde, pues apoya todo él sobre el tablero de la mesa, y transmite una *vibración uniforme* a toda la masa de hormigón.

Dentro del uso de las mesas vibrantes existen dos *modalidades* de empleo diferentes: bien con los *moldes* firmemente *sujetos* al tablero, bien estando éstos simplemente *apoyados.*

La *compactación* se produce, en el primer caso, gracias a la aceleración que la onda vibrante transmite a las partículas de la masa.

En el segundo caso la vibración del tablero hace *saltar* al molde, y la aceleración de las partículas aparece por efecto de los choques del molde sobre el tablero.

El sistema de *molde libre* ha dado, en ciertos ensayos de laboratorio, compacidades superiores a las producidas por vibración; sin embargo, presenta en la práctica tantas irregularidades incontrolables que lo hacen poco apropiado cuando lo que interesa es una fabricación homogénea.

Aunque las ventajas e inconvenientes de uno u otro sistema siguen siendo tema de grandes discusiones entre sus respectivos partidarios, nuestro criterio se inclina decididamente por el *molde fijo,* basándonos en los siguientes hechos:

1) El *molde libre* salta sobre la mesa a intervalos de tiempo más o menos periódicos, pero con una *frecuencia mitad* de la del vibrador.

2) Los choques pueden ocasionar sucesivamente la *compactación* y la *segregación* del hormigón.

3) Los choques son *destructores,* particularmente a *altas frecuencias.*

4) Los choques provocan el *desplazamiento* continuo de los moldes, con la consiguiente *pérdida de tiempo.*

5) Por último, la mayor compactación obtenida por medio de choques en ensayos de laboratorio, no es, a nuestro juicio, totalmente representativa de la realidad.

   En el laboratorio se emplean probetas de pequeño tamaño y poco peso, comparado con el del tablero de la mesa y con la F. centrífuga del vibrador.

   En la práctica, con masas mucho mayores, para conseguir unas condiciones

semejantes a las del ensayo se necesitarían mesas y vibradores cuyos *pesos* y *fuerzas centrífugas* están fuera de las posibilidades de los constructores. La realidad es, por tanto, muy distinta, y las distintas condiciones del vibrado dan lugar a *movimientos* totalmente *desordenados* e *incontrolables.*

Vemos, pues, por todas las razones expuestas, que es absolutamente imposible con el molde libre crear un proceso preestablecido de fabricación con una cadencia determinada.

Por último existen una serie de *problemas particulares* de la vibración con *moldes* o *mesas,* que es interesante recordar.

Estos problemas se refieren a la forma de aislamiento de las vibraciones por medio de *antivibrantes;* la *separación* entre vibradores; el *tiempo* de vibrado y *número* de vibradores a emplear.

ANTIVIBRANTES

En la fabricación de elementos se aplica, a veces, la vibración con el molde reposando sobre el suelo del taller.

Este método no es el mejor, pues se producen *saltos y choques* que son nocivos al molde y al vibrador.

Por otro lado la experiencia demuestra que con este sistema el molde vibra a una *frecuencia menor* que el vibrador, lo cual hay que tenerlo en cuenta.

En las mesas vibrantes sucede algo semejante con los apoyos del tablero sobre las patas y los de éstas sobre el suelo.

Para evitar estos inconvenientes conviene vibrar los moldes sobre una *alfombra de caucho* o sobre soportes de este material, y proveer a las mesas de una fuerte sujeción y de antivibrantes de caucho y acero, cuya dureza se calculará en función del *peso a soportar* y de la *frecuencia* de la vibración empleada.

SEPARACION ENTRE VIBRADORES

Cuando el tamaño de los elementos obliga al empleo de varios aparatos simultáneamente, se pueden presentar problemas de *interferencias* entre las ondas transmitidas por dos vibradores adyacentes.

Los casos posibles son:

1.º Ondas de igual amplitud y frecuencia defasadas medio período, que se anulan creando "puntos muertos" sin vibrar.

2.º Ondas de frecuencia distinta que alternativamente están en fase o defasadas, produciendo el "batido" o vibración con amplitud variable.

3.º Ondas de igual amplitud y frecuencia, en fase, cuya resultante tiene una amplitud suma de las anteriores.

Los casos 1.º y 3.º son más difíciles de producirse y aún más difíciles de prever; pero en caso de ocurrir se puede detectar su situación y evitarlos, si son nocivos.

El caso de "batido" es más corriente en la práctica, pero menos nocivo que el de los "puntos muertos", aunque las variaciones de amplitud hacen asentarse de formas diversas las distintas partículas de la masa.

La separación entre los vibradores es función de las características de éstos y del peso a vibrar, siendo motivo de un estudio particular en cada caso.

TIEMPO DE VIBRADO

El tiempo de vibrado es de gran importancia para el fabricante de elementos prefabricados, que debe tener presente una determinada cadencia de producción.

Existen varios estudios que consiguen obtener fórmulas teóricas que relacionan el tiempo de vibrado con la completa compactación del hormigón, pero no tienen más aplicación práctica que ser una primera aproximación.

El mejor criterio práctico para determinar la compacidad es el espejamiento, o aspecto brillante, de la superficie, a causa de la humedad.

Conviene resaltar que cuanto *mayor* sea la *aceleración* de la onda, menor será el *tiempo* de *compactación,* siempre que la *aceleración* y la *amplitud* de dicha onda sean mayores que la *aceleración* (1,5 g) y *amplitud* (0,004 cm) mínimas, ya que, en caso contrario, no se alcanzará nunca la compactación y al aumentar el tiempo de vibrado se puede producir la segregación de la masa.

NUMERO DE VIBRADORES

En general interesa saber el número de vibradores de una determinada *potencia* que se necesitan para vibrar una masa de un cierto peso *P*.

En general se suele adoptar una de las fórmulas siguientes:

$$P = \frac{n \cdot w}{1{,}5} \quad [1] \qquad\qquad P = \frac{n \cdot m}{0{,}004} \quad [2]$$

Siendo: P = Peso molde + hormigón (kg).
w = Potencia vibrador (Wt).
n = Número de vibradores.
m = Momento excéntrico = p.r. (kg · cm).

La [1] está basada en el concepto de *aceleración mínima* (1,5 g).

La [2] está basada en el concepto de *amplitud mínima* (0,004 cm).

* * *

Para terminar sólo me falta decir que *en prefabricados* son tantos los *casos particulares* que se presentan, que no es posible dar normas de vibración válidas para todos.

No obstante, *Urbar Ingenieros* y todas las casas fabricantes de vibradores están siempre dispuestas a ayudar a resolver esos casos particulares, pues es nuestro propio interés que la vibración alcance en nuestro país la expansión que hoy día tiene fuera de él.

837-7-5

equipos de dosificación de áridos y cemento por pesada

JESUS TRIBIS-ARROSPE
Prof. Dr. Ingeniero Industrial

Dentro del tema "Maquinaria utilizada en la técnica del pretensado", me ha correspondido desarrollar la comunicación correspondiente a "Los equipos de dosificación de áridos y cemento por pesada".

Dado el poco tiempo disponible me limitaré a una sucinta exposición del tema. Con las figuras, que se insertan en el texto, de los elementos e instalaciones, se aclararán los conceptos vertidos en la exposición y que espero sean interesantes para ustedes.

En todo proceso destinado a la obtención del hormigón, bien sea para instalaciones de prefabricados o bien para su inmediata utilización en una obra, se pueden considerar las siguientes fases:

a) acopio y almacenamiento de áridos y cemento;

b) su dosificación;

c) mezclado;

d) transporte del hormigón fresco al punto de utilización.

En esta ocasión solamente nos referiremos a la fase b), de dosificación, y con mayor concreción aún, a las instalaciones adecuadas para tal fin. No obstante, dada su estrecha relación con el almacenamiento de áridos, también nos referiremos a este tema en algún momento.

Aunque sea obvio decirlo aquí, no podemos silenciar que es necesaria una dosificación suficientemente precisa en toda ejecución de hormigón.

Si bien es cierto que se ha ganado mucho en este aspecto, todavía se utiliza una dosificación que pudiéramos llamar "a ojo". Con ella no se puede, de forma económica, fabricar hormigón que cumpla un Pliego de Condiciones en el que se haya fijado simplemente una resistencia mínima de hormigón, y aún menos, si se exige una dispersión determinada. Unicamente puede servir tal dosificación para cumplir un Pliego de Condiciones en el que se condicione únicamente la proporción de cemento por metro cúbico, Pliego que estimaríamos inadmisible y fuera de lugar en los tiempos actuales.

Si se trata de un hormigón que ha de utilizarse con la técnica del pretensado, es indudable que la calidad del mismo debe ser prefijada y, en consecuencia, una dosificación correcta es imprescindible.

Las instalaciones de dosificación, para que cumplan su objetivo, deben ser:

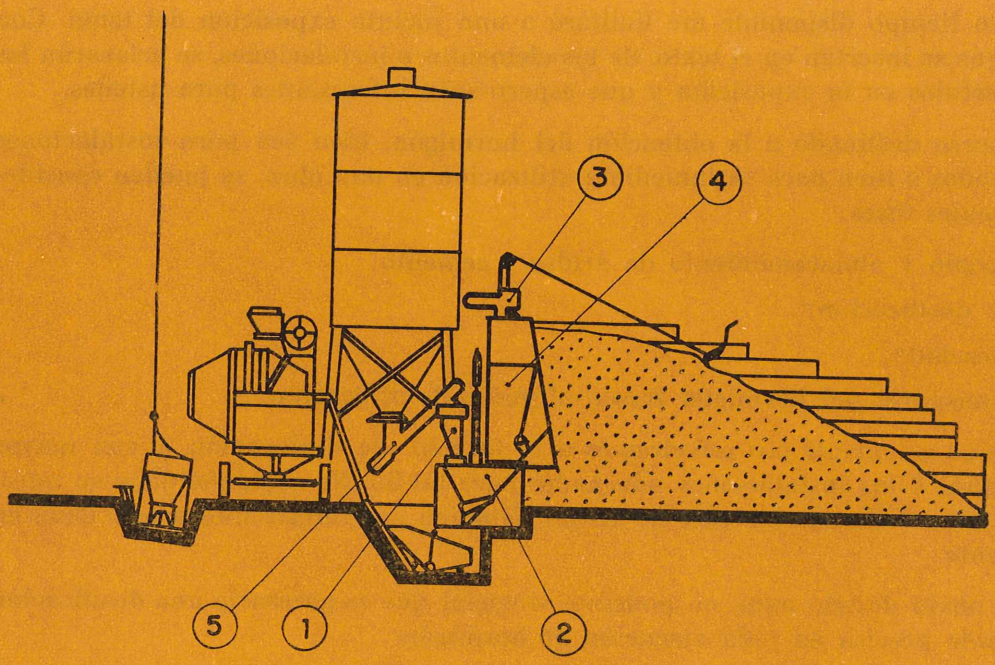
a) económicas en su precio de adquisición;
b) precisas;
c) de bajo costo de explotación;
d) de poco entretenimiento.

Son dos los sistemas clásicos a utilizar: la dosificación por peso y por volumen.

Entre ambos sistemas, la técnica actual ha desechado prácticamente la dosificación por volumen, simplemente por dos motivos fundamentales: el económico y la precisión.

Todos sabemos que el peso específico aparente de los áridos y, fundamentalmente, de la arena, es muy variable con la humedad. Los errores que se pueden cometer al dosificar la arena por volumen, pueden llegar al 30 por ciento.

La dosificación por peso es, pues, la aceptada hoy casi universalmente.



ARBAU.—Instalación de depósitos superficiales.

Sección esquemática de una instalación de depósitos superficiales ARBAU, que se compone de los siguientes aparatos:

(1) Depósito superficial, tipo FB 250/375.
(2) Dosificador normal, tipo NZ 4/250.
(3) Pala de arrastre, tipo ASW 8/3 PS.
(4) Báscula para cemento, tipo ZW 500/200.
(5) Tornillo sin fin transportador, tipo ZS 400 S, con válvula de cierre (compuerta) para el silo de cemento.

Producción de hormigón fresco de esta instalación, según la capacidad del mezclador: como media, 7,5 m^3/h, y máxima, 10 m^3/h. Para un radio de 8 m, los silos del dosificador normal, de 2,5 m de altura, almacenan cerca de 125 m^3 de material; de éstos, aproximadamente 5 m^3 de material flúido.

La técnica alemana y, concretamente, la firma ARBAU, ha desarrollado unas instalaciones de dosificación por peso, que cumplen los requisitos indicados anteriormente. En todo momento se ha tenido presente la economía en la instalación y en su explotación, la precisión y el entretenimiento.

Como resumen se pueden establecer las siguientes ventajas que caracterizan este sistema que preconizamos:

- sencilla obra civil para su instalación;
- almacenamiento de los áridos sobre la superficie del terreno en compartimientos radiales; por lo tanto, en un espacio relativamente pequeño y con una inversión muy reducida;
- separación total de áridos de distintas clases;
- escasas o nulas pérdidas en áridos y cemento;
- dosificación exacta;
- economía en mano de obra, ya que sólo se necesitan dos operarios, sin gran preparación técnica, para el funcionamiento total de la planta de hormigonado, uno como conductor de la traílla y otro para el mando de la hormigonera y ejecución de la dosificación.
- rapidez de la dosificación, puesto que, mientras dura el proceso de mezclado en la hormigonera, se preparan los áridos y cemento de la próxima masa. La dosificación, pues, no interfiere en absoluto la producción de la hormigonera.

Las instalaciones a las que nos referimos, constan fundamentalmente de cinco partes:

- la torre distribuidora;
- la traílla para alimentación de áridos (a mano o con pluma);
- la báscula de áridos;
- la báscula de cemento, que es completamente independiente de la anterior;
- el transportador, a base de tornillo sin fin, para hacer llegar el cemento desde el silo hasta su báscula.

Estos cinco componentes son independientes entre sí, pudiendo realizarse combinaciones entre ellos, en cuanto a su disposición, para la obtención del máximo aprovechamiento. Las dimensiones y capacidades de cada uno de ellos están en consonancia con la capacidad de la hormigonera, o son, en algún caso, función de las necesidades de almacenamiento.

No podemos exponer las características de cada uno de los elementos antes indicados, dado el poco tiempo disponible. Unicamente señalaremos algunos aspectos de la torre distribuidora, llamada con razón "el corazón de la instalación".

Se trata simplemente de una semitorre piramidal truncada, con la iniciación de 3, 4 ó 5 compartimientos radiales. En su base se encuentran las tolvas y compuertas correspondientes a cada sector que, a su vez, corresponden a cada compartimiento radial donde están almacenados los distintos áridos. El mando de las compuertas se puede realizar, bien a mano a base de palancas alargaderas, o bien con un sistema de mando hidráulico que puede encajar dentro de un automatismo total de la instalación.

A las instalaciones referidas se puede adaptar el automatismo que se desee. Normalmente en las plantas pequeñas (la menor para 7,5 m^3/hora de hormigón fresco) llevan

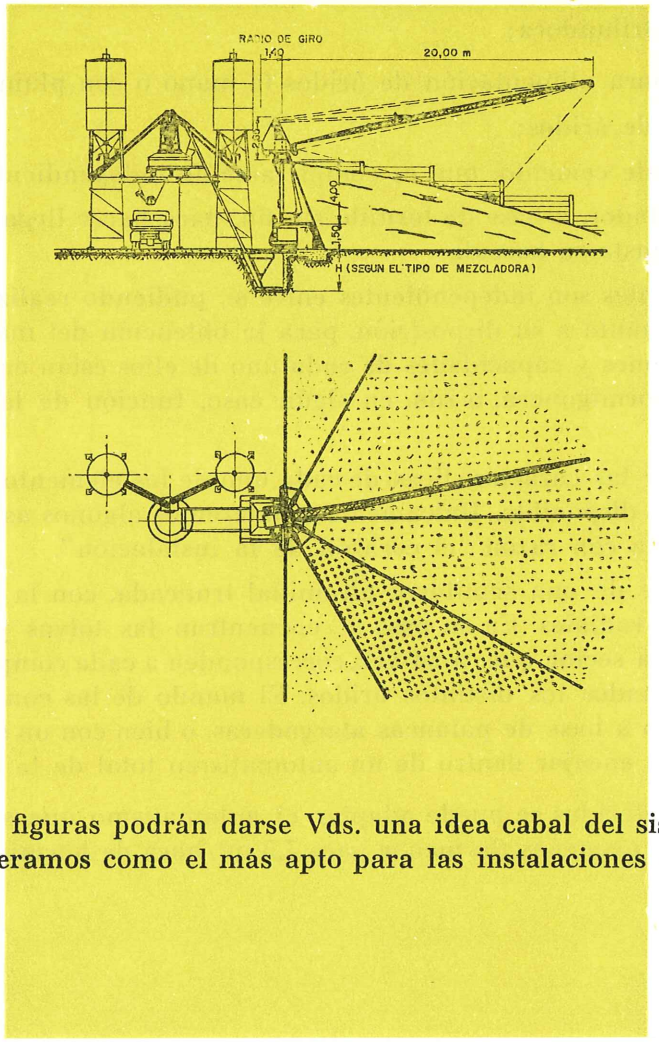
mando manual, salvo la dosificación de cemento. Puesto en marcha el tornillo sinfín pulsando la botonera correspondiente, se desconecta simplemente al alcanzar en la báscula el peso prefijado.

Las plantas grandes, muy frecuentemente destinadas a fábricas fijas de hormigón, tienen un automatismo completo. Un simple pulsador pone en marcha la instalación con arreglo al programa prefijado, sucediéndose los ciclos completos en el número deseado. Incluso la predeterminación del programa se puede realizar a base de tarjetas perforadas.

Estas plantas de hormigonado se utilizan, asimismo, sobre remolques, lo que da una gran agilidad de servicio, pudiéndose atender varios puntos de trabajo a la vez.

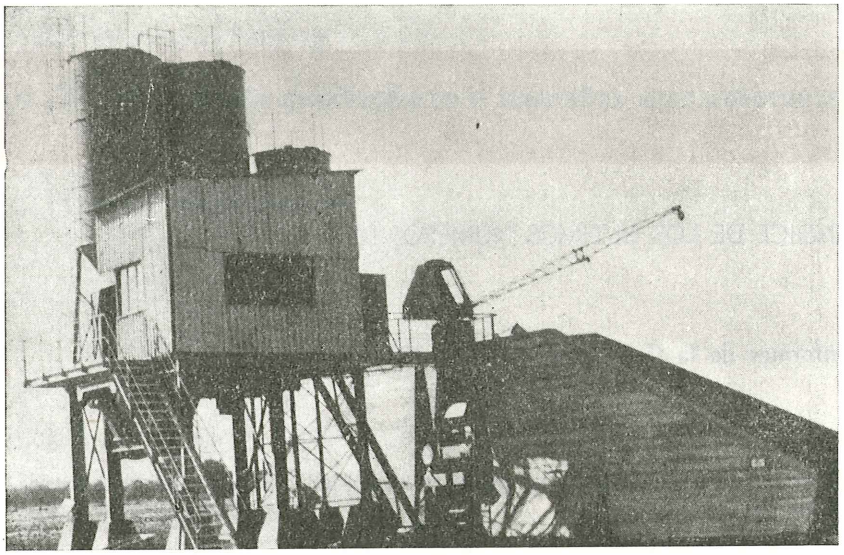
Deseo hacer resaltar, por último, las ventajas que presenta el sistema de almacenamiento de áridos en compartimientos radiales, sobre el sistema de almacenamiento en silos elevados. En primer lugar su bajo costo, y en segundo lugar, la mayor seguridad en cuanto a la corrección que se debe tener en cuenta por la humedad de la arena.

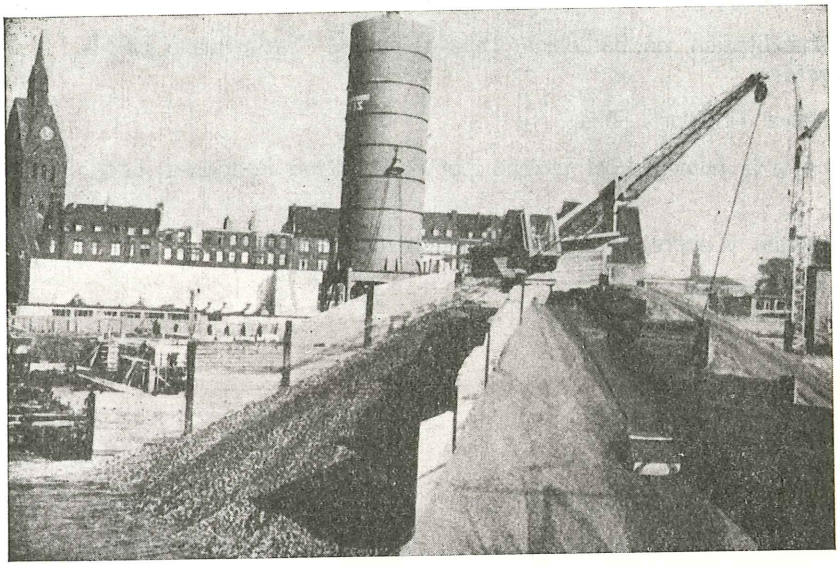
En los silos elevados la humedad se concentra en la parte inferior, es decir, junto a la boca de salida, lo que hace que las primeras partidas de áridos vayan con un contenido de agua muy superior al de las posteriores. En cambio, en el almacenamiento propuesto, el árido, que se utiliza inmediatamente, se toma de la parte superficial, y, por tanto, resulta muy regular la humedad de la mezcla seca que se introduce en la hormigonera.



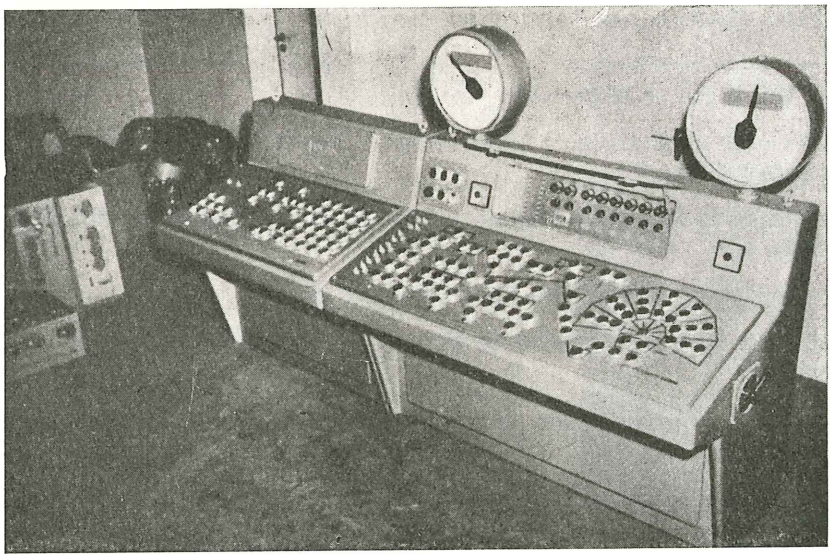
Con ayuda de las figuras podrán darse Vds. una idea cabal del sistema que proponemos y que consideramos como el más apto para las instalaciones de dosificación.

Central de hormigonado con capacidad para 45 metros cúbicos/hora





Vista de los compartimientos radiales y traílla de pluma



Pupitre de mando de una instalación automática

conozca otras revistas del I. E. T. c. c.

INDICE DE LOS ULTIMOS NUMEROS DE:

Informes de la Construcción. Núm. 182.

Edificio de la Sociedad "La Rinascente", en Roma, Italia, por F. Albini y F. Heig, arquitectos.

Centro de Estudios de Bellas Artes, en Grinnell, EE. UU., por Skidmore, Owings & Merrill, arquitectos.

Dos Museos en México, por P. Ramírez Vázquez, arquitecto.

Edificio Lonza, S. A., en Basilea, Suiza, por Suter & Suter, arquitectos, S. I. A.

Centro de Traumatología y Rehabilitación, en Barcelona, España, por M. Tapia-Ruano Rodríguez y F. Flórez Plaza, arquitectos.

Dos cubiertas del ingeniero Heinz Hossdorf, Suiza.

Tratamiento de los edificios contra la humedad del terreno, por F. J. Gómez Rodríguez, Lcdo. en Ciencias Físicas.

Las estructuras mixtas de hormigón y acero, por J. Martínez Calzón, ingeniero.

Informes de maquinaria, por M. Chinchilla.

Informes de la Construcción. Núm. 183.

Grupo parroquial de Nuestra Señora de Lourdes, en Roma (Italia), por G. Cancellotti, arquitecto.

Hotel Intercontinental, en Frankfurt-Main (Alemania), por O. Apel y H. Beckert, arquitectos. G. Becker, ingeniero.

Teatro Playhouse, en Nottingham (Inglaterra), por Peter Moro & Partners, arquitectos.

Casa de un arquitecto en la Tour-de-Peilz (Suiza), por R. Pythoud, arquitecto, y J. Negri y H. Waldmann, colaboradores.

Edificio de viviendas, en Madrid (España), por M. Barbero Rebolledo y R. de la Joya Castro, arquitectos.

Penitenciaría federal de Marion, Illinois (U. S. A.), por Hellmuth, Obata y Kassabaum, arquitectos.

Dos cubiertas del ingeniero Heinz Hossdorf (Suiza).

Acceso a los nuevos muelles en el puerto de Pasajes (España), por C. Martínez Cebolla, Dr. ingeniero.

Perforación y revestimiento de la galería de Laval de Cère II (Francia), por Georges Vié, ingeniero.

Informes de Maquinaria, por M. Chinchilla.

Informes de la Construcción. Núm. 184.

Casa-estudio núm. 25, de Arts & Architecture, en Los Angeles, U. S. A., por Killingsworth, Brady, Smith and Associate, arquitectos.

Vivienda residencial, México, por Francisco Artigas, arquitecto.

Villa Gadelius, Suecia, por Ralph Erskine, arquitecto.

Casa Alberi, en Duino, Italia, por Romano Boico, Dr. arquitecto.

Casa de campo, en Parpan, Suiza, por W. Niehus, Dipl. arquitecto, y W. Groebli, Dipl. ingeniero.

Chalet en Tossa de Mar, España, por F. J. Barba Corsini, Dr. arquitecto.

El estadio cubierto de Dartmouth, Estados Unidos, por Pier Luigi Nervi, ingeniero.

Puente sobre el tramo inferior del Elba, Hamburgo, por H. Aschenberg y G. Freudenberg, Ingenieros Diplomados.

Bases de un método racional para el dimensionamiento de refuerzos de firmes flexibles, basado en la medida de la deformación puntual bajo un eje cargado. 1.ª parte, por S. Rocci, ingeniero de caminos.

Puente sobre el río Trisanna, Austria.

La documentación al servicio de la industria de la construcción, por A. Comyn.

Informes de maquinaria, por M. Chinchilla.

Materiales de Construcción. Ultimos avances. II trimestre 1966. Núm. 122.

Utilización del "Aerofall" para la molienda en las fábricas de cemento, por A. Témoin, ingeniero.

El computador y la fábrica de cemento, por S. W. Peirce.

Nota sobre los cementos puzolano-metalúrgicos Fouilloux.

Modificaciones al método de ensayo para determinar el CO_2 mediante el calcímetro gravimétrico, por E. Gippini, Lcdo. en Ciencias.

Análisis cuantitativo por fluorescencia de rayos X, por J. L. Sagrera, Lcdo. en Ciencias Químicas.

Consideraciones sobre los contenidos nominal y real de materiales hidráulicamente activos en los conglomerados, por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas.

Elementos de transmisión de vapor a través de materiales porosos, por F. J. Gómez Rodríguez, Lcdo. en Ciencias Físicas.

Perbunan C en los trabajos de supra e infraestructura, por los Drs. H. Esser y W. Hofmann.

Materiales de Construcción. Ultimos Avances. III trimestre 1966. Núm. 123.

Estudio de la marcha de los materiales en el horno rotativo con ayuda de trazadores radiactivos, por G. Grasland.

Segregación de álcalis en pastas de cemento portland, por F. Triviño, Lcdo. en Ciencias Químicas.

Determinación cuantitativa de aluminio y silicio en mezclas de SiO_2 y Al_2O_3, por fluorescencia de rayos X, por J. L. Sagrera, Lcdo. en Ciencias Químicas.

Corrosión de armaduras en los hormigones armados y pretensados, por J. Calleja, Dr. en Ciencias Químicas.

Mecanismo químico de la formación del color en los ladrillos, por E. Gippini, Lcdo. en Ciencias Químicas.

Solicite estas revistas del INSTITUTO EDUARDO TORROJA a su librero habitual, de acuerdo con las tarifas siguientes de suscripción anual:

	Informes de la Construcción (10 números)		Ultimos avances en Materiales de Construcción (4 números)	
	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)	ESPAÑA	EXTRANJERO (1)
	Ptas.	$	Ptas.	$
Socio adherido (2)	—	—	125,—	2,50
Suscriptor	500,—	10,—	150,—	3,—
Número suelto	60,—	1,80	50,—	1,50
Número extraordinario	75,—	2,25	65,—	1,95
Número 137, extraordinario doble.....	150,—	4,50	—	—

(1) En los precios del Extranjero se incluyen los costos de los envíos (por correo marítimo o terrestre), así como los gastos financieros y los debidos a licencias de exportación.

(2) Socio adherido del I.E.T.: Categoría preferente de suscriptor, que, mediante el pago de 700 pesetas o 15 dólares anuales, tiene derecho a:

Recibir los diez números de la revista "Informes de la Construcción" y las ocho monografías que se publiquen durante el año.

Comprar los libros que edite el Instituto, con un descuento del 25 por 100, siempre que los pedidos se efectúen directamente a este Centro.

Precios especiales en las demás suscripciones y otros servicios del I.E.T.

Presentar comunicaciones al Instituto.

Preferencia en los actos, conferencias o cursillos que puedan efectuarse con asistencia limitada.

837-7-6

utillaje general y común para la fabricación de elementos pretensados (moldes, dispositivos de tesado, curado y aparatos de medida y ensayo)

JOSE M.ª SIMON SERRA
Dr. Ingeniero Industrial

Hasta la fecha, la fabricación de elementos pretensados en taller ha estado al alcance de todos los niveles de empresa. Se inició por las sociedades o particulares de pequeña potencia, en una forma casi totalmente artesana. Efectuó entonces su entrada en el mercado alguna entidad potente y apareció, en último lugar, la empresa media.

La gran empresa en realidad no ha conseguido sus frutos hasta época reciente, en que la construcción se ha desarrollado en forma masiva, siguiendo las orientaciones del Plan de Desarrollo y la emigración del campo a la industria urbana. Esta corriente, al adquirir límites alarmantes, obligó a considerar seriamente, y a gran escala, la construcción rápida de viviendas y esta construcción sólo podía ser alimentada por una gran industria en el ramo de la prefabricación.

Los elementos resistentes pretensados se impusieron inicialmente en España por sus características técnicas —más bien teóricas—, por su economía y por su rapidez de fabricación en largas series. Y decimos que sus características técnicas eran más bien teóricas, porque era raro el fabricante —nos referimos al de pequeña y mediana escala y a los tiempos heroicos— que conocía el coeficiente de seguridad a rotura con que trabajaba, y menos aún el de fisuración. Se fabricaban tipos de vigueta con longitudes totalmente inadmisibles, con relación a su canto, y las pruebas consistían simplemente en que aguantaran "muchos sacos". El "muchos sacos" sigue siendo expresión corriente ahora y he tenido ocasión de comprobar repetidas veces que, en pruebas efectuadas en fábrica —y aún más en obra, por el contratista, en los pocos casos en que lo hace— tanto en viguetas de hormigón como en techos cerámicos armados o pretensados, el "muchos" no llegaba nunca ni a la carga nominal.

Se vendían vigas con hilos deslizados y creo sinceramente que, si en la primera época no ocurrieron más desgracias, fue precisamente por el empleo del cemento fundido, que permitía por lo menos al fabricante destesar rápidamente. No signifique esto que

considere dicho material actualmente el idóneo para dicha fabricación, sino todo lo contrario, pero sí es verdad que tuvo papel importante en ella, en su día. Actualmente las normas de la A. E. H. P. (art. 1.11) no lo admiten en principio.

No hablemos ya de voladizos, vigas continuas —esto último, afortunadamente, se daba en pocos casos—, semiempotradas o empotradas. Todo ello era hablar en chino para el pequeño fabricante. A lo más lo atendía cualitativamente, nunca cuantitativamente y con el cálculo debido. Pocas veces se tenía en cuenta para el cálculo de voladizos el aumento de compresión inferior —y no sólo por el pequeño, sino por el mediano fabricante—. Aún hoy, en obra, en gran número de casos se prescinde de ello al utilizar elementos semirresistentes.

También es verdad que no había Normas.

En Italia, desde 1947, existen normas al respecto.

En Bélgica, en junio de 1952, se dictan ya oficialmente Normas sobre los materiales y ejecución.

En Alemania, a finales de 1943, existen ya unas normas bastante concretas, aunque no oficiales.

En Francia existen también desde parecidas fechas. Asimismo, en Suiza y en Inglaterra.

La bibliografía es extensa en todos los países desde 1948-49.

En España, existen buenos libros —no Normas oficiales—, siendo uno de los primeros completos —aunque no dirigidos especialmente a la prefabricación— el de Torroja y Páez del I. T. C. C., de 1951, seguido de otros de tipo más divulgatorio y más al alcance y gusto del técnico y fabricante medios. Hasta hace poco nadie ha sabido en España qué coeficiente de seguridad debía o podía dar a los elementos pretensados. El método adoptado en general ha sido una mezcla de la Instrucción Española para obras de hormigón armado revisada y las Normas de 1941, con normas extranjeras y algunos textos de la categoría de los citados. Se ha carecido de características concretas de los alambres; se han presentado temores y dudas, por desconocimiento, respecto a la utilización de los acelerantes de fraguado, plastificantes y aditivos. Hasta la aparición del Pliego General de Condiciones para la Recepción de Conglomerantes Hidráulicos, clasificando y dando normas estrictas sobre los cementos, tampoco estaba muy clara esta cuestión, con el agravante, en algunas épocas, del cambio obligado y continuo del tipo de cemento, por escasez.

En resumen, no creo exagerar si digo que la industria española de la prefabricación de elementos pretensados —primero la pequeña y luego la mediana— se ha formado por completo a sí misma. Los métodos y equipos extranjeros han estado durante mucho tiempo fuera del alcance de la misma. La creación incluso de los organismos o asociaciones oficiales o semioficiales y particulares al respecto es relativamente reciente, aparte el I. T. C. C., cuya meritoria labor en este aspecto no puede menos de ser reconocida. La exploración a fondo de los métodos extranjeros, más reciente todavía. Se ha prescindido de toda investigación, porque realmente no existía estímulo alguno de ningún orden para ello. Ni por imposición ni por economía.

Ruego me perdonen las forzosas excepciones que a no dudar existen y existían —he hablado en general, en pretérito—, gracias a las cuales, creo, podemos vernos reunidos de vez en cuando para poner esta industria al nivel que merece y que precisa.

Actualmente, creo sinceramente que es muy poco lo que nos queda por aprender —no por hacer, que es mucho— respecto al extranjero.

* * *

No creo necesario entrar en la descripción de una factoría de elementos pretensados, porque la mayor parte del auditorio que me honra se podía sentir casi ofendido por ello. Me limitaré a describir y comentar los elementos que constituyen el título del artículo, que son varios y el tiempo es corto.

Empecemos, pues, por los moldes.

Yo he visto trabajar con moldes de madera, madera forrada de chapa, hormigón y, naturalmente, chapa de hierro fina o media.

Actualmente, se usa casi exclusivamente el molde de chapa de hierro de 2 a 3 mm de espesor, según su función.

El molde puede ser sencillo; doble (con noyo fijo central); en batería, con lateral fijo; en batería, con central fijo; en batería desencofrable; molde perdido (caso de la cerámica) y, por último, molde deslizante, con movimiento continuo o intermitente.

El primer tipo citado de molde —sencillo— es para pequeñas producciones diarias y pequeñas series. Un juego de moldes requiere varios de soleras, según se trabaje —siempre con cemento portland o supercemento— sin acelerante, con él, o con curado al vapor.

Las soleras han evolucionado desde la madera y madera forrada, al perfil U laminado, lo que da a la anchura de las bases de las viguetas las medidas normalizadas para este perfil (8, 10, 12 cm, etc.). Se pueden suplementar lateralmente para conseguir medidas intermedias, pero ello encarece bastante la instalación. Las soleras apoyan en grupos de dos a cuatro sobre soportes de hierro u hormigón, distanciados de 80 cm a 1 metro.

Debe tenerse en cuenta en la colocación los efectos de dilatación y contracción por el calor, aquí muy importantes. Asimismo, la posibildad de la correcta transmisión de las vibraciones.

Las soldaduras en los moldes deben ser las mínimas y es preferible usar chapa más gruesa, de 3 mm, y evitar perfiles de refuerzo. Ello elimina alabeos y beneficia el molde. No pueden evitarse las cartelas de refuerzo. La unión preferible entre moldes es por solape, aunque tiene el inconveniente de que debe seguirse un determinado orden de desencofrado.

Tanto en estos moldes como en los demás tipos son los separadores, por lo general, los que los colocan en último término en su situación adecuada, aparte los cierres exteriores de fijación.

Existen pocos tipos de separadores, pero son importantes las diferencias. El separador más usado es el doble, rígidamente unidas las dos piezas.

Debe notarse que este separador es nocivo para la perfecta ejecución de las viguetas. En efecto, el destesado general de los cables después del endurecimiento no tiene lugar en el espacio entre separadores y, al cortar los cables dentro de los mismos, el efecto de golpe es exactamente el mismo que si no se hubiera destesado. Los remedios son: o usar piezas separadas y rellenas con barro o pasta para fijarlas en posición, o unirlas por dos piezas en forma de muelle muy resistentes.

Los separadores descritos tienen el inconveniente de tener que pasar o enhebrar los hilos o cables a través de todos ellos. Existe un tipo de separador que se puede colocar una vez tendidos los cables. Está formado por tres piezas independientes en forma de peine que, juntas, forman un separador compacto. Se ahorran separadores y, sobre todo, trabajo de colocación. El único inconveniente que tienen es que la imprevista rotura de un cable tendido, en el momento de colocarlo o antes, puede provocar accidentes, que en el otro sistema impiden los separadores ya colocados. De todos modos, este inconveniente existe en todos los sistemas de fabricación continuos y deben adoptarse las precauciones necesarias en los terminales para evitar daños personales.

Los moldes dobles tienen el alma central fija. Pueden usarse nuevamente los laterales al desencofrar —a las 3 horas aproximadamente—, pero no se puede utilizar la parte central hasta el corte de las viguetas (es decir, hasta los 3 ó 4 días sin acelerante, dos con él y 1 o menos con curado al vapor).

Los moldes en batería constituyen el sistema usado para grandes series de vigueta y tienen la ventaja de la ancha superficie de hormigonado que presentan, sin huecos. En caso de batería de más de siete elementos es conveniente ya el hormigonado por puente-grúa o carro superior. Tampoco se recuperan hasta cortadas las viguetas.

Se han estudiado y construido moldes en batería, recuperables inmediatamente, que se usan en anchos de seis y siete elementos, que carezco de tiempo para describir. No obstante, debe comprobarse muy bien si la inversión es adecuada, ya que, a pesar de poder ser retirados a las 3 horas o algo más (tiempo de desencofrado), su coste de explotación es elevado, pues son más delicados y existe un mayor peligro de dañar los elementos, aún frescos.

El molde deslizante es ya, más que un molde, una máquina.

En España, que sepamos, hay tres o cuatro factorías que fabrican con este tipo de máquina, unas con maquinaria importada y otras con patente de creación española. Estas máquinas fabrican varias pistas a la vez (anchos de hasta 1,50 m), y permiten la fabricación de gran gama de elementos, con posibilidad de variación muy económica y gran perfección en la fabricación. No existen entonces separadores y el corte es por disco, facilitando lo primero la colocación de los cables, que van guiados por la máquina. También se prescinde de bases, constituidas en este caso por una solera, de hormigón, untada cada vez con el jabón o desencofrante adecuado. Alguna de estas máquinas fabrica, asimismo, paneles aligerados continuos de reducida altura.

El último tipo de moldes deslizantes semi-intermitentes constituye, entre otras, las patentes del tipo Saret. Generalmente fabrican vigas semirresistentes y en ellas los separadores se deslizan junto con la plataforma de hormigonado. La tolva trabaja sobre esta plataforma, y el vibrado, en general, se realiza con pervibradores.

En todos los tipos de moldes descritos se puede fabricar más de un tipo de sección. Es decir, con un mismo molde se pueden fabricar varios tipos, pudiéndose pasar asimismo de elementos resistentes a elementos semirresistentes. Es posible y recomendable la transformación en altura, que puede ser elevando sólo por la parte superior o bien por ambas partes, superior e inferior. En este último caso se eleva también el molde mediante unos dispositivos previstos en los apoyos y fijaciones. Queremos hacer hincapié en que para fabricar dos tipos diferentes, por elevación superior (por ejemplo, viguetas de 22 y 24 cm de altura), es preciso estudiar antes muy bien ambos tipos e, incluso, examinar el mercado. Nos exponemos a que uno esté regularmente bien dimensionado —económico, por tanto— y el otro resulte pesado, ruinoso y, además, con

escasa ganancia de momento flector sobre el anterior. Debe tenerse en cuenta que, con los coeficientes de seguridad 1,3 a fisuración inferior y 2 a rotura superior y adoptando una carga máxima admisible para el hormigón a compresión de 200 kg/cm² y una carga de fisuración en tracción para el hormigón de 40 kg/cm², es conveniente que la línea neutra de la sección de hormigón de la vigueta quede situada ligeramente por debajo de la mitad de su altura. Ello a fin de poder sacar el máximo rendimiento de la sección. Evidentemente, con las dos alturas y aumentando sólo la cabeza superior, hay que adoptar un compromiso, y éste es función de los metros de vigueta que se prevea vender de cada tipo, a fin de inclinarse por uno o por otro al estudiar la sección.

El aumento de sección por separación horizontal de moldes es siempre antieconómico por sí mismo, da lugar a una viga pesada y es poco eficaz. Sólo es aceptable como remedio para no establecer en un mismo forjado alturas distintas, si es que no existe el de variar los interejes. Puede, no obstante, que ahora tenga provisionalmente cierta aplicación al tener que pasar, según obliga el reciente Decreto, a cargas de 500 y 550 kg/m².

No es necesario indicar que los moldes deben ser lo más estancos posible. Esta es una prueba que, normalizada, podría exigirse al fabricante de moldes. Desde luego no se trata de un recipiente a presión; pero un ensayo podría consistir en llenar con pasta de una determinada fluidez una porción de molde, someterlo a vibración a 3.000 ó 6.000 r.p.m. durante un período de tiempo fijado y comprobar las fugas; fijar unos porcentajes, y darlo por útil o inútil.

Si intentamos con todas las nuevas normas responsabilizar al fabricante de prefabricados, hagámoslo también con el de sus equipos y sus materiales. Las fugas en un molde no representan solamente un desmejoramiento en el aspecto exterior de la vigueta, sino un cambio en la granulometría y relación agua/cemento de parte de ella. Estas diferencias se han podido comprobar realmente por examen radiográfico y hay documentación sobre ello e, incluso, he hecho ensayos al respecto yo mismo. El examen radiográfico del hormigón, aunque no exhaustivo hoy día, está en un período de ensayo bastante adelantado, especialmente en Italia, por Rinaldi, hasta el punto de poderse apreciar, cualitativamente hasta hoy, los regímenes de carga de diferentes zonas. Estos ensayos radiográficos son especialmente importantes para el conocimiento —no destructivo— de las armaduras y estribos en una zona de la vigueta y aún —ya muy perfectos— del posible deslizamiento de los hilos. Y de gran interés, asimismo, para el estudio de la vibración.

Es importante la altura de los moldes sobre el nivel del suelo de la nave. Si se pretende llegar a una producción elevada piénsese que hoy día hay que tener en cuenta la posible instalación de curado al vapor. La excesiva altura de bases y moldes, aunque facilite el trabajo —si éste es muy manual—, puede constituir perjuicio para la instalación de dicho curado como consecuencia de la mayor cámara que se precisará llenar de vapor y el aumento de pérdidas superficiales por la cubierta.

No creo necesario remarcar que al proyectar la vigueta hay que tener muy en cuenta el tipo de molde y áridos. Las viguetas con alambres en su zona media —alma— casi no se usan ya. Eran en cambio las que se creían mejores hace un tiempo (y en pura teoría de cálculo lo son). Se ha comprobado, hoy día, que para los perfiles normales la concentración de armaduras en la zona superior e inferior da un reparto de tensiones suficientemente uniforme sin producir esfuerzos de cizallamiento exagerados. Ello

permite, entonces, el paso por el alma, en el molde, de un árido algo mayor y facilita, además, el descenso de la mezcla por la vibración.

Para viguetas semirresistentes, el alambre en la zona media (que ahora es superior) es a veces inevitable. No obstante, en estos casos, por características del estudio de la sección, esta parte debe dimensionarse con mucha más anchura, a efectos de no tener el eje neutro de la vigueta excesivamente bajo; por lo que queda facilitado el paso de los áridos.

En cuanto a longitud de las pistas, es apta, también según características del mercado, la de 80 a 100 m para batería. Para molde simple, suponiendo la fabricación de menos importancia, de 60 a 80 m. Es antieconómica por debajo de 40 metros.

En una instalación de moldes simples el moldeado y desmoldeado supone el 22 % de la mano de obra respecto al total de ésta. En una batería (molde fijo), un 18 %. Téngase en cuenta que el total de la mano de obra en batería es un 26,4 % inferior a la necesaria con molde sencillo, por lo que la diferencia entre los dos porcentajes anteriores es más sustancial todavía.

Para instalaciones medias de 500 a 1.200 m/día, tomando por base una longitud útil de pista de 100 m, el coste total de la mano de obra para distintas longitudes, supone las siguientes variaciones:

— para 120 m, — 2,16 %;

— para 100 m, 0;

— para 80 m, + 3,25 %;

— para 60 m, + 8,7 %;

— para 40 m, + 16,3 %.

Estos datos y los anteriores los he obtenido del control ponderado de distintas factorías.

* * *

Los dispositivos de tesado es otro capítulo con toda su historia. En el ramo del pretensado, en la actualidad, sucede como con el arte en la isla de Sicilia. Para tener una idea general y documentada de la evolución de la arquitectura a lo largo de los tiempos, sólo hay que efectuar una visita con un poco de curiosidad por dicha isla. Me refiero, por lo menos, a partir de las primeras manifestaciones griegas. En el arte —digamos— del pretensado y, concretamente, en lo que a aparatos de tesar y accesorios se refiere, sólo hay que efectuar una visita algo completa a cualquier zona industrial de España. Yo no he conocido el tesado "a oído", del que tanto se ha hablado anecdóticamente y que a mí me han asegurado se efectuaba en un taller de la provincia de Lérida. Consistía en apreciar la nota musical que emitía el cable, con todos sus armónicos y deformaciones y darla por buena por comparación. Y no por contrastación con un patrón exacto (diapasón, etc.), sino por apreciación del operario... o "músico".

Actualmente se sigue usando:

— el tesado por cabrestante manual, apoyado;
— el tesado por cabrestante manual o polea diferencial, suspendido;
— el tesado por cabrestante eléctrico (o polipasto), generalmente suspendido;
— el tesado por aparato hidráulico, eléctrico, también generalmente apoyado;

— el tesado por aparato transportable, con compresor eléctrico, muy rápido. No se fabrica en España que sepamos, pero empieza a introducirse.

Asimismo, los hilos o cables se tesan:

— de uno en uno;

— dos a la vez, por reenvío del primero o por mordazas basculantes;

— varios a la vez, por sucesivos reenvíos;

— varios a la vez, sin compensación;

— varios a la vez, por compensación hidráulica (*) (en España creemos no se hace).

El sistema generalmente usado en la actualidad es el de tesado individual o, como máximo, de dos hilos. Se han estudiado y ensayado máquinas de tesado múltiple, pero, que sepamos, han dado, en general, poco resultado. Una gran desventaja es el enorme esfuerzo que se requiere en el elemento tensor (un banco de ocho viguetas, a 11 t por vigueta, requiere un mecanismo de tesado de 88 t útiles). Deben preverse aparatos, pues, por encima de las 100 t, con su correspondiente apoyo desplazable. El tesado con múltiples reenvíos no asegura la correcta tensión del cable; el tesado hidráulico equilibrado, a base de máquina hidráulica con pistones, es complicado y delicado. El tesado sin equilibrar está sujeto a un tesado previo (art. 2.73 de las Normas de la A. E. H. P.) que hace muy engorrosa la operación.

Los sistemas que privan actualmente son a base de polipastos eléctricos desplazables superiormente, con mandos a distancia; el electro-hidráulico apoyado, muy extendido en España, de buen resultado, pero de recorrido limitado para bancos de gran longitud, y el electro-neumático, extranjero (alemán), de recorrido limitado, pero de acción muy rápida en dos fases sucesivas.

Es conveniente automatizar estos aparatos, no sólo por las ventajas inherentes a ello, sino porque se pueden alcanzar mayores velocidades en la operación. El tesado representa aproximadamente el 16 % del trabajo total en el cable, y éste, a su vez, el 28 % del total de la fabricación. No es el resultante un porcentaje muy elevado, pero doblando la velocidad podemos reducir en un 2 % aproximadamente la mano de obra total.

El polipasto eléctrico tiene la ventaja de que su carrera es prácticamente ilimitada y, además, es de fácil conservación si está bien construido. No es el más barato. Su velocidad de tesado, como en el hidráulico, es de 0,5 a 1 m por minuto. La de retroceso es mayor. El fabricante lo puede construir fácilmente, sin problemas, de acuerdo con las características que se le pidan.

En el electro-hidráulico español, que se fabrica por lo general en tipos de 2,5, 3,5 y 4 t, el recorrido máximo —que sepamos—, hasta la fecha, es de 800 mm; lo que, aunque teóricamente es suficiente para bancos de la máxima longitud, no lo es en la práctica, ya que el cable o hilo no queda inicialmente completamente recto y a veces falta carrera.

El aparato portátil, de carro, es de gran rapidez, aunque por su poco recorrido efectúa el tesado en dos o más veces sucesivas; cosa que hay que tener en cuenta en la valoración de las pérdidas por anclaje. Hay que estudiar detenidamente su aplicación que,

(*) Requiere el mismo esfuerzo en cada cable.

aunque puede ser rentable, va gravada por un coste tres o cuatro veces superior al de los anteriormente citados.

Respecto a los sistemas de tesado múltiple, el tesado fijo, sin equilibrar, según hemos dicho, creemos no resulta cómodo ni rentable. Respecto a los equilibrados (*), personalmente he hecho ensayos a base de sistemas múltiples de palancas, con resultados francamente desalentadores, aunque sé que se usan parcialmente en Alemania y principalmente en Italia. Quizá el inconveniente mayor fue que era dificilísimo introducirlo en una fábrica no concebida para ello, ni en su sistema de anclajes ni en el tipo de armado de las viguetas. El tiempo estimado que se ahorraba no llegaba al 0,5 % sobre el total, y los desperdicios de cable eran mucho mayores.

Sí sería interesante, en cambio, el estudio de un equilibrador hidráulico de largo recorrido. Por mi parte, no conozco la existencia de ninguno funcionando y, aunque he estudiado bastante la cuestión, la grande y dudosa inversión que precisa, aparte de las modificaciones y encarecimiento en las zonas de anclaje y la no muy brillante ganancia económica en la fabricación, no predisponen a acometer seriamente el estudio.

El tesado por reenvíos se utiliza en Alemania e Italia, haciendo pasar los hilos entre unas arandelas de hierro dulce que rodean un cilindro de acero con tuercas. Una vez tesos los alambres, se aprietan dichas tuercas. Naturalmente, obliga en cierto modo a un armado especial y aún a un proyecto específico de los elementos, con lo que es fácil que en algunos tipos se desaproveche acero.

Respecto al aparato de tesado portátil es seguro, eficaz y rápido. No requiere apoyos, tirantes, contrapesos ni estructuras, lo cual disminuye algo su precio. Puede ser usado en la factoría y en obra. Como he dicho, está introduciéndose en España y existen algunas firmas que ya lo usan.

No creo sea aquí la ocasión de dar las referencias de fabricantes y suministradores. Aunque posiblemente están ustedes ya documentados al respecto, quedo a su disposición para todos los datos complementarios que precisen.

En esta fabricación el acero se utiliza en forma de hilo liso, hilo grafilado —con muescas o dibujos en resalto— o cable de dos hilos por lo general. La adherencia es bastante distinta en los tres casos. Personalmente, no tengo datos cuantitativos sobre el grafilado (sí cualitativos, sobre todo en lo que se refiere a esfuerzos dinámicos, para los que es eminentemente superior dicho grafilado). No obstante, sí los tengo, por pruebas efectuadas, de la comparación de hilo con cable de dos hilos. Utilicé, por una parte cable de dos hilos de 2,3 mm ∅, comparándolo con hilo simple de 3,25 mm ∅. Las secciones son las mismas, de 8,3 mm^2. Se fabricaron varias probetas de 10 × 10 × × 55 cm, zunchadas, con los hilos anclados (uno en cada una) y situando una referencia en la parte posterior para comprobar el deslizamiento. El hormigón era de 470 kg de cemento por m^3, con granulometría y plasticidad adecuadas para la fabricación de viguetas.

La carga de rotura garantizada para ambos tipos de cable era de 160 kg/mm^2, lo que correspondía a 1.330 kg por cable.

(*) El equilibrado para cables de dos hilos si se halla ya resuelto por mordazas basculantes especiales fabricadas en España.

Los resultados fueron:

A los 2 días del hormigonado: el alambre desliza a 650 kg.

El cable no desliza: rompe a 1.440 kg.

A los 4 días del hormigonado: el alambre desliza a 760 kg.

El cable no desliza: rompe a 1.350 kg.

A los 6 días del hormigonado: el alambre desliza a 900 kg.

El cable no desliza: rompe a 1.335 kg.

A los 8 días del hormigonado: el alambre desliza a 1.200 kg.

El cable no desliza: rompe a 1.380 kg.

Cierto que la relación de superficies de adherencia era de 14,4 a 10,2 a favor del cable. No obstante, también hay que observar que las diferencias son de mayor orden y, además, el cable no se tesó equilibradamente, sino en conjunto.

Los aparatos usados para medir la tensión de los hilos, que pueden ir o no acoplados al aparato tensor, son:

— dinamómetros intercalados;

— manómetros o dinamómetros hidráulicos intercalados;

— aparato sistema romana;

— contrapesos;

— manómetros incorporados a los aparatos de tesado;

— aparatos de medida del recorrido del cable (*);

— aparatos para la medida de la tensión del cable, una vez colocado.

A todos estos aparatos puede acoplarse el automatismo a base de contactos eléctricos.

Los dinamómetros de muelles y el sistema de romana son antiguos, pero se siguen usando. El dinamómetro requiere doblarlo o comprobarlo mensual o semanalmente (según Normas). El error debe ser inferior al 5 por ciento.

El sistema de contrapesos, contra lo rudimentario que parece, es muy exacto si se halla bien instalado. Su problema es la variación del contrapeso, si se hace preciso —problema de tiempo, se entiende—.

También es engorroso su traslado a lo largo de las cabezas de las pistas, siendo mejor instalar un sistema de reenvíos.

Los manómetros o dinamómetros hidráulicos son muy delicados.

Los manómetros incorporados al aparato tensor (siempre por duplicado) dan lecturas suficientemente exactas.

Los aparatos de medida del recorrido se usan muy poco en España y creemos puede prescindirse de ellos.

(*) En Alemania es preceptivo que los aparatos de tesado en las industrias de prefabricados midan la tensión y el recorrido.

Los aparatos para medida de la tensión, una vez colocado el cable, se usan más bien como comprobación rutinaria. Someten al cable a lo que podríamos llamar una prueba de flexión, apoyándolo por dos puntos y haciendo presión por un tercero central. La presión necesaria para deformarlo se traslada a una aguja indicadora (estos aparatos, por su modo de funcionar, tienen unos límites de aplicación restringidos, es decir, abarcan pocas diferencias de diámetros, por lo que, generalmente, son precisos dos). Este aparato se ideó para la comprobación de las tensiones en conductores de líneas eléctricas y posteriormente ha pasado a usarse —limitadamente— en esta técnica del pretensado. Su error es de ± 3 por ciento.

Complemento de las máquinas tensoras —sobre las que, repito, por lo menos en prefabricación, poco se ha inventado que pueda revolucionar la técnica— son los elementos de fijación y amarre.

Es práctico, para el ahorro de cable, tesar a base de barra con dos pinzas equilibradas y el último elemento separador colocarlo del tipo "a posteriori" según los descritos. Se ahorra así todo el desperdicio terminal. Es método bastante común en el extranjero.

En cuanto a elementos de amarre del cable, actualmente se efectúa por ranas de autopresión o cuñas y camisas planas o circulares introducidas a martillo. (No hay que decir que lo preferible es lo primero). Existen unas, tipo pístola, que se pueden manejar con una mano y que sólo es preciso colocar sobre el hilo, efectuándose la presión inicial por el muelle del gatillo y la sucesiva por el mismo cable. En las actuales, sólo se llega a cables de 3 y 3,5 mm de diámetro. Se fabrican también con balancín equilibrador para el tesado equilibrado de cables, es decir, los dos hilos independientemente. Se ha comprobado que en cables —depende también de la fabricación—, el tesarlos amarrándolos conjuntamente puede dar lugar a diferencias de más del 15 % entre los dos hilos, pudiendo entonces fácilmente uno de ellos sobrepasar el límite elástico. Este sistema de pinzas tiene la ventaja de que no hay que enhebrar el cable a través de ellas, sino que lo cogen por encima o lateralmente.

Otro sistema es el de rana circular excéntrica y, por último, otro es el de cuña y camisa.

En cuanto a anclajes, se trabaja en todas partes con los siguientes tipos:

— cuña plana, ranurada. Ancla hilos y cables;

— cuña circular, sin camisa y sin entallas;

— cuña circular, con camisa y entallas según generatrices;

— tipo de semicono hueco, en sus dos variantes, sin y con muelle, patente inglesa, actualmente distribuida en España.

La cuña plana ranurada se usa mucho en el extranjero y, sobre todo, en el anclaje en piezas —balancín. Es de metal especial, tratado térmicamente.

La cuña circular, sin camisa ni entallas, cuya funda la constituye la misma placa general de anclaje, es, en general, un mal elemento, construido con material inapropiado, con muchas pérdidas por deslizamiento y sujeto a continua sustitución.

La cuña circular, con camisa del mismo material, construida en acero especial de cementación y con la dureza adecuada (500 Brinell, ya que el cable tiene unos 350), la he visto durar 10 años de trabajo continuado. Requiere una placa de anclaje de mayor

espesor, ya que hay que debilitarla para el empotramiento de las camisas. Aptas para hilos y cables, con dos entallas en este último caso. Desde luego, bien construido, este anclaje es el de mayor duración.

El tipo de semicono hueco, formado por una cuña partida, hueca, con estriado especial, sin o con muelle posterior, se sitúa fuera de la placa de anclaje, por lo que ésta sólo precisa el agujero del cable. Su duración es muy inferior a la anterior, aunque su calidad es buena y resuelve problemas de espacio cuando éste se precisa.

El anclaje de cables es en estas piezas más complicado y tiene que acudirse a veces a anclar un hilo del cable en cada una, con lo que se pierde la reducción de espacio ocupado.

El destesado de los cables más apropiado es el hidráulico (excepto para moldes individuales), bloqueado por tuerca y tornillo durante la fabricación. Es fácil el cálculo del recorrido del destesado, mucho más que el del tesado. Aquí se conoce la tensión aproximada a que queda el acero y la exacta que se le ha dado. En cambio, en el tesado, no se conoce la sinuosidad inicial de los hilos (*).

Es conveniente la instalación de una pequeña zona para el hormigonado y tesado de nuevos prototipos. Esta debe ubicarse en el extremo opuesto del aparato tensor con un cabezal de anclaje fijo y otro de anclaje desplazable. Los hilos se tesarán a base de un cable general desde el aparato tensor. Esto, a efecto de no desperdiciar en las pruebas grandes cantidades de cable. Téngase en cuenta que el tesado gradual se debe a la deformación progresiva de los cables a lo largo de la pista. Si la zona de prototipo se hallara en el extremo del aparato tensor, no habría forma de obtener precisión en los tesados.

Los cementos expansivos, actualmente en decisiva fase de estudio, aunque ensayándose hace dos decenios, es posible que introduzcan, en un plazo bastante largo, modificaciones en esta técnica. No se ha vencido aún la dificultad que representa la falta de control de la tensión resultante del acero, lo cual sólo será posible cuando el elongámetro, aplicado al hormigón, no sea ya un elemento de laboratorio, sino industrial.

Después del hormigonado de las viguetas en sus moldes —o sin ellos—, el hormigón que las constituye continúa su endurecimiento y su fraguado.

La retracción del hormigón es función, en cada momento, de la cantidad de agua libre del mismo contenida en sus canales capilares y del estado higrométrico de la atmósfera. Es evidente que en el primer factor juega un papel importante la dosificación en cemento del hormigón. Por ello, se recomienda evitar el uso de hormigón de elevada dosificación.

Nos abstenemos del estudio de las deformaciones del hormigón por este motivo, que, por otra parte, y dentro de lo poco que se conocen, se hallan asimismo tratadas en los

(*) Aunque se utilice hilo o cable del tipo desfatigado, el cual, sobre muchas ventajas, tiene también algunos inconvenientes.

textos modernos en la materia y aún en los que no son tan recientes, por ejemplo, en el de Torroja y Páez; en varias publicaciones de Freyssinet; en el conocido de Guyon, y en todos los textos italianos sobre hormigón pretensado.

Nos interesa aquí el curado industrial.

El endurecimiento del hormigón se activa por la temperatura, no por la evaporación de agua, sino por la activación de las reacciones químicas que lo provocan. Por este lado, pues, es por donde debe buscarse una mayor producción en una planta industrial.

Las naves de fabricación acondicionadas térmicamente resuelven sólo en parte esta cuestión. Aparte el coste de explotación y el de la nave que debe estar convenientemente aislada, se consigue simplemente con ello un fraguado normal.

Los sistemas más empleados han sido por agua caliente y vapor a baja presión, únicos posibles al tratarse de elementos inamovibles de grandes longitudes. También se ha empleado el eléctrico, con resistencias a muy bajo voltaje, cuyo inconveniente es la sequedad que produce en la atmósfera alrededor de los elementos y el cuidado con que debe ser mantenida la instalación.

El calentamiento por agua caliente consiste en un circuito cerrado de agua caliente con temperatura media de 80° C que, o bien se halla en contacto directo con los fabricados, o calienta, mediante serpentines, una zona situada debajo de la solera de los mismos, ésta muy delgada y buena conductora (sistema muy utilizado en Francia y similar al que se usa en aquel país para la calefacción de forjados de viviendas). El sistema por agua caliente directa es complicado y poco económico.

Actualmente, y en lo que se refiere a viguetas de hormigón, creemos que el proceso más adecuado es el vapor, mundialmente empleado. El sistema de vapor a presión, que sería mucho más eficaz para obtener resistencias más elevadas en el hormigón (*), es prácticamente inaplicable en esta industria y debe acudirse al proceso por vapor a baja presión. Este consta, esencialmente, de la correspondiente caldera, alimentada preferiblemente por fuel-oil, alimentador, tuberías de reparto con válvulas, y toldos aislantes.

En las condiciones en que se trabaja en estas industrias, 1 m^3 de hormigón precisa aproximadamente 12.000 calorías para aumentar 20° C en 1 hora. Aparte, el calentamiento de suelo, moldes y pérdidas supone un factor de corrección de 2,5, como media.

La caldera debe estar construida con tubos de gran paso y es necesario instalar, casi en todos los casos, un purificador de agua

La red de tubos puede ser fija en el suelo, con juego de válvulas para cada pista; o suspendida, móvil, junto con los toldos aislantes, conectada a las conducciones generales por tuberías flexibles o articuladas. Los toldos pueden ir solidarios con las tuberías, apoyar sobre las mismas o sobre bastidores apropiados. Es conveniente un primer toldo resistente al vapor (de algún producto sintético o plástico) y un segundo toldo, que es el verdaderamente aislante. El toldo puede simplemente enrollarse o suspenderse; en este último caso es conveniente darle cierta rigidez o aún formarlo por placas me-

---

(*) Se han llegado a sobrepasar con él, en laboratorio, los 1.200 kg/cm^2.

tálicas de cinc por ejemplo, con aislamiento proyectado a pistola y suspenderlo por medio de una catenaria y por tramos de unos 15 a 20 m, con contrapesos, o en forma continua si se prevé un desplazamiento lateral uniforme con correderas bajo las cerchas de la nave. La junta con el suelo puede ser hidráulica. Debe tenerse muy en cuenta, al adoptar este sistema, su interferencia con los mecanismos de hormigonado suspendidos o elementos de traslado de fabricados. No obstante, es posible llegar a soluciones buenas.

Es preciso prever pendientes y desagües en el pavimento de la nave para la eliminación del agua de condensación.

El proceso de fraguado varía según los países y existe bastante documentación al respecto, aunque casi toda se refiere a casos concretos que pueden ser muy distintos a aquél en que se pretende aplicar y, por lo general, se refieren a elementos distintos a vigas, estudiando más la parte química que la industrial.

En Europa se usan, en general, procedimientos similares. En algunos puntos se llega a 10 horas con vapor a 80° C, con 3 horas para elevar y 3 horas para enfriar.

En Rusia se extreman más las condiciones, llegándose a temperaturas de 95° C, con una sola hora para alcanzar la máxima y otra para enfriar.

Las normas de la A. E. H. P. señalan, con carácter orientativo, que debe iniciarse la aplicación a las 2 horas de vibrada la masa, elevando 20° C por hora hasta alcanzar 80° C, que se mantendrá durante 8 horas, al cabo de las que se reducirá al ritmo de 10° C por hora. Creemos, por pruebas efectuadas, que quizá pueden ser reducidos estos tiempos. La subida, a razón de 20° C/hora, creemos debe ser casi obligada. En cambio, se podrían quizá rebajar mucho las 8 horas de mantenimiento a 6 ó a 4 y descender luego algo más rápidamente. Hacemos este comentario, al dar la citada Norma carácter orientativo a este Artículo y a la vista de resultados obtenidos con los valores citados.

En el caso de tubos superiores, es decir, sobre las viguetas, tubos que evidentemente llevarán sus agujeros de salida de vapor cada 30-40 cm, es preciso utilizar tubería especial, galvanizada interior y exteriormente y con los bordes de los agujeros protegidos contra el óxido para evitar el desastroso efecto que, en otro caso, dicho óxido ocasiona visualmente sobre la viga.

Como es natural, la cantidad de calor más importante se emplea para hacer subir la temperatura. Del total de calorías aplicadas a un banco, el 65 % se necesita para pasar de la temperatura ambiente a los 80° C, el 22 % para mantener esta temperatura (durante 4 horas) y el resto para evitar el descenso demasiado brusco.

Ello significa que, una vez alcanzada la temperatura de 80° C, si la caldera ha sido bien dimensionada, se puede proceder al mismo tiempo a la subida de la temperatura de un segundo banco y al mantenimiento de la temperatura del primero.

El curado al vapor es conveniente aplicarlo, si es posible, sin moldes, tanto por lo que se perjudica a éstos como para conseguir la uniformidad de condiciones necesaria en la superficie de la vigueta.

Es conveniente, asimismo, un termómetro (o pirómetro, con indicación a distancia) cada 15 metros.

El coste del curado a vapor no es tan elevado como la mayor parte de los industriales se figuran. Lo que sí resulta es caro de explotación cuando se tiene, como en gran número de factorías, absolutamente descuidado. De usar toldos aislantes a emplear una simple lona, hay una diferencia del doble de calorías. De no aislar debidamente a hacerlo, existen diferencias de consumo del orden del 30 %. Así, los costes que he podido comprobar (vapor y agua caliente) oscilan entre 0,50 y 2,40 ptas/m.l de vigueta. Ello depende mucho, además, de la disposición de los elementos en las pistas, de la altura de éstas y de la situación de la caldera y del proceso general sobre varios bancos.

En el apartado de "aparatos para medida y ensayo" quisiera establecer un orden, que creo es fundamental.

Según las Normas —y aparte ello, según la lógica— es necesario probar:

a) Las materias primas.

b) El equipo.

c) Los productos terminados.

En este capítulo tenemos ya Normas, oficiales o no, pero bastante concretas. Es lógico que, además, las conozcan y cumplan los suministradores y clientes. En efecto, si somos —o son ustedes— consumidores de materias primas y, como es natural, deben probarlas, sea por propia voluntad o por disposición oficial, del mismo modo el cliente —el contratista— debe probar nuestros productos. Y la verdad es que no he entendido nunca cómo, en ramo tan delicado y de tanta responsabilidad, pocas veces se ha ocurrido efectuar una prueba en obra, excepto en los casos en que se ha presentado algún fallo o accidente. Por ello, cuando se dice que hasta hace poco el fabricante de productos pretensados fabricaba mal y con poco conocimiento, es decir, que no sabía hacerlo mejor —me refiero al mediano y pequeño—, yo creo que la verdad no es ésa, sino que el contratista o el director de la obra lo aceptaba todo, con tal de ahorrar tiempo y dinero. Una vigueta es el elemento más fácil de probar. ¿Por qué no se hacía? Quiero hacer constar nuevamente que hablo en general y que siempre ha habido honrosas excepciones.

Hace unos 8 años, en visitas y contactos con varias fábricas —repito me perdonen las excepciones— no pude encontrar un coeficiente de seguridad superior al 1,5 en viguetas de cierta longitud. Y la contestación a mi pregunta de extrañeza fue que jamás se lo habían pedido.

En las obras que he tenido ocasión de proyectar y dirigir, lo primero que hice fue probar los elementos resistentes. Y algunos después de haberlos calculado yo mismo.

Si al fabricante se le ha permitido, pues, fabricar mal, la culpa no es del todo suya, a mi entender, sino del que ha aceptado sus productos.

Hecho este inciso, sigo.

Las Normas de la A. E. H. P., en su artículo 2.9, indican:

"2.9.1. **Ensayos que deben realizarse en la fábrica**

En toda fábrica de viguetas de hormigón pretensado deberán existir las instalaciones y dispositivos necesarios para determinar:

a) "La humedad contenida en los áridos en el momento en que vayan a ser utilizados, con el fin de poder efectuar las oportunas correcciones en la relación agua/cemento establecida."

No requiere material especializado. Se trata de evaporar a sequedad hasta peso constante.

b) "La consistencia del hormigón utilizado, conforme a lo prescrito en las mismas Normas, para comprobar si queda dentro de los límites establecidos."

Requiere sólo un cono de Abrams, que puede ser fabricado en el mismo taller, y su coste es insignificante.

c) "La resistencia del hormigón a los esfuerzos de adherencia, de acuerdo con las mismas Normas, para poder fijar el plazo mínimo de destesado o desbloqueo de las armaduras."

Es preciso estudiar el material en cada caso particular. Creemos preferible efectuar ensayos y establecer una relación con la resistencia del hormigón, probando ésta.

d) "La capacidad del acero utilizado como armadura de pretensado de las vigas, para resistir, sin romperse, el ensayo de plegado alterno que se prescribe en las mismas Normas."

Se precisa una chapa con dos ejes fijos y uno móvil.

Ello aparte, es conveniente verificar periódicamente la rotura de alambres para contrastar con los valores facilitados por el fabricante.

e) "Las características resistentes de las viguetas, deducidas de los ensayos de suspensión, servicio, fisuración y rotura que se prescriben en los artículos 4.5, 4.6, 4.7, 4.8 y 4.9 de las mismas Normas."

Los artículos de referencia indican que:

— "Todas las viguetas deberán soportar la prueba de suspensión." (Esta prueba será resistida por mal calculada que esté la vigueta. Si falla, será por hormigón blando.)

— "Diariamente, se ensayará, bajo carga normal, una vigueta de cada serie." En banco de pruebas.

— "Una de cada doscientas viguetas del mismo tipo, se ensayará a fisuración primero y, luego, a rotura por flexión. Los coeficientes de seguridad respectivos serán de 1,3 y 2."

Existen además unas Normas adicionales sobre la dispersión mensual de los resultados y otras sobre depreciación.

En el artículo 5.12, sobre Depreciación, debe tenerse muy en cuenta la posibilidad de deslizamiento de los hilos, en cuyo caso las viguetas no deberán depreciarse, sino destruirse.

Se precisa únicamente para todo ello un banco de pruebas, que conviene sea rápido y manejable por el mínimo personal, dada la cantidad de pruebas que deberán efectuarse.

Existen varios tipos, algunos cubiertos por patentes; el tipo normal, que tiene dos apoyos desplazables y un contrapeso graduable central y que se va cargando hasta la fisuración y rotura y otro, patentado, en el que la presión se hace precisamente hacia arriba y por una de las puntas. Se fabrica manual o eléctrico, es de elevación hidráulica y en vez de valorar la acción, evalúa la reacción. La colocación de la viga en él es muy fácil, ya que sus apoyos corren sobre ruedas sobre una viga doble T metálica y se le pueden acoplar elementos automáticos de medida de carga (prueba de servicio) y de contraflecha y flecha. La longitud normal máxima de prueba es de 8 m, pero puede construirse para cualquier otra. La medida es por doble o triple manómetro. Igual que el anterior, es trasladable a obra. En el eléctrico la viga puede ser probada por un solo hombre en 1 minuto.

Aparte, existen muchos dispositivos particulares, más o menos rápidos, para la prueba de la viga a flexión.

Es interesante proveerse, asimismo, de un esclerómetro (tipo Schmidt, por ejemplo) y dos flexímetros.

También deberán comprobarse:

f) "Las dimensiones transversales y longitudinales de los moldes y viguetas terminadas, con el fin de comprobar si quedan dentro de las tolerancias admisibles indicadas en las mismas Normas."

g) "El alabeo, flecha y contraflecha de los moldes y piezas fabricadas, para comprobar que no exceden de los límites fijados en dichas Normas."

No se precisa aparato alguno para estas pruebas.

h) "La precisión de los diferentes aparatos de medida, con el fin de comprobar si la aproximación de sus indicaciones es suficiente de acuerdo con lo prescrito en las presentes Normas. En general, la tolerancia admitida es de ± 5 por ciento."

La precisión de los aparatos debe ser, pues, de ± 5 por ciento.

Ello aparte, el Decreto de 20 de enero de 1966 obliga a la existencia en cada factoría de una máquina prensa para la prueba de probetas a compresión. Se precisan los correspondientes moldes metálicos articulados.

Señalamos, de momento, además, como convenientes, a la espera de lo que se normalice, las siguientes pruebas:

— *fraguado del cemento* (se precisa recipiente especial con aguja sonda y aguja de Vicat).

— *expansión:* muy importante, ya que puede crear muchos problemas en una fabricación (no se precisa aparato especial).

— *flexotracción:* balanza de Michaelis o aparato más sencillo similar.

— *granulometría:* serie de tamices normalizada (UNE o Tyler).

— *impurezas de los áridos:* recipientes adecuados y algún reactivo (ver Pliego citado).

El control de calidad de la fabricación cuesta dinero, pero produce sus beneficios. Aparte de que, cuando se hagan extensivas a España las marcas de calidad que al respecto existen en la mayor parte de los países, la necesidad de estar bien equipado en este aspecto se acrecentará y llegará a ser vital.

Actualmente, la asociación de la norma MV-101 y el citado Decreto de 20 de enero último ha resultado un poco fuerte para los fabricantes. Por la primera, se les exige unas cargas a las que no estaban acostumbrados, con lo que los tipos de vigueta de 18 y 20 cm de altura con bovedillas de 80 cm quedan algo insuficientes. Por el segundo, se intenta un control absoluto sobre lo solicitado en el primero, trasmitiendo, además, gran parte de la responsabilidad a arquitectos y directores de obra. Realmente, el perjuicio —entiéndase el gravamen— no parece recaer todo en el pequeño fabricante. Los "stocks", más o menos elevados en esta época, han de tener su salida. Habrá que reducir interejes y tirar moldes en este período de transición. En todo caso, no obstante, la calidad de los prefabricados aumenta y, paso a paso, dando difusión y publicidad a estos contactos y a nuestros esfuerzos, apoyando la creación de todas las Normas necesarias, creo conseguiremos rehabilitar por completo el hormigón pretensado y presentarlo, a quienes deben usarlo, como un producto de la mejor calidad.

Finalmente y como conclusión quisiera, en primer lugar, manifestarles que soy el primero en lamentar la forma general y poco detallada con que he debido tratar el tema. El tiempo disponible no da para más, y aún he tenido que callarme muchos párrafos. Me pongo a la disposición de todos ustedes, en lo que abarca mi humilde experiencia en esta fabricación, para cuanto se relacione con ella, ampliando esta corta charla, tanto desde el punto de vista de taller como de aplicación a obra.

En segundo lugar, quisiera llevar a ustedes la idea de que fabricar bien no cuesta dinero. Al contrario, lo produce y da además la tranquilidad necesaria en una industria de tanto compromiso. Que, además, no se entusiasmen ustedes por tal o cual sistema, equipo o proceso general de fabricación sin medir en toda su amplitud sus ventajas e inconvenientes, a pesar de lo que puedan decirles y asegurarles. La viga o elemento pretensado está formada a la postre por hormigón y acero, y cualquier procedimiento que obligue, por ejemplo, a una disposición, diámetros, cantidad o forma de este último distinta, por pequeña que sea la diferencia, debe ser medido en todo su alcance económico. Se lo indico porque, por lo general, no se mide o se valora poco. Los problemas surgen después, al estudiar los precios de coste y la concurrencia en el mercado.

tablas para el cálculo

inmediato

de secciones rectangulares de hormigón armado

(realizadas con el auxilio de un computador electrónico)

JAIME NADAL y JOSE M.ª URCELAY, Drs. Ingenieros de caminos

La construcción camina hacia la industrialización y ésta implica coordinación dimensional, normalización. Normalización de armaduras, de encofrados y de las secciones más usuales. A estas normalización y coordinación hay que llegar, en lo que respecta al dimensionamiento de secciones, por un camino más idóneo que el proporcionado por la tabla clásica y con unos medios de cálculo más acordes con los tiempos actuales.

El objeto de las presentes tablas es ofrecer al proyectista de estructuras de hormigón armado, una herramienta que sea de eficacia comparable a la de los prontuarios de perfiles laminados de que disponen los especialistas de estructuras metálicas.

Las tablas **resuelven** de forma directa, sin ninguna operación preparatoria ni intermedia, todos los casos posibles dentro de las siguientes condiciones generales:

- resistencia característica del hormigón: 150 kg/cm²;
- acero liso ordinario;
- secciones rectangulares moduladas de 5 en 5 cm en ancho y en canto total, desde 20 × 20 hasta 60 × 120 (las secciones grandes se modulan de 10 en 10 cm);
- cualquier solicitación de flexión y compresión compuestas.

Los casos que no cumplan alguna de estas condiciones pueden también resolverse, con algunas operaciones de adaptación.

Las tablas **proporcionan** directamente:

- dibujo completo de la sección, con sus armaduras principales, estribos, recubrimientos, etc., de forma que cumplen con todas las exigencias de las Normas vigentes, incluidas las condiciones de armaduras mínimas, fisuración, cortante, pandeo, etc., etc.;
- definición numérica completa de anclajes y empalmes;
- cubicaciones de armaduras y encofrados.

Lo anterior se aplica, para una misma sección, a diversos juegos de armaduras, escogidos de forma que siempre pueden levantarse barras sin salir de la tabla que se maneja. Resultan así familias de configuraciones que abarcan a todas las secciones posibles de una misma pieza, lo que conduce al dimensionamiento óptimo del elemento total.

Pídanos más información si lo desea. Enviaremos a Vd. un folleto de cálculo, con la reproducción de dos hojas de las tablas y ejemplos numéricos resueltos con ellas, libre de todo gasto.

Con mucho gusto explicaremos a Vd. personalmente el manejo óptimo de las tablas

Serie Naranja de «Manuales y Normas» del I.E.T.c.c. Un volumen de 180 páginas, con 160 tablas, de 37 × 26 cm. Precio para España: 2.000 pesetas

informe general sobre el tema III:

materiales utilizados en la técnica del pretensado

JOSE LUIS RAMIREZ Dr. Ingeniero Industrial
Jefe del Departamento de Construcción. Laboratorios de Ensayos e Investigación Industrial "Leandro J. de Torróntegui Ibarra". Bilbao

Generalidades

La técnica basada en el principio del pretensado introduce en la sección de la pieza de hormigón unas compresiones previas, de tal forma distribuidas que, bajo la acción posterior de las cargas de trabajo, las tensiones resultantes de uno u otro signo en el hormigón queden dentro del dominio elástico. La introducción de estos esfuerzos previos se realiza de diversas formas, pero principalmente por medio de armaduras de acero pretesas o postesas.

Al quedar la sección de hormigón, bajo cargas de cualquier tipo de entre las de servicio, dentro del régimen elástico, no se producirán fisuraciones en las zonas de tracción, se aprovechará, por tanto, toda su sección y será más fácil la absorción de los esfuerzos cortantes; todo lo cual representan ventajas patentes respecto al hormigón armado.

El logro de las ventajas que proporciona el hormigón pretensado radica en el conocimiento preciso de las fuerzas a aplicar al hormigón por medio de las armaduras, y del reparto de tensiones en la sección del elemento bajo los diferentes tipos de carga. El problema sería sencillo si todo dependiera de las características geométricas de la sección, y el hormigón y el acero se comportasen como materiales perfectamente elásticos durante la construcción y servicio de la obra.

Existen, sin embargo, una serie de propiedades del hormigón y acero que hacen variar con el tiempo el régimen de tensiones primitivamente establecido.

En el hormigón al verificarse el fraguado se produce una variación de sus dimensiones, conocida con el nombre de retracción. Además, el hormigón sometido a la compresión previa ejercida por la armadura sufre, aparte de la deformación instantánea correspondiente al aplicar la carga, una deformación diferida al mantenerse ésta, conocida con el nombre de fluencia. Estos dos fenómenos producen un acortamiento de la pieza y, por consiguiente, de las armaduras, lo que hace que disminuya la fuerza con que comprimen al hormigón. Por otra parte y simultáneamente el acero, someti-

do a una tensión alta y próxima a su límite elástico, pierde parte de su tensión al mantenerse a longitud constante, propiedad conocida con el nombre de relajación. Este efecto origina una nueva disminución de la tensión permanente del acero o de la compresión del hormigón.

Las variaciones de temperatura, de estados higrométricos, y otras múltiples causas secundarias, se suman a lo anterior, de forma que el reparto de tensiones en servicio permanente es distinto del que se originó en un principio.

Todas estas causas, pero en especial la retracción y fluencia en el hormigón y relajación en el acero, poco conocidas en un principio, fueron las que condujeron a algunos fracasos o, a lo más, a mínimos resultados en las primeras épocas de esta técnica.

El avance en el conocimiento de estas propiedades de los materiales hormigón y acero ha sido necesariamente lento debido, por una parte, a ser propiedades que en general no había sido necesario conocer ni valorar para las técnicas normales de uso de ambos materiales en el hormigón armado, y por otra, a que su determinación exigía la puesta a punto de nuevas técnicas de ensayos que habían de ser de gran duración y sobre cuyos resultados influían una gran variedad de condiciones previas: forma de conservación del hormigón, temperatura, relación entre las tensiones permanentes de ensayo aplicadas y la resistencia a la rotura y otras.

Gracias al interés creciente por las ventajas del hormigón pretensado, se han llevado a cabo numerosas investigaciones que han conducido al establecimiento de teorías sobre el comportamiento elasto-plástico del hormigón y del acero, con lo que se ha profundizado en el conocimiento de ambos materiales. Afortunadamente hay que reconocer que el trabajo en estos campos ha sido grande, y que hoy en día se sigue en la línea de intentar comprender la naturaleza y leyes de estas importantes propiedades que gobiernan las deformaciones diferidas, y que eran las menos conocidas hasta ahora.

Los resultados que tenemos a nuestra disposición son numerosos, y dentro de la gran cantidad de variables bajo las que se pueden establecer los ensayos, son en general complementarios y lo suficientemente concordantes como para poder establecer cifras probables que puedan ser utilizadas por los proyectistas. Queda no obstante bastante camino por recorrer, lo que hace que los ensayos sigan planeándose y realizándose, que existan discusiones entre científicos al intentar establecer las leyes a largo plazo de los fenómenos; pero realmente el panorama es bueno.

La puesta en común de todos los resultados y la fijación de futuros trabajos se ha ido realizando a base de Asambleas Nacionales y de Congresos de la Federación Internacional del Hormigón Pretensado. La anterior Asamblea de la Asociación Española del Hormigón Pretensado se celebró en Barcelona en diciembre de 1959, y en febrero de 1962 tuvo lugar el IV Congreso de la Federación Internacional del Pretensado en Roma-Nápoles.

Consecuencia de todo lo anterior es la existencia de una abundante normalización en los distintos países, dentro de la que siempre existe el importante capítulo de materiales, que hemos ido conociendo gracias a la interesante idea de irlas publicando en la revista "Hormigón y Acero. Ultimas noticias del Hormigón Pretensado" de la Asociación Española del Hormigón Pretensado. En nuestro país existen las "Normas para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado" cuyas bases se discutieron en la anterior IV Asamblea, y de cuya elaboración se encargó al Instituto Eduardo Torroja

de la Construcción y del Cemento que las publicó en el año 1960. En el ámbito internacional existe una Comisión, presidida por el Prof. Paduart, de la Universidad de Bruselas, en la que figura representación española, con objeto de la preparación de una Norma Internacional del Hormigón Pretensado, que ha sido recientemente publicada, al menos en forma provisional.

Dejando ya estos comentarios generales vamos a examinar, desde un punto de vista amplio, las propiedades más interesantes del hormigón, armaduras y pastas de inyección y sus exigencias de calidad en las construcciones de hormigón pretensado.

Hormigón

Considerado el hormigón como material debe éste ser de la mayor calidad posible. La alta resistencia del hormigón se puede aprovechar en esta técnica utilizando altos coeficientes de trabajo que se traducen en economía, al no crecer los precios en la misma proporción de la calidad.

Además, las pérdidas de tensiones de pretensado serán mucho menores en un hormigón de calidad que en uno corriente, debido al más alto módulo de elasticidad o, lo que es lo mismo, menor deformabilidad.

Todos sabemos que el lograr un hormigón de la más alta calidad exige una cuidadosa elección y vigilancia de sus constituyentes: áridos, cemento, agua y aditivos, así como de su fabricación y puesta en obra.

Repasando los apartados referentes al capítulo "Materiales", existente en las diferentes normas y reglamentos de hormigón pretensado, se observa que, lógicamente, remiten al lector en cuanto a la calidad del hormigón a otras más detalladas, que desde hace tiempo están establecidas para el hormigón armado y que son realmente muy conocidas. Unicamente dan detalles respecto a algunos puntos en los que el pretensado tiene particulares exigencias.

En cuanto a los áridos, la insistencia se centra en su limpieza, sobre todo en las arenas, limitando la proporción de finos alrededor del 5 %, y en la constancia de los tamaños para poder mantener siempre la alta compacidad lograda por medio de los estudios de dosificación. Una recomendación interesante a hacer, a nuestro juicio, es la de no utilizar áridos de mar o lavados con agua de mar, ya que las sales introducidas en la masa, cloruros en su mayor parte, favorecerán la corrosión de las armaduras, particularmente peligrosa en el pretensado.

Los cementos a utilizar se exige que sean de alta resistencia, análogos a nuestros P-350 y P-450 y del tipo Portland, admitiéndose también en algunas normas los siderúrgicos y puzolánicos. Los cementos aluminosos, con su capacidad de alcanzar altísimas resistencias a las 24 horas y, por tanto, de gran interés en la prefabricación de viguetas u otros elementos constructivos, no son recomendados.

El motivo de esta precaución es que se obtienen malos resultados a largo plazo en hormigones que quedan situados en ambientes húmedos y calurosos. En estas condiciones, las resistencias obtenidas inicialmente van disminuyendo apreciablemente con el tiempo en tanta mayor proporción cuanto mayor es la relación agua/cemento.

Se admite en algún caso su utilización con especial justificación, previa autorización de los técnicos responsables, y ajustándose fielmente a las instrucciones del fabricante.

Las especificaciones en cuanto a dosificación de cemento dan cifras que oscilan generalmente entre 300 y 550 kg/m^3. La cifra más repetida suele ser la de 400 kg/m^3, especificándose en algunas reglamentaciones que la dosificación no sea demasiado alta, concretamente menor de 500 kg/m^3, para disminuir los valores de la retracción y fluencia en el hormigón.

Por esta misma razón, y para alcanzar altas resistencias, la cifra común recomendada para la relación agua/cemento suele ser la de 0,45 como tope superior.

Las resistencias a compresión exigibles, aun cuando dependen de los requerimientos del proyectista, oscilan entre una gama de valores que citaremos en seguida. Como es lógico, se exige más al hormigón de los elementos prefabricados pretensados, ya que éstos han de presentar mayor resistencia inicial para poder transmitir por adherencia la tensión de las armaduras, cosa que se logrará, además de por un curado adecuado, al vapor, por ejemplo, por una dosificación más alta en cemento o ser éste de mayor resistencia específica. En este caso también se estipula una resistencia mínima en el momento de realizar la transferencia.

Así, para estos elementos, la resistencia cúbica a 28 días exigible oscila entre 450 y 600 kg/cm^2. En elementos con armaduras postesas los niveles de resistencia son, como hemos dicho, algo más bajos y están comprendidos entre 350 y 525 kg/cm^2.

La resistencia en el momento de hacer la transferencia en elementos pretensados debe ser de 245 a 400 kg/cm^2 y en elementos postensados las cifras son parecidas, pero dependen más de la edad a que se va a aplicar la tensión y de la cadencia de aplicación de esta última.

La calidad del agua de amasado ha de ajustarse a las normas generales para hormigón armado, excepto en el contenido en cloruros, en que aquéllas toleran una importante proporción. Por el potencial de corrosión que representan, las aguas deben estar exentas de cloruros, fluoruros y nitratos y, por supuesto, está proscrito el empleo de la de mar.

En la misma línea de evitar la corrosión, es necesario que todas las instrucciones prohiban el uso del cloruro cálcico como acelerante o de aditivos cuya inocuidad en ese sentido no esté comprobada.

Con todos los constituyentes anteriores y para alcanzar los altos niveles de resistencia señalados, hace falta un buen estudio de dosificación. Los métodos para realizarlo son abundantes y buenos. Quizá el problema de obtener buenos resultados no reside tanto en la elección de uno u otro método, que dependerá más de la bibliografía de que uno dispone, o de la costumbre de utilizar tal o cual norma, sino más bien de que las características de los cementos, y sobre todo, de los áridos, se mantengan.

Si se tiene confianza en la constancia de características en el suministro de los áridos parece que las mezclas de granulometría discontinua, o sea, aquéllas compuestas por una grava y una arena, grava cuyo tamaño menor es de 4 a 6 veces el máximo de la arena utilizada, conducen a hormigones con menor retracción y fluencia que los de granulometría continua.

Y, finalmente, se recomienda una buena dosificación en peso en obra y una enérgica compactación por vibrado de frecuencia elevada.

Hasta aquí hemos repasado los puntos fundamentales para obtener un buen hormigón para pretensado. Pero el proyectista necesita, además, conocer las propiedades relati-

vas a la deformabilidad, tanto instantánea como diferida, del hormigón, que hacen con el tiempo variar el régimen de tensiones inicialmente establecido. Estas propiedades son la retracción de fraguado y el régimen de deformaciones instantáneas y diferidas o fluencia.

La retracción consiste en la disminución del volumen de las piezas de hormigón con la variación de su contenido de humedad, debido al fraguado y a la evaporación del agua capilar, de acuerdo con las condiciones higrométricas exteriores y sin la aplicación de ninguna carga exterior.

Es una deformación diferida con ley de tipo exponencial decreciente con relación al tiempo. Los constituyentes del hormigón que más influyen aumentando la retracción son el contenido de cemento, agua y de elementos finos presentes en los áridos o añadidos expresamente. Por ello, y como hemos indicado anteriormente, se disminuirá el valor de la retracción utilizando la mayor cantidad de árido grueso posible, y limitando el contenido en cemento y la relación agua/cemento. Influye también la higrometría exterior, de tal forma que dependiendo en qué condiciones de humedad ambiente vaya a quedar la obra variarán los valores finales a tener en cuenta. El volumen de la pieza construida también tiene su importancia, debido a la mayor dificultad de difusión del agua hacia el exterior en piezas grandes. A mayor higrometría exterior y mayor volumen de la pieza, menor retracción.

Las cifras indicadas en los reglamentos para la retracción suelen oscilar, expresándolas en valores unitarios, entre 2 y 3 diezmilésimas. Sin embargo, hemos observado que los resultados de las más recientes investigaciones arrojan valores superiores, del orden del doble de los anteriores, en ensayos realizados con 50 % de humedad relativa exterior.

Comoquiera que éste es uno de los sumandos a tener en cuenta en la pérdida de tensiones de las armaduras, aunque no el más importante, parece conveniente que el proyectista, con todos los datos de las normas y de la experiencia que se posee hasta ahora, escoja el valor más razonable en función de las condiciones de la obra.

Además, en los trabajos de postesado, cuando se aplican los esfuerzos, ya se ha producido una parte de la retracción, que será necesario valorar en función de la demora en el postesado, para descontarla.

Igualmente se produce este fenómeno en piezas prefabricadas curadas al vapor, en las que en el momento de cortar los hilos el hormigón ha experimentado una parte de su retracción final. Para hacer esta corrección existen tablas de la retracción en función del tiempo y del tipo de curado.

Nos referimos ahora al régimen de deformaciones instantáneas producidas por la aplicación de la carga. El hormigón es un material sólo parcialmente elástico, pues en los ensayos de carga y descarga rápida siempre quedan deformaciones remanentes, de no ser que la tensión alcanzada sea de un orden muy pequeño, de los 40 ó 50 kg/cm^2; tensión ésta bastante más baja que las utilizadas en servicio en las obras de hormigón pretensado.

Para el cálculo de las deformaciones instantáneas se utiliza el módulo de elasticidad instantáneo que, por ser el diagrama del hormigón de forma curvada, variará de acuerdo con la tensión que se le aplique y, por tanto, será un módulo secante. La forma de la curva carga-deformación y, por consiguiente, los valores de los módulos de elasticidad, dependen, como siempre ocurre en el hormigón, de muchos factores.

Crecen sus valores con el contenido en cemento, con la sequedad de la masa, con la calidad de los áridos y con la edad. Ocurre como con la resistencia a la rotura, con la que los módulos de elasticidad guardan relación directa.

Por ello en algunos reglamentos encontramos, para determinar su valor, fórmulas que lo relacionan con la resistencia a la edad correspondiente. En otros, conociendo las resistencias que se deben alcanzar y que hemos citado antes, se dan los valores correspondientes, oscilando entre 350.000 y 500.000 kg/cm^2.

Por fin, la determinación de los valores de la fluencia o deformación diferida del hormigón y de sus leyes de variación con el tiempo, es de gran interés, pues es el factor que más influye en las pérdidas de pretensado.

Aun hoy en día en que se dispone de abundantes datos e investigaciones sobre este fenómeno, no están del todo claros el origen y características de la fluencia. Suponiendo que la estructura microscópica de la pasta de cemento hidratada es una masa coloidal o gel con una parte cristalina y otra amorfa, las más recientes teorías explican la fluencia como suma de dos partes: la fluencia básica, motivada por la difusión molecular y deslizamientos por esfuerzos cortantes en el gel y en el agua absorbida sin pérdida de agua hacia el exterior del hormigón; y la fluencia por desecación, fenómeno de la misma naturaleza que la retracción, ocasionado por las grandes fuerzas de atracción, motivadas en la masa del gel con la evaporación hacia el exterior de parte de su agua capilar, pero, en este caso, con una fuerza exterior aplicada, cosa que no existe en la retracción.

La presencia en la masa coloidal de la pasta de cemento hidratada de partes cristalinas hace que una pequeña parte de la fluencia sea recuperable, pero, en general, la magnitud del fenómeno es irreversible.

Repasando ideas vemos que, en un momento dado, la deformación del hormigón pretensado con respecto a su estado inicial estará compuesta de los siguientes sumandos: deformación elástica, retracción, fluencia básica y fluencia por desecación, y cambios dimensionales por variación de temperatura.

Influyen cantidad de variables en la fluencia del hormigón. El árido empleado influye desde el punto de vista de la compacidad a que da lugar y de su módulo de elasticidad. A mayor cantidad y tamaño del árido empleado, así como a mayor módulo de elasticidad, menor fluencia. A este respecto resulta interesante el estudiar, y de hecho se están estudiando, las características de los hormigones ligeros, que utilizan árido de menor peso específico, como materiales capaces de ser pretensados. Así como en resistencias a la compresión, permeabilidad y retracción los resultados no muestran grandes diferencias con los hormigones normales, el módulo de elasticidad baja mucho y la fluencia aumenta grandemente, por lo que las pérdidas de pretensado han de ser importantes necesariamente. Sin embargo, se ve con confianza la posibilidad de utilización económica del pretensado en elementos ligeros.

Influyen también el contenido en agua y en cemento a través de las relaciones agua/cemento y árido/cemento. Si los fenómenos de la deformación diferida por fluencia radican, como parece, en los cambios que ocurren en la pasta de cemento hidratada, resultará conveniente limitar el contenido en cemento y el contenido en agua.

La introducción, en la masa, de aire ocluido aumenta la fluencia, al poder considerársele como árido de módulo elástico cero; pero como la consecuencia práctica de los aireantes es reducir la cantidad de agua de amasado, al final los resultados no quedan prácticamente influenciados.

La sequedad del ambiente en que la obra está situada aumenta la fluencia, siempre que cuando se apliquen las cargas de pretensado no se haya alcanzado el equilibrio entre la humedad de la pieza y la del ambiente. Ello se debe a que realmente se produce, en esas condiciones de cambio de humedad, aquel componente de la fluencia total que denominamos fluencia por desecación. El otro componente o fluencia básica permanece constante para cualquier grado de humedad exterior.

No es la humedad exterior, sino el proceso de secado, el que favorece la fluencia por aumento, como acabamos de decir, de la fluencia por desecación.

Esta propiedad hace que los valores de fluencia hallados sobre probetas de laboratorio, en que la relación de superficie a volumen es grande y, por tanto, el paso de humedad al ambiente es fácil, sean mayores, 3 ó 4 veces superiores, a los de obras de gran masa en que la desecación es más difícil.

La temperatura a que está sometida la obra también influye en el valor de la fluencia. A 80°C, por ejemplo, el valor de la fluencia es doble o triple que a 20°C. Esto tiene aplicación y debe tenerse muy en cuenta en el cálculo de depósitos sometidos a presión y pretensados.

La fluencia resulta, por otra parte, proporcional a la carga que se aplica al hormigón, hasta llegar a una cierta proporción de su resistencia de rotura en que comienza la microfisuración. Este límite de proporcionalidad parece que está comprendido entre el 30 y el 75 % de la carga de rotura. De hecho, si se carga un hormigón a tensiones de alrededor del 80 % de su resistencia última, la fluencia aumenta la deformación hasta alcanzar la deformación límite, produciéndose la rotura del hormigón.

Como consecuencia de la larga enumeración de factores que influyen sobre esta propiedad y sus valores, caemos en la cuenta de su complejidad y la dificultad de síntesis de los resultados de las distintas investigaciones sobre la materia para ser utilizados en las normas de proyecto de pretensado; queda aún el constatar que su valor tiende a un límite.

Las más largas experiencias sobre el comportamiento de este fenómeno abarcan un período de alrededor de 30 años, y aún persiste una velocidad, cada vez más pequeña, pero medible, de la deformación. No se puede afirmar aún si cesará al cabo de más tiempo. Desde el punto de vista práctico de duración de una obra, no parece que, aunque no se estabilice por completo la deformación, pueda ponerse en peligro su seguridad, ya que las velocidades de deformación son muy pequeñas. Parece, pues, que sólo el tiempo puede dar la solución a este problema.

En los reglamentos en uso, el valor de la fluencia se suele dar en función del acortamiento elástico en el momento de aplicar la carga. En general, los valores que se recomienda tomar en las normas de los distintos países, como medida de la deformación diferida por fluencia, suelen ser del orden de 1 a 4 veces la deformación instantánea en el momento de aplicación de la carga. La oscilación de 1 a 4 es debida a que se hace depender de la edad en que se aplica la carga, de la atmósfera que rodea la obra o del contenido en cemento. Para otras condiciones como temperaturas elevadas u hormigón ligero hay que acudir a publicaciones, resultado de investigaciones sobre el tema.

Existen, por otra parte, fórmulas para la predicción de la fluencia a una edad determinada. En estas fórmulas, las constantes que aparecen se han de determinar por medio de ensayos de corta duración; claro está que, cuanto más largos sean estos ensa-

yos previos, mejor será la predicción. Parece ser que las ecuaciones de Lorman y Ross dan una aproximación suficiente, utilizando ensayos cortos de 60 días, cuestión que, como podemos intuir, es de gran interés práctico.

Por fin, la influencia de las variaciones de temperatura es pequeña en sí y, además, está en parte contrarrestada por el efecto de las variaciones higrométricas que se producen simultáneamente. Por ello no nos extenderemos en la cuestión.

Con las actuales investigaciones sobre esta propiedad se intenta llegar a conocer si el fenómeno tiene un límite o, por el contrario, continúa aunque sea a velocidades pequeñas. Es una cuestión de tiempo que hay que resolver a base de continuar con las medidas de los ensayos de laboratorio en marcha, y de observaciones en obras realizadas. Otras cuestiones específicas que se están abordando son la fluencia en tracción y torsión, con temperaturas elevadas y en hormigón ligero, y simultáneamente con todo ello, el establecimiento de modelos matemáticos del fenómeno que permitan la predicción de sus valores para cualquier edad y cualquier combinación de las múltiples variables que hemos visto influyen en el mismo.

Acero

En segundo lugar tenemos que hablar del acero como material fundamental integrante en la técnica del hormigón pretensado.

Quiero, en primer lugar, dejar constancia de que mis conocimientos en relación con este tema no son muy amplios. En general los que nos dedicamos a la construcción conocemos más los materiales clásicos, cemento, áridos y hormigón, que el acero, ya que hasta ahora, con las técnicas del pretensado y construcción metálica soldada, la cantidad de acero utilizada en obra era reducida, y sus características no necesitaban pasar de corrientes. Además de no crearnos problemas y, por tanto, de no ver la necesidad de profundizar en su estudio, siempre nos hemos descargado en el personal técnico relacionado con la industria siderúrgica para resolverlos y para que nos fueran mostrando sus propiedades. Les ruego, pues, me disculpen. Un acero para pretensado debe cumplir una serie de condiciones específicas. Debe ser de alta resistencia y límite elástico para que su deformación bajo las tensiones de tesado, vecinas al límite elástico, sea lo suficientemente grande, para que los acortamientos instantáneos y diferidos del hormigón, las variaciones de dimensión termohigrométricas, y el propio relajamiento del acero, no hagan bajar la tensión preestablecida más que en una pequeña fracción. O, lo que es equivalente, que los acortamientos instantáneos y diferidos de la pieza sean una fracción, lo menor posible, del alargamiento elástico de las armaduras producido por el tesado.

Otra propiedad que interesa mantener dentro de unos límites razonables es la ductilidad, caracterizada por la magnitud del alargamiento y número de plegados alternados que la armadura puede sufrir hasta rotura.

Estas propiedades garantizan un grado de seguridad al advertir la proximidad de la rotura de la pieza por una fisuración del hormigón y, por otra parte, permiten la normal manipulación en obra de las armaduras con sus curvas y codos. La necesidad de vigilar la ductilidad radica en que la utilización de aceros duros por estirado en frío o trefilado hace que al aumentar la resistencia se produzca su fragilización.

Resulta de mucho interés también el conocimiento de la forma de la curva carga-deformación, de la cual pueden obtenerse el módulo de elasticidad, límite de propor-

cionalidad, límites elásticos convencionales, carga de rotura y alargamiento. De estos datos podrá conocerse el comportamiento del acero al ser tesado, tensiones admisibles y, asimismo, su mayor o menor tendencia a pérdidas por relajación.

Esta última propiedad, que consiste en la pérdida de tensión con el tiempo que experimenta una armadura sometida a una tensión, sin variación en su longitud, es otra causa de pérdida de esfuerzo de pretensado y será también otra propiedad del acero que nos interesará conocer y que tenga un valor mínimo.

Por fin, la composición química, proceso de fabricación, tolerancias de forma y susceptibilidad a la corrosión serán datos que, bien interpretados, conducirán a una mejor elección de la armadura a utilizar en la obra pretensada.

La alta resistencia necesaria se logra partiendo de aceros con contenido en carbono alto, del 0,7 al 0,8 %. El límite superior de la resistencia, poseyendo la adecuada ductilidad, suele ser de 180 a 200 kg/mm^2 y en alambres muy finos puede llegarse hasta 240 kg/mm^2. Normalmente en el mercado, y dependiendo de diámetros y calidades, las resistencias garantizadas suelen estar comprendidas entre 140 y 180 kg/mm^2.

La obtención de estas altas resistencias está ligada, además de al contenido en carbono, al proceso de fabricación. En unos casos el redondo laminado en caliente es trefilado, después de su preparación mediante el tratamiento de patentado, pudiéndose realizar, o no, después otro tratamiento de envejecimiento, que tiene la propiedad de elevar bastante el límite de proporcionalidad y algo el límite elástico, influencias muy favorables como veremos más adelante. Otro tratamiento diferente posterior al trefilado es el de estabilización, que logra productos de mejores características aún que los envejecidos. En otros casos el redondo laminado en caliente es simplemente tratado térmicamente para elevar sus características mecánicas, teniendo interés en este caso, para obtener los mejores resultados, el utilizar elementos de aleación, como, por ejemplo, aumentar el contenido en manganeso a valores mayores del 1 %. El suministro se hace en forma de barras gruesas, o de rollos para los distintos diámetros de los alambres, que pueden ser ondulados, moleteados, o cables trenzados formados por la unión de un número determinado de alambres.

Las normas de los distintos países marcan las características mínimas que deben cumplir cada una de las propiedades exigibles y los procedimientos de muestreo y ensayo. A este respecto nos parecen particularmente interesantes y completas las Normas técnicas para el suministro de barras y alambres de acero de alta resistencia para construcciones pretensadas, de la Asociación Científica Francesa del Pretensado de 1963; y las Normas Técnicas para el empleo de las estructuras de hormigón pretensado, del Ministerio de Obras Públicas Italiano de 1960.

Los valores del módulo de elasticidad utilizados dependen del tipo de la armadura; correspondiendo, en orden decreciente, los valores de 2, 1,9 y 1,8 $\times$ 10^6 kg/cm^2, respectivamente, a los alambres sueltos, a las barras gruesas y a los cables.

La ductilidad se garantiza con unos valores del alargamiento del 4 al 6 %, medidos sobre una base de 10 diámetros, y con un número de plegados alternados superior a 4.

Los límites elásticos utilizados son los que permiten deformaciones residuales del 0,2 y 0,1 %. Se les exige una cierta distancia con respecto a la carga de rotura, como, por ejemplo, que el límite elástico 0,2 % no sea mayor que el 90 % de la carga de rotura. Las normas francesas preconizan, como mejor forma del diagrama, aquella en que el

límite elástico 0,1 % es igual al 90 % de la carga de rotura. Tienen mucho interés estos límites y, por tanto, la forma de la curva, en los valores de las deformaciones diferidas de que vamos a hablar a continuación, que pueden conocerse bajo los nombres de fluencia y relajación.

Se llama fluencia a la variación de longitud que experimenta la armadura con el tiempo, bajo una tensión de tracción que se mantiene constante; y relajación, a la pérdida de la tensión inicial establecida que se produce, también con el tiempo, sin haber variación de dimensión de la armadura. Ambos fenómenos guardan relación entre sí en cuanto a su naturaleza, aun cuando el paso de valores de fluencia a relajación sea difícil de precisar mediante fórmulas. De todas formas, Ross ha establecido que el valor de la relajación está comprendido entre el 50 y 80 % del de la fluencia. Como se ve, los márgenes son amplios.

En el acero, lo que nos interesa verdaderamente es el valor de la relajación, pues en servicio la longitud de la armadura puede considerarse prácticamente constante.

Todos los estudios e investigaciones que se llevan a cabo se refieren a la medida de esta propiedad y de su variación con el tiempo. El valor de la pérdida de tensión por relajación aumenta con el tiempo, pero a una velocidad cada vez menor. Respecto a esto último, y al igual que dijimos al hablar del hormigón, aun cuando se piensa que hay un momento en que se para el fenómeno o que su velocidad es tan pequeña que prácticamente puede pensarse no influye, los ensayos en curso no están de acuerdo con las primeras teorías de que la relajación cesaba prácticamente al cabo de algunos días. En ensayos que duran ya más de siete años se observa aún una cierta velocidad de relajación, mayor en relación directa con el tanto por ciento de la carga de rotura a que se ha tesado el alambre previamente.

El valor final de la relajación viene, en unos casos, expresado por fórmulas de distinto tipo en función de ensayos rápidos. En otros se dan relaciones más simples, como, por ejemplo, el Reglamento Italiano, que recomienda tomar como valor límite de la relajación el doble del obtenido en un ensayo a 120 horas para construcciones pretensadas o dos veces y media dicho valor en construcciones postensadas.

Influye también en este valor de la relajación el valor del límite de proporcionalidad 0,01 %. Parece ser que para tensiones por debajo de este límite son muy pequeñas las relajaciones. Cuanto mayor es la tensión por encima de este límite, mayor relajación. Por ello es menor su valor en los aceros envejecidos que en los simplemente trefilados, pues en los primeros, ya dijimos, que con el tratamiento final se elevaba el límite de proporcionalidad desde el 30 ó 40 % de la carga de rotura, que vale en los trefilados simplemente, hasta el 60 ó 70 por % de la misma. Por esta misma razón resulta todavía bastante menor el relajamiento en los alambres estabilizados, en los que el límite de proporcionalidad se eleva, con el tratamiento térmico final bajo tensión, a valores alrededor del 80 % de la carga de rotura.

Como vemos, todo esto último puede relacionarse con la forma del diagrama tensión-deformación. Cuanto más recto sea hasta las proximidades de la rotura, menor relajamiento. Como valores prácticos, lo mejor es seguir las indicaciones de las casas fabricantes que tienen realizados ensayos para sus productos.

En general se estiman, para los alambres trefilados y envejecidos, valores finales de relajación, bajo carga del 70 % de la rotura, comprendidos entre el 7 y el 14 %. Para los alambres simplemente trefilados, los valores son mayores, y para los trefilados y

estabilizados, los de menor relajación, alrededor de la quinta parte de las cifras citadas.

Por fin, hablemos un poco de los problemas de corrosión que se presentan. A veces los fallos observados en estructuras de hormigón pretensado han sido debidos a la corrosión de las armaduras.

Es un hecho que múltiples causas —como son la heterogeneidad de la deformación plástica resultante del proceso de fabricación de los alambres o de un estirado previo en obra destinado a elevar el límite de proporcionalidad y de elasticidad; un defectuoso tratamiento térmico; la presencia de hormigones de diferentes naturalezas, o una aireación diferencial de zonas de la armadura por irregularidad en el recubrimiento— dan lugar en el acero a la formación de micropilas.

La presencia de humedad con sales disueltas hace de electrólito y produce transferencias del metal de la parte anódica a la catódica. De esta manera se origina la corrosión en uno o en muchos puntos, haciendo éstos de entalla mecánica. Al estar la armadura bajo la alta tensión del pretensado, la entalla o pequeña grieta inicial se propaga debido a la concentración de tensiones. Al final, por la acción sucesiva y repetida de la corrosión y del esfuerzo, se rompe la armadura con fractura plana, observándose, en la periferia, una lúnula rojiza de la zona corroída, previamente a la rotura. Este fenómeno es el conocido con el nombre de corrosión bajo tensión.

La manera de prevenirlo es: utilizar aceros poco sensibles con microestructuras adecuadas; evitar las grietas con penetración de agua, el empleo de agua de mar y de cloruro cálcico; utilizar cementos de bajo contenido en sulfuros y realizar una inyección adecuada y lo más rápida posible y un buen hormigón homogéneo.

También hay medios especiales para prevenir la corrosión, como el recubrimiento de las armaduras con resinas, grasas y otros inhibidores.

Como dato de interés señalaremos que hay experiencias que indican que elementos de hormigón postesado, sin protección de las armaduras y expuestos a ambientes agresivos, sólo pueden soportar las cargas previstas, con seguridad, de 2 a 3 meses. Rompen, en general, en períodos comprendidos entre 6 meses y el año.

Creemos que este problema debe ser seriamente tenido en cuenta por los constructores, observando todas las normas recomendadas, pues en nuestra corta experiencia profesional hemos visto algunos problemas graves de corrosión en obras de hormigón armado. En el caso del pretensado se agravan a causa de la alta tensión en el acero, dando lugar, prematuramente, a una rotura frágil.

Productos de inyección

Como tercer material fundamental en la técnica del pretensado, vamos a hablar un momento de las pastas y morteros de inyección. Dichas pastas tienen por objeto rellenar los conductos en que se han colocado los hilos o cables en el postesado, con el doble objeto de protegerlos evitando su corrosión, y de permitir la adherencia entre las armaduras y el hormigón de la obra, mejorando la resistencia.

Respecto de este material y su técnica de aplicación hay una información bastante completa y coherente; e incluso, independientemente de lo especificado en las normas de varios países, existen desde hace pocos años unas "Recomendaciones Internacio-

nales para la inyección de conductos de hormigón pretensado" preparadas por un Comité Mixto, F. I. P.-RILEM.

Estos productos de inyección están preparados a base de cemento, agua, adiciones y, en algunos casos, de arena fina, y deben rellenar completamente, sin dejar huecos, toda la parte vacía del conducto; no deben permitir la segregación y exudación, que pueden dar lugar a bolsadas de agua en el interior; deben alcanzar una resistencia y adherencia suficientes y tener una viscosidad adecuada que facilite la inyección y, por último, no deben tener mucha retracción ni atacar a las armaduras.

Para lograr todas estas condiciones debe cuidarse la elección de los materiales, su mezclado y el proceso de inyección.

Deben utilizarse, preferentemente, cementos Portland artificiales o bien puzolánicos o siderúrgicos, siempre que estos últimos no puedan producir corrosión de las armaduras. Es de desear una gran finura, sobre todo en las mezclas que lleven arena, pues de esa manera se retiene más el agua, dificultando la exudación.

La arena se emplea cuando la relación entre las secciones del conducto y del cable es grande, mayor de 6, y, por tanto, hay mucho volumen a rellenar. Debe ser menor de 5 mm, bien graduada; y, en todo caso, el peso empleado en la masa ser pequeño, del orden de la mitad o la tercera parte del peso del cemento.

Normalmente se emplean productos de adición, con la múltiple finalidad de retardar el fraguado, reducir el agua, impedir la segregación y exudación y airear la masa. Cada uno de estos efectos puede lograrse mediante aditivos diferentes; pero muy corrientemente, las casas comerciales dedicadas a su fabricación tienen productos que provocan simultáneamente todos los efectos deseados. Además de garantizar el logro de las propiedades deseadas, no deben contener producto alguno que pueda favorecer la corrosión de las armaduras.

La aireación de la masa mediante aditivos comerciales o polvo de aluminio resulta muy conveniente, ya que, además de reducir el agua de amasado y la tendencia a la exudación y segregación, provocan una compresión del producto inyectado contra los conductos, de aproximadamente 2 kg/cm^2, de tal forma que se logra una fuerte adherencia y una mayor resistencia al producirse el fraguado bajo presión. La proporción de aireante queda limitada a que la expansión libre de la pasta o el mortero sea menor del 10 % de su volumen original.

La consistencia más adecuada para facilitar la inyección es la de una crema o pintura espesa, con una relación agua/cemento del orden de 0,4 a 0,5. Esta consistencia puede vigilarse mediante ensayos, que consisten en medir la velocidad de derrame por un cono de media pulgada de diámetro de agujero en su extremo inferior.

La condición final que deben cumplir las pastas y morteros de inyección es obtener una resistencia en probeta cúbica de 5 cm de arista, a los 7 días, de unos 200 kg/cm^2. En realidad, la resistencia de la misma pasta en el interior del conducto será bastante mayor a causa de haber fraguado bajo la presión debida a la aireación, como hemos dicho antes.

Y para terminar este apartado referente a los productos de inyección y preparación de los conductos, diremos que existen procedimientos a base de rayos X o γ capaces de descubrir defectos peligrosos por el riesgo de corrosión que provocan. Al igual que en la determinación de la posición de las armaduras en el hormigón armado, hace fal-

ta una cierta experiencia para la interpretación de los resultados y el diagnóstico de la magnitud del defecto.

Situación actual en España

Una vez finalizada esta exposición general de las propiedades de los materiales principales que intervienen en la técnica del hormigón pretensado, voy a terminar con algunas observaciones con ellos relacionadas, recogidas entre constructores, fabricantes de pretensado, aceristas y mi trabajo diario en el Departamento de Construcción de los Laboratorios a que pertenezco.

Aunque es posible que estas observaciones puedan generalizarse, los datos de que dispongo se refieren más bien a esta zona del Norte de España.

En lo que se refiere a pastas de inyección, no parece que existan problemas, pues tanto los cementos como los productos de adición comerciales específicos para este propósito son buenos. La arena, en el caso de añadirse, por ser poca cantidad es fácil de obtenerla tamizada y lavada.

En cuanto a calidades de los aceros, pueden encontrarse en el mercado nacional buenas calidades y los distintos tipos, barras, alambres y cables que normalmente se utilizan.

Los procedimientos de fabricación que se emplean para los alambres suelen ser, o simple trefilado o bien trefilado y envejecimiento. No tenemos noticias de que se fabriquen los estabilizados, aún.

En lo que concierne a sus características mecánicas, suelen venir garantizadas por los laboratorios de las empresas fabricantes, laboratorios en general bien montados.

Incluso dentro del campo de las investigaciones sobre el comportamiento a la relajación de nuestros aceros, son estas fábricas las que las están realizando, dando sus resultados en los catálogos, pues la mayor parte de ellas cuentan con máquinas de ensayo de relajación a longitud constante, nacionales o extranjeras. De todas formas, quizá todavía es algo prematuro el sacar conclusiones de estos ensayos, pues aún no son numerosos ni de gran duración, a consecuencia de haber sido instalados estos equipos últimamente.

En lo referente al suministro, suele haber algunas dificultades en cuanto al diámetro de los rollos, ya que, al ser pequeños en algunos casos, no permiten la rectitud de los alambres una vez desenrollados.

La industria siderúrgica está realmente deseosa de suministrar calidad, de que se les exija, creyendo pueden satisfacer las demandas que se les planteen.

Por fin, en cuanto a los hormigones, existen algunos problemas, unos correspondientes a los materiales, y otros a las condiciones generales de ejecución de las obras.

Acerca de los materiales, las calidades de los cementos son en general satisfactorias, aunque pueda existir algo de variabilidad en sus resultados. Incluso, dentro de cierto tiempo, habrá cementos con el Distintivo de Calidad o Discal, lo que supondrá una garantía oficial de que cumplen con las especificaciones correspondientes al tipo de que se trata. El problema suele centrarse más bien en las dificultades de suministro, en algunas ocasiones, de las calidades de alta resistencia inicial o supercementos, de interés en las industrias de prefabricación.

El mayor problema radica en los áridos. Normalmente, en nuestra zona, los áridos proceden de machaqueo de calizas. También en otras zonas he observado que las arenas, en algunos casos, se preparan por machaqueo de material de graveras. Como fácilmente se comprenderá, la gran cantidad de finos en las arenas, del orden del 15 al 20 %, da lugar a hormigones de características pobres. La alta resistencia necesaria se logra a base de aumentar el contenido en cemento, con encarecimiento natural de la obra y, además, las pérdidas de pretensado por retracción y fluencia aumentan. Otro problema paralelo es la gran variabilidad de granulometría en los tamaños suministrados.

Por ello, en algunas construcciones postesadas y en empresas de prefabricación han adoptado la solución de utilizar el árido grueso de machaqueo de que se disponga en la región, y buscar de alguna manera un suministrador de arena de río limpia o bien de arena lavada.

Afortunadamente, hoy en día algunas canteras, como consecuencia de haberse dado cuenta del problema, están montando mejores instalaciones para la clasificación y lavado de los áridos.

Unas palabras sobre la utilización de la arena de playa, tan frecuente en zonas costeras. Aun cuando su empleo está justificado en obras de hormigón armado, utilizándola en las debidas proporciones para paliar la aspereza de la arena de machaqueo lavada, creemos no debe emplearse en elementos de hormigón pretensado. Los análisis efectuados en nuestros Laboratorios arrojan contenidos en cloruros solubles, expresados en cloruro cálcico, que varían mucho, oscilando entre un 0,10 y 1,5 %. Las cifras altas, evidentemente, favorecerán la corrosión bajo tensión de las armaduras de acero y, por ese motivo, creemos no deben ser empleadas.

En cuanto a la calidad final del hormigón confeccionado en obra, puede decirse que existe una variabilidad demasiado grande, en general, dentro de los resultados de los ensayos de resistencia realizados en una misma obra. Creemos que los factores principales que provocan esto son: la irregularidad de las características de los áridos y la manera de hacer la dosificación. Hasta hace relativamente poco tiempo no se han utilizado en las obras las instalaciones dosificadoras en peso. Hoy en día tampoco es general su utilización. En dosificaciones en volumen, los coeficientes de variación que hemos encontrado en obras de hormigón armado controladas han oscilado entre el 22 y 36 % a 7 días y 15 a 32 % a 28 días. Creemos que no ocurrirá lo mismo en obras pretensadas, en que, tanto por parte del proyectista como del constructor, hay naturalmente un mayor nivel de exigencia; pero siempre hay que cuidar de mantenerlas, pues a veces unos precios de obra bajos o la dificultad de acopio de buenos materiales ponen en peligro esa buena voluntad inicial, y resulta una obra con gran variabilidad de resistencias.

El panorama que se presenta para el futuro en cuanto a la garantía de calidad de materiales y obras es francamente esperanzador. El Estado está publicando una serie de normas reguladoras para la obtención de la Marca de Calidad en distintos materiales de construcción, que indudablemente repercutirá en una mejora y regularidad en su calidad. Creemos sería interesante el estudiar una Marca de Calidad para los áridos, cosa que existe en otros países, y que nos evitaría bastantes de los problemas con que nos encontramos.

Y por fin, para todos los que trabajan el hormigón pretensado, les sería de mucha utilidad el que la Asociación Española del Hormigón Pretensado pudiera publicar unas Normas para el empleo de estructuras de hormigón pretensado, al igual que en su día

publicó las relativas a la fabricación de viguetas de hormigón pretensado, que tanto han ayudado a los fabricantes y contribuido a elevar la calidad de las viguetas.

También veo la conveniencia de que los Laboratorios de Ensayo de Materiales españoles, entre los que incluyo al que pertenezco, realicen ensayos para conocer las propiedades, en cuanto a deformaciones diferidas, del hormigón y del acero, pues no disponemos de más datos, hasta el presente, que las informaciones extranjeras y algunos datos de las empresas siderúrgicas españolas.

Y con esto doy por terminada esta exposición, rogándoles disculpen su poca amenidad y las faltas de precisión que haya podido deslizar.

BIBLIOGRAFIA

Hormigón Pretensado, Y. Guyon.

Concrete. Properties and manufacture, Akroyd.

Manuel du béton précontraint, Weinberg, Vallette.

Hormigón precomprimido, G. Magnel.

Symposium on Creep of concrete, A. C. I. Pub. S. P. 9.

Los cementos aluminosos y sus hormigones, T. D. Robson.

Revistas "Hormigón y Acero. Ultimas noticias de Hormigón Pretensado", Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Revistas "Journal of the American Concrete Institute".

Revistas "Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics".

Wire and Strand for Prestressed Concrete, T. Cahill (The Wire Industry, February 1965).

Normas para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado H. P. 1-60 de la Asociación Española del Hormigón Pretensado.

Application de la précontrainte au béton léger, F. G. Riessauw (Revue C, Tijdschrift III, número 12, 1965).

Documentos del 4.º Congreso F. I. P. Roma-Nápoles, 1962.

Prestressed Concrete. Design and Construction, F. Leonhardt, 1964.

Theory of Prestressed Concrete, Chi, Biberstein.

Recomendaciones prácticas sobre hormigón pretensado (Joint Committee A. C. I. - A. S. C. E.).

Normas provisionales relativas al empleo del H.P., Francia, 1953.

Normas técnicas para el suministro de alambres y barras de acero de alta resistencia para construcciones pretensadas, Francia, 1963.

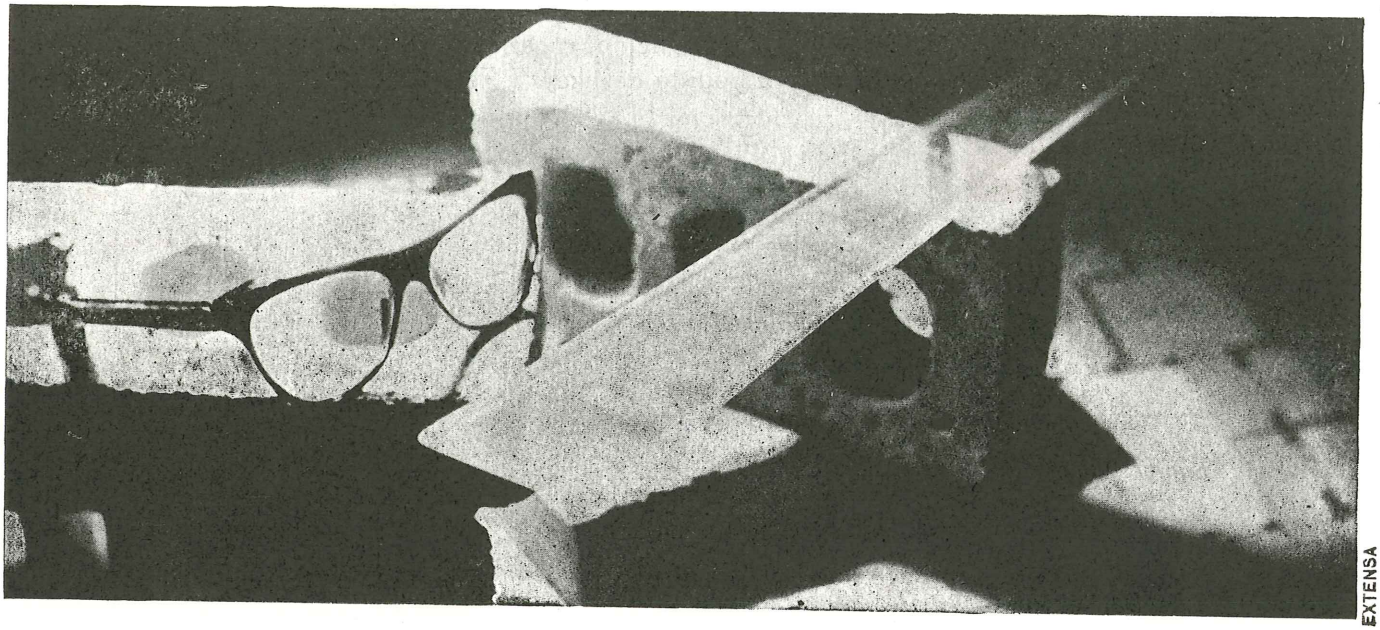
Normas técnicas para el empleo de las estructuras de hormigón pretensado, M. O. P., Italia, 1960.

Normas para hormigón pretensado. Sociedad de Ingenieros y Arquitectos, Suiza, 1953.

Normas británicas para el uso del hormigón pretensado en edificios, Inglaterra, 1959.

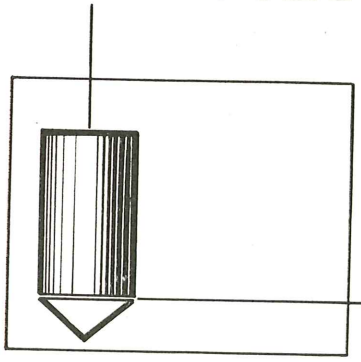
SECOTEC

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE CONTROL
TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S. L.



EXTENSA

CONTROL TECNICO DE PROYECTOS, CALCULOS, Y DE EJECUCION DE OBRAS



- CONTROL PARA EVITAR RIESGOS TECNICOS EN LA CONSTRUCCION
- GARANTIA DE CALIDAD Y SEGURIDAD
- ASESORAMIENTO TECNICO (OBRA GRUESA, INSTALACIONES, ETC.)
- CONTROL PARA EL SEGURO DE LAS CONSTRUCCIONES DURANTE LA EDIFICACION Y EL PERIODO DECENAL

SECOTEC

MADRID-1 Villanueva, 19 - Teléfonos 226 74 21 - 226 88 27
BARCELONA-9 Bruch, 59 - Teléfono 221 19 96

SOLICITE NUESTRO FOLLETO INFORMATIVO

los apoyos en neopreno zunchado

LUIS ANGULO PROTA, Dr. Ingeniero de Caminos

Muchos de Vds. se preguntarán el porqué de haber traído a esta Asamblea sobre el hormigón pretensado el tema de los apoyos en neopreno. Este material auxiliar en la construcción de puentes y estructuras puede decirse que se desarrolló a la sombra de aquella técnica, al tratar de conseguir un mejor aprovechamiento de la materia, cualidad característica del hormigón pretensado, gracias a la cual se lograban realizaciones cada vez más atrevidas, pero de económica ejecución.

Los aparatos de apoyo, en toda su generalidad, son unos elementos de unión especiales destinados a permitir a las estructuras ciertos movimientos relativos, como dilataciones, contracciones y rotaciones, sin que las solicitaciones de que sean objeto ni las que puedan transmitir sobrepasen unos valores límites de las construcciones.

La materialización de los apoyos se ha venido resolviendo de manera clásica, ya sea por la unión de piezas metálicas, como los rodillos y rótulas tradicionales de las estructuras metálicas, ya sea por la construcción de dispositivos de hormigón armado, etcétera.

Los principales inconvenientes de estas soluciones clásicas son, por una parte, el espacio necesario para su colocación en las obras y su falta de estética y, por otra, la cuidada conservación que exigen, la que descuidada con frecuencia da lugar, si no a comprometer la estabilidad de la construcción, al menos a crear solicitaciones desfavorables.

El deseo de conseguir una solución que paliase estos inconvenientes y que al mismo tiempo condujese a unos aparatos de apoyo económicos, llevó a los técnicos a buscar la aplicación del caucho como elemento de apoyo de las estructuras. Es evidente que la posibilidad de sustituir con unas sencillas placas aquellos complicados apoyos había de tener indudables ventajas, tanto técnicas como económicas.

De antiguo ya se había utilizado el caucho natural como apoyo amortiguador de vibración en las cimentaciones de máquinas e, incluso, en los ferrocarriles *; pero sus limitadas defensas contra la corrosión y el envejecimiento, especialmente en los proce-

(*) En Gran Bretaña, hacia 1830, se utilizaron ya en los ferrocarriles placas de caucho entre traviesa y carril, y en Francia, en apoyos de algunos puentes desde 1932.

sos de oxidación acelerada ante la luz y la intemperie, le hacían poco adecuado como apoyo para obras de fábrica.

El descubrimiento del caucho sintético o "neopreno" llevado a cabo en la década de los años treinta en los Estados Unidos por la firma Du Pont, abrió el camino para la utilización en la construcción de este nuevo material que, teniendo las cualidades elásticas del caucho natural, posee en cambio una excepcional resistencia contra la corrosión y el envejecimiento.

Estas cualidades junto con las formas constructivas de los apoyos, en las que se mantiene el caucho al abrigo de la luz y de la oxidación, explican su magnífico comportamiento en el tiempo. Al descubrirse, en el año 1956, los apoyos de caucho instalados 20 años antes en el puente metálico de la estación de Saint-Denis, cerca de París, se pudo comprobar que se encontraban en un magnífico estado de conservación.

Los factores más influyentes sobre las cualidades mecánicas del caucho son, además del oxígeno y la luz, las temperaturas extremadamente altas o bajas.

Al comenzar a utilizar los apoyos de caucho como ahora los concebimos, es decir, a raíz de la segunda guerra mundial, se puso sobre el tapete el importante problema de su conservación.

En las condiciones normales de utilización de los apoyos, las placas se encuentran colocadas entre la obra y su soporte, de forma que son prácticamente inaccesibles a la luz del sol, y en cuanto al aire lo son únicamente por sus bordes; pero como éstos van normalmente recubiertos de una pintura apropiada, se comprende su magnífica conservación en el tiempo.

En el puente de Le Bourget se instaló un apoyo de caucho en 1946; pero las primeras obras en que se utilizan en serie apoyos de neopreno nos remontan a 1952-53. Entre ellas están los seis viaductos sobre el Oued-Djer, en Argelia. Posteriormente, su uso se ha generalizado en todos los países, para toda clase de obras, y en los climas más diversos. El puente sobre el Wouri, en Douala (Camerún), de 720 m de longitud, y el puente Champlain, sobre el San Lorenzo (Canadá), con 3.750 m, son muestras de ello.

El uso de los apoyos en neopreno se ha ido generalizando en todos los países, existiendo diversos tipos y patentes. En España se han comenzado a utilizar hace pocos años, pero su uso se ha extendido tanto, que hoy día la mayor parte de los puentes y un gran número de estructuras de índole diversa están soportadas por apoyos en neopreno.

Por otra parte, en las numerosas obras de las autopistas que hoy se construyen con anchuras grandes y a veces superiores a su luz, es muy interesante la posibilidad de deformación lateral de los apoyos de caucho, ventaja que no reúnen los apoyos tradicionales.

Vamos a repasar brevemente cuáles son las cualidades que deben tener los elastómeros para ser utilizados como apoyos:

La principal es su conservación, es decir, su resistencia frente a la intemperie; están también su resistencia frente al ozono y las bajas temperaturas, y su comportamiento ante las deformaciones diferidas.

En la figura 1, que reúne las propiedades de varios materiales según los datos de los principales fabricantes de caucho en los Estados Unidos, se ve claramente que es el neopreno el elastómero que posee un mejor valor medio de calidad, ya que en el peor de los casos (resistencia a las bajas temperaturas) es aceptable.

El neopreno es un elastómero de uso general, cuyo proceso de fabricación llevó a cabo la casa Du Pont de Nemours a partir de 1931. Es especialmente resistente frente

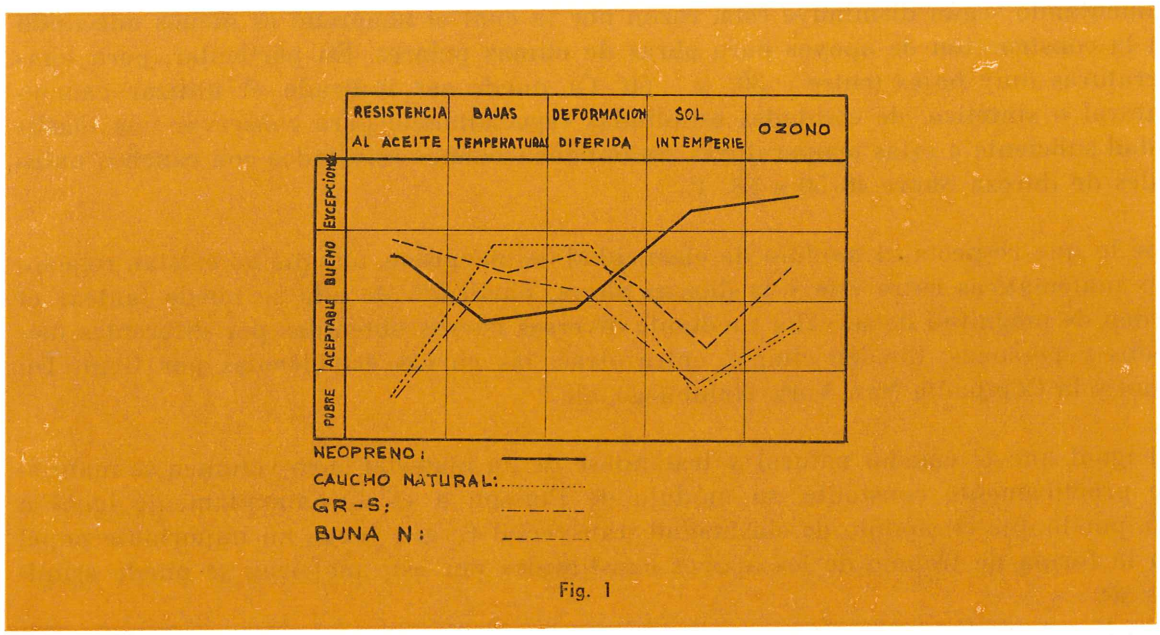


Fig. 1

a la corrosión producida por ácidos inorgánicos y por el aire, contra el ozono y el aceite, pero especialmente su comportamiento al sol y a la intemperie es su fundamental propiedad desde el punto de vista de su aplicación a los apoyos.

Son numerosas las pruebas y ensayos que se han llevado a cabo por los técnicos para comprobar la garantía de su conservación. Uno de los ensayos acelerados para comprobar la resistencia al envejecimiento está definido por la norma americana ASTM D 572, y consiste en colocar las probetas en una bomba de oxígeno puro a una temperatura de 70° C bajo una presión de 21 kg/cm². Sin embargo, la norma precisa que no hay relación directa entre el ensayo acelerado y la duración de la vida natural del caucho.

En efecto, como la velocidad de deterioro durante la vida normal del caucho varía mucho con las condiciones de temperatura, de luz y de aireación, así como con su composición y estado de conservación, el ensayo acelerado sólo es comparativo y no debe interpretarse más que comparándolo con el realizado sobre cauchos de los que se conoce, a la vez, su comportamiento en condiciones normales y en el ensayo de envejecimiento acelerado.

Por ejemplo, se ha comparado el neopreno, fabricado por Du Pont, con un caucho natural, encontrándose que para perder el 50 % de su resistencia a la rotura son precisos 40 días de permanencia en la bomba de oxígeno para el neopreno, y 21 días para el caucho natural.

El neopreno ha dado igualmente excelentes resultados en probetas expuestas durante 15 años al sol de la Florida y que eran todavía utilizables al cabo de este tiempo, mientras que el caucho natural se resquebrajaba al cabo de 1 año.

Las principales cualidades mecánicas del caucho son: su dureza, módulo de elasticidad, resistencia a la tracción y alargamiento de rotura.

La dureza del neopreno se define con la escala Shore y depende de la temperatura, aumentando según disminuye ésta, razón por la cual el neopreno es menos adecuado en la construcción de apoyos para obras de climas polares. En particular, para temperaturas muy bajas (entre —30° y —50° C) puede ser indicado el utilizar caucho natural o sintético, de calidades estudiadas especialmente para conservar una elasticidad suficiente a estas temperaturas. Se obtienen buenos resultados con cauchos naturales de dureza Shore 40/50 a 18° C.

Por lo que respecta al módulo de elasticidad del neopreno, aunque no existan relaciones matemáticas entre éste y la dureza Shore, partiendo de ella se puede tantear el orden de magnitud de su valor mediante diversas curvas obtenidas por diferentes métodos y personas. Pueden citarse, entre otras, las curvas establecidas por Gent, Du Pont y la Compañía New-York/Hamburgo, etc.

Al igual que el caucho natural y tratándose de un material cuyo volumen se mantiene prácticamente constante, su módulo de Poisson μ es aproximadamente igual a 0,5, por lo que el módulo de elasticidad transversal G, que juega un importante papel en la forma de trabajo de los apoyos constituidos por este material, se puede asimilar a:

$$G = \frac{E}{2(1+\mu)} = \frac{E}{3}, \text{ con } \mu = 0{,}5.$$

Los valores más corrientes del grado de dureza Shore del neopreno utilizado en la construcción de apoyos, van de 40 a 70, a los que corresponden valores de G entre 7 y 13 kg/cm^2.

Como otros materiales —por ejemplo el hormigón—, el neopreno está sujeto a procesos de elasticidad diferida.

Estos procesos son característicos de todos los elastómeros y se ponen de manifiesto con el aumento gradual de la deformación o asiento bajo carga constante, a lo largo del tiempo. Tiene importancia, únicamente, en relación con la posible desnivelación entre la obra y sus accesos. En la figura 1 se indica el comportamiento de varios elastómeros con relación a estas deformaciones diferidas. Por otra parte, dentro de estos fenómenos, están los de relajación o caída de tensión a deformación constante.

Estos fenómenos llevan, a lo largo del tiempo, a una reducción del módulo de elasticidad, desde el valor que llamamos módulo de elasticidad inicial o instantáneo hasta un valor menor llamado módulo de elasticidad final.

Este proceso da lugar a una reducción de las coacciones de apoyo existentes en el neopreno debidas a un cambio de longitud de la obra.

El módulo de elasticidad transversal final G responde a la conocida fórmula:

$$G_t = G_0 e^{-t/n},$$

en la cual G_0 es el módulo de elasticidad transversal inicial; el valor G_t debe emplearse en los cálculos relativos a cargas de larga duración, como los cambios de temperatura entre estaciones, retracción y fluencia del hormigón, esfuerzos de pretensado, etcétera, mientras G_0 lo emplearemos para cargas de corta duración como los esfuerzos de frenado, viento, cambios de temperatura diurnos, etc.

Como hemos dicho, al variar la dureza Shore varía G, por lo que tendremos diversos valores. Por ejemplo:

Para dureza Shore 50: $G_t = 0{,}64\ G_0$
" " " 60: $G_t = 0{,}70\ G_0$
" " " 70: $G_t = 0{,}78\ G_0$

Al valor de dureza Shore 50, empleado en los apoyos STUP, corresponde un valor medio de E del orden de 37 a 39 kg/cm², y, por lo tanto, uno de G_0 entre 12 y 13 kg/cm², es decir, uno de $G_t = 0{,}64 \times 12{,}5 = 8$ kg/cm², que es el utilizado generalmente en el cálculo de estos apoyos.

Finalmente indicaremos que los valores mínimos de la resistencia a la tracción y alargamiento de rotura exigidos al caucho de los apoyos, son los siguientes:

— alargamiento de rotura: 600 por 100;

— resistencia a la rotura (en tracción): 80 kg/cm².

Formas constructivas

La capacidad de resistencia de una simple capa de goma es reducida, ya que con la actuación de cargas elévadas la goma se aplasta.

Por ello, desde los primeros apoyos de puentes de este tipo ideados por Freyssinet, se buscó el zunchar la goma para impedir su dilatación transversal. Con este objeto se introducían en la goma blanda emparrillados de acero que más tarde se vulcanizaron a la goma. Los inconvenientes derivados del profundo hundimiento de los alambres individuales en la goma llevaron más tarde a reemplazarles por chapas de acero, obteniendo como resultado un elemento compuesto alternativamente por capas de neopreno y acero firmemente adheridas entre sí. Este es el tipo de apoyos de neopreno más comúnmente utilizado hoy en todo el mundo.

Mediante el zunchado por las láminas de acero vulcanizadas en caliente se impide la dilatación transversal de la goma, dando al conjunto una gran solidez sin que, por otra parte, sea mermada su capacidad para deformarse transversalmente por la actuación de cargas horizontales o por desplazamientos relativos de la obra respecto a su soporte.

Normalmente se construyen los apoyos zunchando la goma con láminas de acero en sus partes superior e inferior y cortándolos a las dimensiones proyectadas. En otros

casos, las láminas de acero van embutidas en el interior de la goma. En caso necesario se superponen varias placas que eventualmente pueden ir pegadas entre sí. Su número y dimensiones dependen de las variaciones lineales previstas para la obra, así como de las cargas y rotaciones de apoyo. El conjunto se recubre con una pintura adhesiva que los defiende contra la corrosión y que impide el deslizamiento relativo entre las distintas placas. El espesor de las láminas de acero es generalmente de 1 mm (fig. 2).

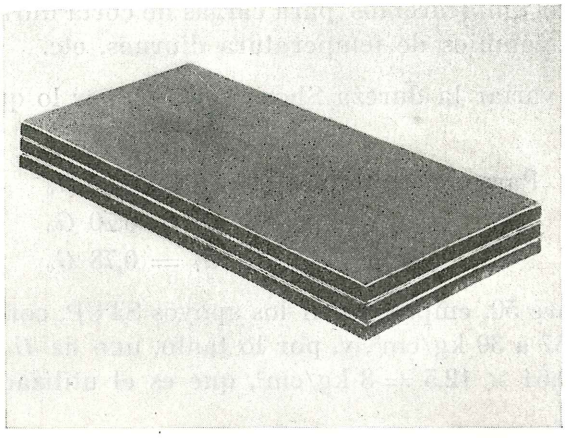


Fig. 2

En los casos en que las rotaciones lleguen a ser muy importantes se da a los apoyos la forma de lentes biconvexas de hormigón, situadas entre las placas de caucho zunchado. Estas rótulas pueden combinarse con apoyos planos que aumentan al mismo tiempo su movilidad en el sentido horizontal. De este tipo fueron las empleadas en los anclajes del puente de Tancarville y en el puente número 10 de la autopista Sur de París en el aeropuerto de Orly, que se muestra en la figura 3.

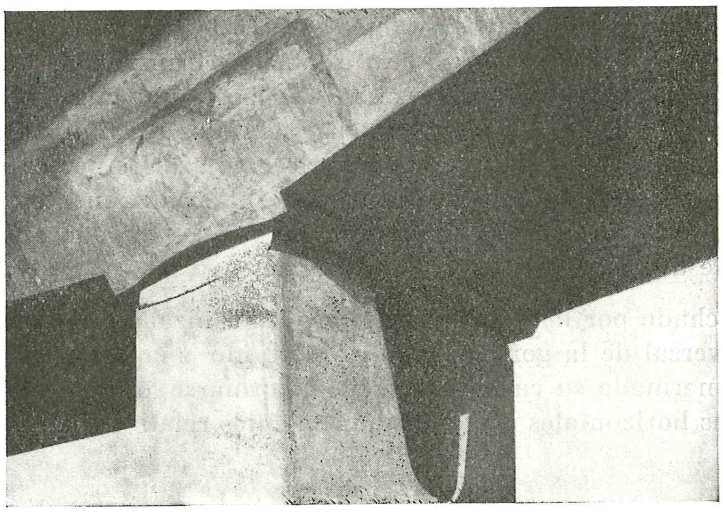


Fig. 3

Forma de trabajo de los apoyos

Supongamos, tal como se ve en la figura 4, el tablero de un puente descansando en su soporte (estribo o pila) a través de un apoyo de caucho.

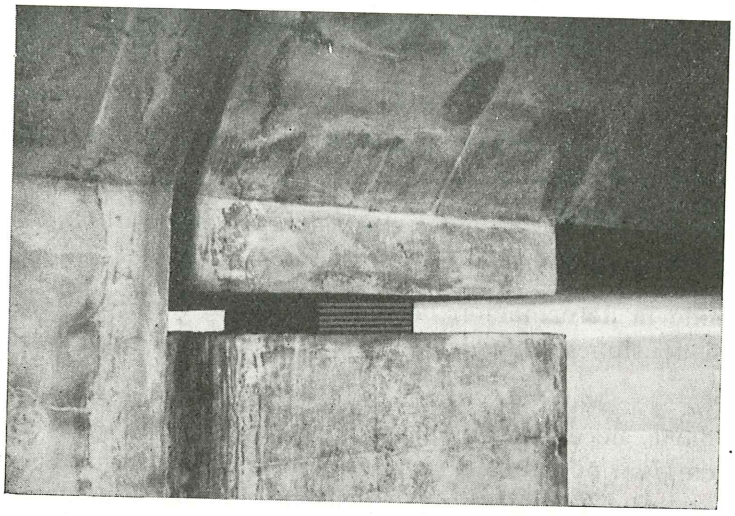


Fig. 4

En general el apoyo estará sometido a cargas verticales, cargas horizontales y rotaciones. Entre las primeras están las debidas al peso propio y sobrecargas que dan lugar a un aplastamiento del caucho. Al tratarse de un cuerpo en el que se mantiene el volumen prácticamente constante, este aplastamiento se traduce en una dilatación transversal con curvado de sus caras laterales.

Los cambios de longitud del tablero por efecto de los cambios de temperatura, retracción o fluencia del hormigón, etc., y las fuerzas horizontales originadas por el viento o el frenado dan lugar, por su parte, a una distorsión del caucho definida por la tangente de un cierto ángulo.

Finalmente, la rotación de la sección de apoyo lleva consigo una redistribución de las tensiones normales sin cambio de posición apreciable de la reacción de apoyo.

En resumen tenemos tres efectos distintos, todos los cuales producen tensiones tangenciales: una compresión vertical, una distorsión y una rotación.

Si consideramos las componentes vertical, V, y horizontal, H, de la reacción de apoyo, se verifica evidentemente que:

$$V = S\sigma_m;\ H = G \cdot S \frac{d}{\varepsilon};\ (H = G \cdot S \cdot \operatorname{tg}\ \gamma),$$

en la que S es la superficie en planta del apoyo; $\operatorname{tg}\ \gamma = \frac{d}{\varepsilon}$, la distorsión del caucho; G = módulo de elasticidad transversal del caucho, y σ_m, la tensión de compresión media sobre el apoyo.

La relación $\frac{H}{V} = \frac{G}{\sigma_m}$ tg γ, que se presenta en la forma de un coeficiente de rozamiento, define la movilidad del apoyo, ya que expresa la relación entre el esfuerzo horizontal y vertical que es susceptible de transmitir.

Debemos insistir aquí que un apoyo de caucho, contrariamente a los tradicionales, no es nunca un apoyo fijo o uno móvil, sino un apoyo semifijo cuya movilidad podemos caracterizar por la relación anterior

Para limitar esta movilidad será preciso, bien aumentar la compresión, lo que se consigue disminuyendo la superficie en planta del apoyo o bien utilizar caucho con G débil, es decir, poca dureza.

Ahora bien, ambas condiciones llevan a emplear apoyos muy blandos que, en caso de no estar zunchados, originan asientos importantes.

El zunchado impide la deformación lateral del caucho y, por tanto, el asiento del apoyo, produciéndose tensiones tangenciales en la unión del caucho con las chapas de acero.

Como, por otra parte, necesitamos que el apoyo tenga una cierta altura h para admitir la distorsión exigida, podemos dividir esta altura h en láminas individuales de espesor e, tales que $n \cdot e = h$, eligiendo e de acuerdo con las dimensiones en planta del apoyo para que, empleando caucho de poca dureza, al reducir la distancia entre los planos de zunchado, se reduzca el asiento debido a la componente vertical.

Cuantas más láminas individuales de caucho vulcanizadas a chapas de acero tenga el conjunto del apoyo, tanto más se impedirá la dilatación transversal del caucho, reduciéndose el asiento y aumentando la solidez y rigidez del apoyo. En la figura 5 puede verse claramente este efecto para tres clases de placas: sin zunchado, con zunchado, pero una sola lámina individual, y con varias láminas zunchadas. En todas ellas el

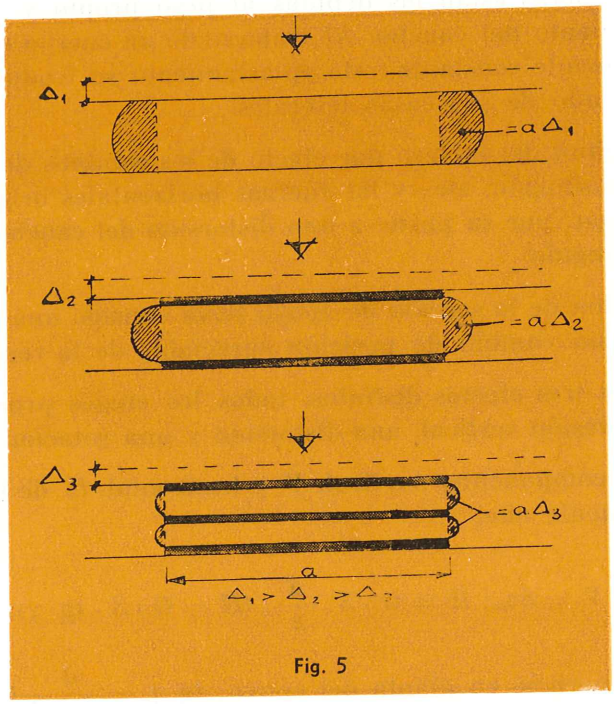


Fig. 5

volumen del asiento debe ser igual al de ensanchamiento (superficie rayada), y al reducirse éste se reduce aquél. El único impedimento a la reducción del espesor de las láminas individuales viene originado por la importancia de las rotaciones a soportar. En efecto, al aumentar la eficacia de zunchado disminuye la compresibilidad vertical del apoyo, con el riesgo de descompresión de una arista.

El asiento de un apoyo compuesto por n láminas individuales de caucho sin zunchar, de espesor e, debido a una compresión media σ_m, será:

$$\delta = (n \cdot e)\,\frac{\sigma_m}{E},$$

en la que E es el módulo de elasticidad longitudinal del caucho. Si consideramos que las láminas de goma están zunchadas por chapas de acero, el asiento en las mismas condiciones es $\delta' = \dfrac{(n \cdot e)\sigma_m}{E_i}$, siendo E_i un módulo de elasticidad virtual dependiente no sólo de E, sino del espesor e de las láminas individuales y de la superficie S del apoyo.

La rotación se compensa mediante el giro de la goma, en la cual la superficie se curva en forma cóncava por un borde, y convexamente, por otro, produciéndose tensiones tangenciales entre la goma y las láminas de acero.

Mientras que las láminas de acero vulcanizadas al caucho impiden la deformación transversal debida a las cargas verticales y rotaciones, no tienen influencia alguna en la distorsión originada por los desplazamientos y empujes horizontales.

En la figura 6 se ponen de manifiesto los estados tensionales que se producen en un elemento de goma debidos a una presión vertical, un momento y una fuerza horizontal; todas las cuales dan lugar a tensiones tangenciales entre la goma y las chapas de acero.

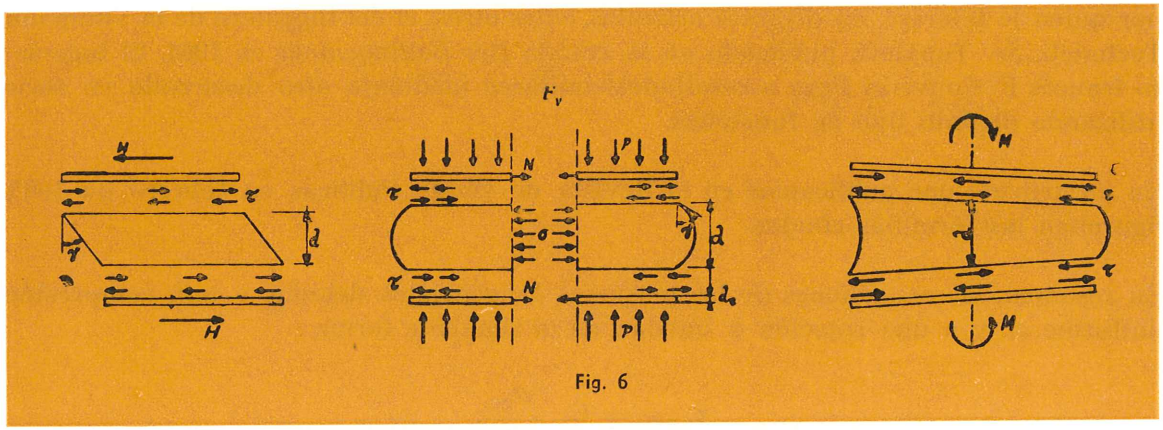


Fig. 6

Cálculo teórico

El cálculo teórico ha sido abordado, entre otros, por los ingenieros Conversy y Topaloff. Se estudian las tensiones tangenciales que se producen por las cargas verticales y rotaciones.

En ambos casos se considera: un elemento de placa de dimensiones a y b y espesor $\varepsilon = 2e$ con los ejes de referencia situados en su centro de gravedad; el eje $O\,Z$, normal al espesor ε, y los $O\,X$ y $O\,Y$, paralelos a los lados, y se admite:

1.° Que los puntos situados en una vertical se sitúan, después de la carga, según una parábola.

2.° Que existe un estado de tensiones normales hidrostático, es decir:

$$\sigma_x = \sigma_y = \sigma_z = \sigma.$$

La aplicación de las ecuaciones de la elasticidad, teniendo en cuenta que $G = \frac{E}{3}$ y la constancia del volumen del caucho, nos lleva, en ambos casos, a la ecuación fundamental:

$$\frac{\delta^2\sigma}{\delta x^2} + \frac{\delta^2\sigma}{\delta y^2} = \frac{E\,z}{e^3}, \quad \text{o sea,} \quad \Delta\sigma = \frac{E\,z}{e^3},$$

siendo $2z$ el acortamiento del caucho de espesor $2e$.

Establecida la ecuación diferencial fundamental se estudiarán los dos casos siguientes:

— tensiones debidas a una compresión uniforme en la superficie del apoyo;

— tensiones debidas a una rotación.

En ambos casos se resuelve la ecuación diferencial fundamental por desarrollo en serie, llegando a las expresiones que dan el valor máximo de la tensión de compresión y del coeficiente de elasticidad virtual de la placa que antes hemos citado.

El desarrollo completo, sobre el que ahora no vamos a detenernos, puede consultarse, por quien le interese, en diversos artículos, entre otros, el del Ingeniero de la Vorspann Technick, Sr. Topaloff, publicado en la revista *Der Bauingenieur* en 1964. El Ingeniero francés F. Conversy llega a resultados similares mediante otro desarrollo en serie utilizando distinto tipo de funciones.

En un artículo que publicamos en la Revista de Obras Públicas en febrero de 1965, figuraban las fórmulas citadas.

En resumen, las expresiones de las tensiones tangenciales debidas a una compresión uniforme σ_m y a una rotación α quedan de la siguiente forma:

$$\tau_{c\,\max} = C_1 \frac{\varepsilon\sigma_m}{a},$$

$$\tau_{r\,\max} = C_2 \frac{E\alpha a^2}{\varepsilon^2}$$

debiendo cumplirse:

$$\tau_{c\,\max} + \tau_{r\,\max} \leqslant 25\ \text{kg/cm}^2.$$

Los valores de C_1 y C_2 para diversas relaciones entre las dimensiones de las placas han sido obtenidos y tabulados por Conversy y se recogen en el siguiente cuadro:

$\frac{b}{a}$	C_1	C_2
1	4,804	0,1578
1,25	4,521	0,1627
1,50	4,330	0,1648
2,00	4,067	0,1663
3,00	3,742	0,1667
5,00	3,430	0,1667
∞	3,000	0,1667

Para los valores normales del factor de forma ($b/a > 1$) puede tomarse $E = 24$ kg/cm².

Con estos valores pueden obtenerse de forma inmediata, para un apoyo dado y en función de sus dimensiones geométricas y de sus solicitaciones respectivas σ_m y α, los valores de las tensiones tangenciales τ_c y τ_r y comprobar que se cumple la condición indicada.

Para la obtención rápida de las dimensiones de las placas se utilizan ábacos como los preparados por la STUP para sus apoyos y que nos permiten, para un espesor dado de placa, entrando con los valores de la carga máxima vertical y de la rotación individual α de la placa, hallar las dimensiones óptimas.

Una primera simplificación consiste en considerar que una dimensión de los apoyos es suficientemente grande respecto a la otra, es decir, que se asemeja a un apoyo indefinido.

Para $b \to \infty$ se simplifican las fórmulas que dan las tensiones de compresión y tangenciales, así como el coeficiente de elasticidad virtual E_i, debidos a una presión virtual y a una rotación.

De acuerdo con los cálculos de Topaloff citados, se tiene:

a) *para una carga vertical P que dé lugar a una compresión media:*

$$\sigma_m = \frac{P}{a}$$

$$\sigma_{max} = 1{,}5\ \sigma_m$$

$$\tau_{max} = 3\ \frac{d}{a}\ \sigma_m$$

(d es el espesor de la placa llamado antes e)

$$E_i = \frac{1}{3}\left(\frac{a}{d}\right)^2 E;$$

b) *para una rotación α:*

$$\sigma_{max} = 0{,}032\left(\frac{a}{d}\right)^3 E\alpha$$

$$\tau_{max} = \frac{1}{6}\left(\frac{a}{d}\right)^2 E\alpha$$

$$E_i = \frac{1}{15}\left(\frac{a}{d}\right)^2 E.$$

En la figura 7, tomada del artículo citado, se indican estas tensiones para mayor claridad.

Como hemos dicho, el cálculo matemático exacto es complejo; sin embargo, pueden utilizarse en la práctica sencillas reglas de dimensionamiento basadas en lo que a continuación exponemos:

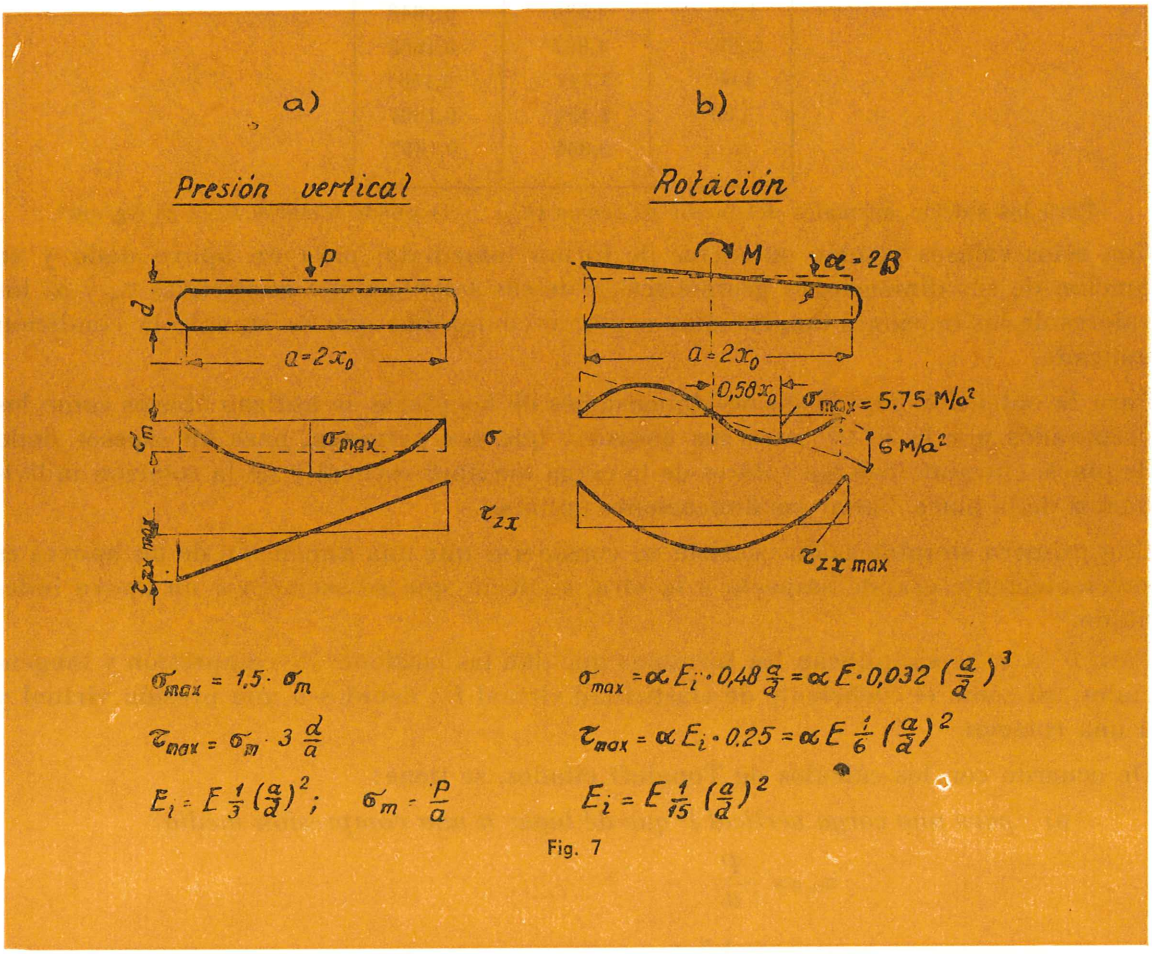


Fig. 7

1. ESPESOR TOTAL DEL APOYO

Viene fijado por la distorsión admisible para el caucho. Se admite un valor permanente de $\text{tg}\,\gamma = \dfrac{d}{\varepsilon} = 0{,}7$, con $\varepsilon = n \cdot e$.

Este valor es un límite para la distorsión de larga duración, como la producida por el pretensado, fluencia y retracción del hormigón, cambios de temperatura entre estaciones, etc.

Para esfuerzos instantáneos, tales como los de frenado y viento o cambios de temperatura diarios, se admiten valores de la distorsión del orden de 0,9 a 1,2.

2. ROZAMIENTO ENTRE EL APOYO Y SU SOPORTE

Para evitar el riesgo de deslizamiento entre los apoyos, la obra y su soporte, es necesario limitar la relación $\frac{H_{max}}{V_{min}}$, que antes hemos comparado a un ángulo de rozamiento.

Para valores $\frac{H_{max}}{V_{min}} \geqslant 0{,}4$ y con objeto de evitar el deslizamiento de las capas individuales entre sí, es necesario pegarlas. Esta es una de las modalidades de los apoyos. Esta condición suele expresarse limitando la compresión mínima del apoyo, ya que $H_{max} = G \cdot S \cdot \operatorname{tg} \gamma = G \cdot S \cdot \frac{d}{\varepsilon}$, en la que d es el desplazamiento total máximo, y $\varepsilon = n \cdot e$, el espesor total del caucho; con lo que para no tener que fijar los apoyos deberá ser:

$$0{,}4 \geqslant \frac{H_{max}}{V_{min}} = \frac{G \cdot S \cdot d}{\sigma_{min} \cdot S \cdot \varepsilon} = \frac{8\,d}{\sigma_{min} \cdot S \cdot \varepsilon}, \quad \text{con} \quad \varepsilon = n \cdot e.$$

Se toma $G = 8$ que es, como se ha indicado, su valor normal de cálculo.

Por lo tanto:

$$\sigma_{min} \geqslant \frac{8\,d}{0{,}4\,\varepsilon} = 20 \left(\frac{d}{\varepsilon}\right) \text{ kg/cm}^2.$$

Es importante, por otra parte, limitar el desplazamiento para evitar el peligro de inestabilidad del apoyo, lo que suele expresarse en la forma $a \geqslant 5\,\varepsilon = 5\,n \cdot e$.

3. SUPERFICIE EN PLANTA

La compresión admisible es función del zunchado, y para un apoyo con una dirección indefinida es proporcional a la relación $\frac{a}{e}$, es decir, $\sigma = K \frac{a}{e}$. Esto es válido para un apoyo rectangular, en el que a es la menor dimensión. En general, se limita la compresión a:

$$\sigma = 6 \left(\frac{a}{e}\right) \text{ kg/cm}^2,$$

que, para valores normales de $\frac{a}{e} = 20$, nos lleva al valor de la compresión admisible:

$$\sigma_{adm} \leqslant 120 \text{ kg/cm}^2.$$

Ejemplo:

Se trata de dimensionar los apoyos para una viga postensada y prefabricada, de puente para carretera, de las características siguientes:

l = 20,00 m, luz de cálculo.

c = 1,00 m, canto de la viga.

s = 0,42 m², superficie de la sección central de la viga.

E_h = 350.000 kg/cm², módulo de elasticidad del hormigón.

G = 8 kg/cm², módulo de elasticidad transversal del neopreno.

F = Esfuerzo total de postensado = 160 t.

ΔT = Variación máxima de temperatura = 35° C.

d_1 = Desplazamiento debido a la temperatura, por apoyo = $\frac{1}{2} \times$ $\times$ 0,00001 $\times$ 35 $\times$ 20 $\times$ 10^{-3} = 3,5 mm.

d_2 = Desplazamiento debido a la retracción del hormigón, por apoyo = $= \frac{1}{2} \times 0{,}00025 \times 20 \times 10^{-3} = 2{,}5$ mm.

d_3 = Desplazamiento debido a la fluencia del hormigón, por apoyo = $= \frac{1}{2} \times \frac{40}{350.000} \times 4 \times 20 = 4{,}6$ mm.

σ_F = Tensión de compresión en la sección central, a la altura de los cables, debida al postensado = $\frac{160}{0{,}40} = 400$ t/m² = 40 kg/cm².

Q = 14 t, carga mínima (peso propio de la viga), por apoyo.

P = 24 t, carga máxima, por apoyo.

H = 1 t, esfuerzo horizontal de frenado transmitido a cada apoyo.

$d = d_1 + d_2 + d_3 = 10{,}6$ mm. Desplazamiento de larga duración, por apoyo.

σ_m = 100 kg/cm², tensión máxima de compresión en la fibra superior de la sección media de la viga.

V' = 0,40 m, distancia de la fibra superior a la fibra neutra.

La rotación total de la sección de apoyo será, aproximadamente:

$$\alpha = \frac{1}{3} \times \frac{100}{350.000} \times \frac{20 \times 100}{40} = 4{,}8\ ‰.$$

Tanteamos la altura del apoyo con la primera condición fundamental:

$$d = 10{,}6 \text{ mm} \leqslant 0{,}7\ n \cdot e, \quad \text{o sea,} \quad n \cdot e \geqslant \frac{10{,}6}{0{,}7} = 15{,}1,$$

que admite la solución:

$$n = 2 \quad , \quad e = 8 \text{ mm},$$

es decir, dos placas de 8 mm de espesor de neopreno. Con ello:

$$d = 10{,}6 < 0{,}7 \times 2 \times 8 = 11{,}2 \text{ mm}.$$

Con objeto de no rebasar la compresión máxima admisible de 120 kg/cm², sobre el neopreno, la superficie en planta puede ser, como mínimo:

$$S = \frac{24.000}{120} = 200 \text{ cm}^2.$$

Tanteamos placas de 150 × 200 mm para las cuales:

$$\sigma_m = \frac{24.000}{300} = 80 \text{ kg/cm}^2 < 120 \text{ kg/cm}^2.$$

El desplazamiento debido a $H = 1$ t, será:

$$d' = \frac{H}{G \cdot S} = \frac{1.000}{8 \times 300} = 0{,}41 \text{ cm} = 4{,}1 \text{ mm},$$

por lo que el desplazamiento total (corta y larga duración) es:

$$d + d' = 10{,}6 + 4{,}1 = 14{,}7 \text{ mm}$$

Debe verificarse que $d + d' = 14{,}7$ mm $\leqslant 1{,}2\ n \cdot e = 1{,}2 \times 2 \times 8 = 19{,}2$. Luego se cumple.

La rotación por placa individual será:

$$\theta = \frac{\alpha}{2} = 2{,}4\ ^{0}/_{00}.$$

Los ábacos STUP para la carga máxima $P = 24$ t y un espesor de neopreno de 8 mm con dimensiones en planta $a = 150$ cm, $b = 200$ m, nos dan una capacidad de rotación del 4,2 $^{0}/_{00}$ superior a la exigida.

Los valores de las tensiones tangenciales máximas por placa con $b/a = 200/150 = 1{,}33$, interpolando en el cuadro dado anteriormente, son:

$$\tau_{c\,max} = C_1 \cdot \sigma_m \left(\frac{e}{a}\right) = \frac{4{,}45 \times 80}{18{,}75} = 19 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{r\,max} = C_2 \cdot \alpha \cdot E \left(\frac{a}{e}\right)^2 = \frac{0{,}163 \times 24 \times 2{,}4 \times 18{,}75^2}{1.000} = 3{,}3 \text{ kg/cm}^2$$

$$\tau_{c\,max} + \tau_{r\,max} = 19{,}00 + 3{,}3 = 22{,}3 \text{ kg/cm}^2 < 25 \text{ kg/cm}^2.$$

La carga mínima 14 t debe verificar que:

$$\sigma_{min} = \frac{14.000}{15 \times 20} = 46{,}6 \text{ kg/cm}^2 \geqslant 20 \times \frac{14{,}7}{16} = 18{,}4 \text{ kg/cm}^2$$

que al cumplirse asegura la imposibilidad de deslizamiento. Finalmente, y en relación con la estabilidad, comprobaremos que también se cumple que $a = 150$ mm $\geqslant 5\ \varepsilon =$ $= 80$ milímetros.

La designación de los apoyos será, por lo tanto, $a \cdot b \cdot n\ (e + 2)$, es decir, 150 × × 200 × 2 (8 + 2), utilizando la notación STUP.

La reacción de apoyo producida por los desplazamientos debidos a las acciones de larga duración (temperatura, retracción y fluencia del hormigón) es:

$$H = G \cdot S \cdot d = 8 \times 300 \times \frac{10{,}6}{10} = 2.544 \text{ kg}.$$

Algunas disposiciones especiales de los apoyos

Cuando las rotaciones llegan a ser excesivas se emplean rótulas como las ya mencionadas del puente de Tancarville y del paso superior en Orly.

Suele presentarse, con frecuencia, la necesidad de tener un apoyo fijo, ya sea por la existencia de esfuerzos horizontales, o desplazamientos excesivamente grandes (obras ferroviarias y tramos continuos, etc.), o por cualquier otra causa.

Pueden disponerse pasadores de acero, de diámetro adecuado, que atraviesen los apoyos, el soporte y la obra, de forma que se impida la distorsión del caucho debida a los desplazamientos, sin impedir la rotación ni la compresibilidad del apoyo.

En otros casos, se lleva a cabo la fijación por medio de topes anclados en el hormigón de la obra o en el del soporte, como se indica en la figura 8. Estos topes deben dimensionarse capaces de soportar los esfuerzos horizontales.

En el caso de obras metálicas, los topes pueden soldarse (fig. 8 III). En cualquier caso, el espacio libre entre tope y apoyo debe ser de 5 milímetros.

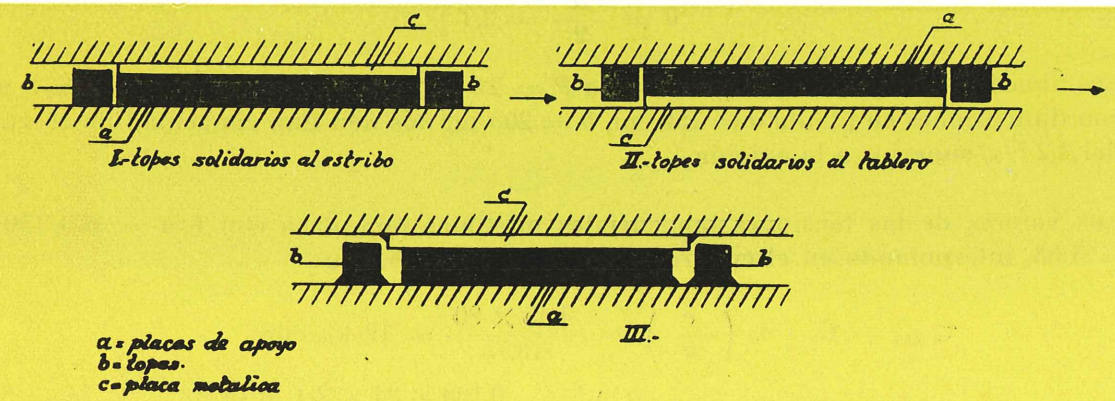


Fig. 8

Con estas modalidades se consigue un apoyo fijo de tipo rótula.

Conclusión

Hemos expuesto brevemente las diversas peculiaridades de los apoyos de caucho. Sus ventajas son evidentes y su conservación ha sido estudiada y controlada para permitir su adopción frente a los complicados y costosos aparatos tradicionales.

Resumiendo, los datos fundamentales necesarios para su dimensionamiento son los siguientes:

1. Carga vertical máxima y mínima.
2. Rotación máxima, por apoyo.
3. Desplazamientos máximos, por apoyo, debidos a la temperatura, retracción y fluencia del hormigón.
4. Esfuerzo horizontal, por apoyo.
5. Dimensiones máximas admitidas para el apoyo.

628-0-12

condiciones que debe cumplir un alambre para su empleo como armadura de pretensado. propuesta de un pliego

FRANCISCO JAVIER JIMENEZ ATIENZA
Dr. Ingeniero del I. C. A. I.

INTRODUCCION

La seguridad de las obras de hormigón pretensado está condicionada por la constancia, en el tiempo, de las tensiones iniciales que ha creado el pretensado.

Es evidente, por tanto, que ésta ha de ser la primera condición que ha de cumplir toda armadura destinada a su empleo en las obras de hormigón pre y postensado.

Por supuesto que no hay que desdeñar las características del hormigón, el sujeto de la acción del pretensado.

Aunque no sea nuestro objeto estudiar las características que ha de reunir el hormigón, nos referiremos a aquéllas que afectan al mantenimiento de la tensión de pretensado.

Una vez realizado el pretensado, la pieza de hormigón no conserva la compresión inicial a que ha sido sometida; hay una pérdida de tensión.

Las causas de este descenso de tensión son imputables a los dos elementos que forman la pieza: *el hormigón* y *el acero*.

Los motivos esenciales son:

1.° La retracción de fraguado. Incluso aplicando el esfuerzo de pretensado a los 28 días de fraguado el hormigón, la deformación unitaria originada por esta causa es del orden de 20×10^{-5}.
2.° La deformación elástica del hormigón.
3.° La fluencia del hormigón.
4.° La fluencia del acero.

Si se empleasen como armaduras, para hormigón pretensado, los laminados de aceros suaves utilizados en hormigón armado, con tensiones de 12/14 kg/mm², las pérdidas de tensión ocasionadas por los tres primeros motivos serían del orden de 5 kg/mm², a los que habría que añadir todavía las pérdidas por fluencia del acero. La tensión de pretensado quedaría reducida al 50 % o menos de la inicial, valor enteramente inadmisible.

La única solución consiste en emplear armaduras susceptibles de ser sometidas a una tensión tal, que las pérdidas representen un tanto por ciento aceptable de la inicial.

Esto nos conduce al empleo de armaduras de gran resistencia, para poder ser empleadas a tensiones elevadas, y que además cumplan la condición de tener una razonable pérdida por fluencia a dicha tensión de utilización.

Hasta que la industria metalúrgica no estuvo en condiciones de suministrar armaduras que cumpliesen todos estos requisitos, no fue viable la técnica del hormigón pretensado.

Evidentemente, esta tensión de utilización no es la exclusiva condición que han de satisfacer las armaduras, pero sí la más importante. Como más adelante expondremos, existen otros imperativos (ductilidad) que limitan a un máximo dicha tensión.

Podemos dejar sentada, por consiguiente, la afirmación de que la característica esencial que debe reunir una armadura para hormigón pretensado es la de poder ser empleada a una alta tensión de utilización.

PROCEDIMIENTOS DE FABRICACION

Examinemos brevemente los procesos metalúrgicos de fabricación a los que nos hemos de referir en lo sucesivo.

Existen dos grandes grupos en los que podemos clasificar las armaduras: aquellas que alcanzan sus propiedades finales por tratamiento térmico, y las que las adquieren por una deformación en frío, realizada a continuación de un tratamiento térmico, y que, a su vez, puede ir seguida o no de un tratamiento térmico final.

El siguiente gráfico (fig. 1) ilustra estos diversos procedimientos de fabricación.

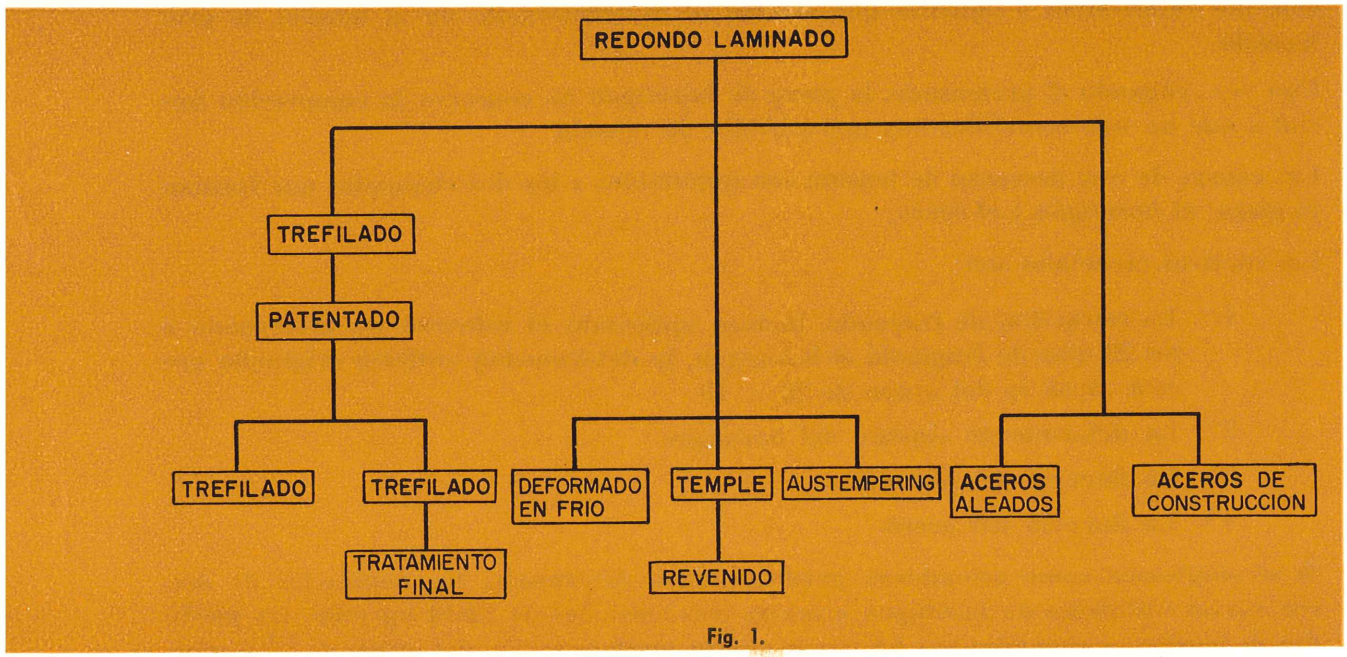


Fig. 1.

La significación de los distintos conceptos es la siguiente:

Redondo laminado: Producto obtenido por laminación a temperatura superior a la crítica.

Trefilado: Deformación en frío del alambre, producida haciendo pasar el redondo laminado a través de una hilera de forma troncocónica. Como consecuencia de ello se

obtiene un producto, el alambre, en el que se ha conseguido una mayor resistencia a la tracción, fundamentalmente.

Patentado: Tratamiento térmico consistente en calentar el alambre por encima de sus puntos críticos y enfriarlo bruscamente a unos 500° C. Se obtiene, como consecuencia, una estructura sorbítica, ideal para las deformaciones posteriores del alambre. Además, en esta operación se consigue una resistencia a la tracción que sólo depende de la composición del acero, y que sirve de punto de partida para calcular las características finales del alambre.

Temple y revenido: Tratamiento térmico que consiste en calentar el alambre por encima de los puntos críticos y enfriarlo bruscamente a la temperatura ambiente, obteniéndose una estructura martensítica de extraordinaria dureza y fragilidad. Para evitar la fragilidad, se somete, a continuación, a un calentamiento (revenido) alrededor de los 400° C, consiguiéndose disminuir simultáneamente la dureza (resistencia a la tracción) y fragilidad. De la elección de la temperatura de revenido dependen las características finales.

Austempering: Tratamiento térmico que consiste en calentar el alambre por encima de los puntos críticos y enfriarlo bruscamente a una temperatura comprendida entre 300 y 400° C. Se obtienen estructuras bainíticas, intermedias entre la sorbita y la martensita.

La figura 2 ilustra las características medias de resistencia que se pueden alcanzar en los alambres obtenidos por estos procedimientos de fabricación.

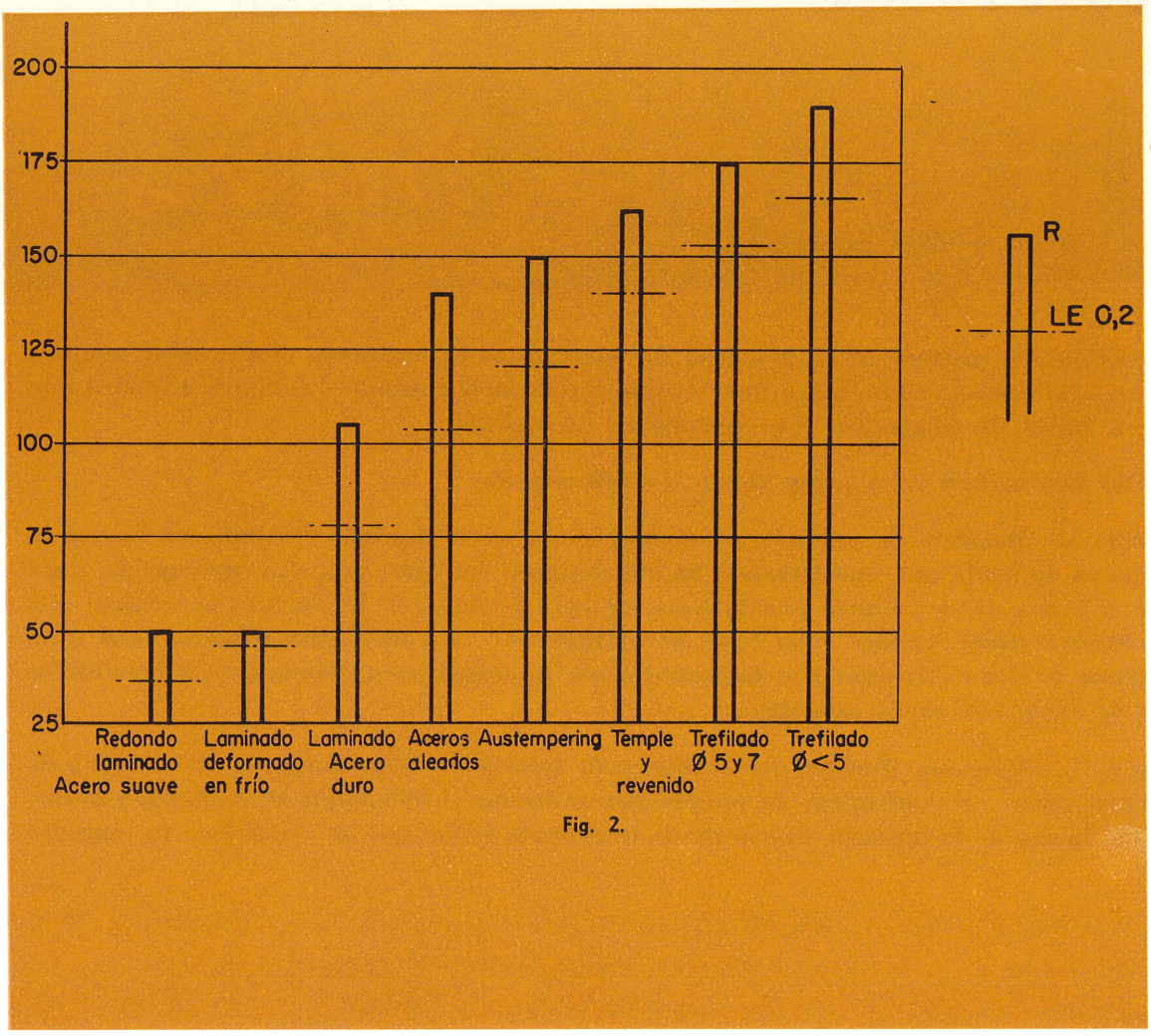


Fig. 2.

LA FLUENCIA Y LA RELAJACION

Hemos indicado en la introducción que una de las características que presentan las armaduras de hormigón pretensado es la no constancia con el tiempo de la tensión inicial, cuando se las somete a tensiones que sobrepasan un determinado umbral.

Existen dos maneras distintas de considerar esta variación de tensión, que han dado nombre a dos fenómenos físicos: la fluencia y la relajación. Generalmente se les engloba bajo la denominación genérica de fluencia. En realidad se trata del mismo fenómeno cuya medida se realiza por dos sistemas completamente distintos.

Se llama fluencia al fenómeno consistente en la variación de longitud, en función del tiempo, de una probeta sometida a una carga constante. La figura 3 nos indica el esquema de una instalación de medida de fluencia, y el aspecto de una curva típica de fluencia. Si se emplea una probeta de 1 m, y un comparador que aprecie 0,01 mm, se pueden determinar alargamientos de fluencia con error inferior a 10^{-5}.

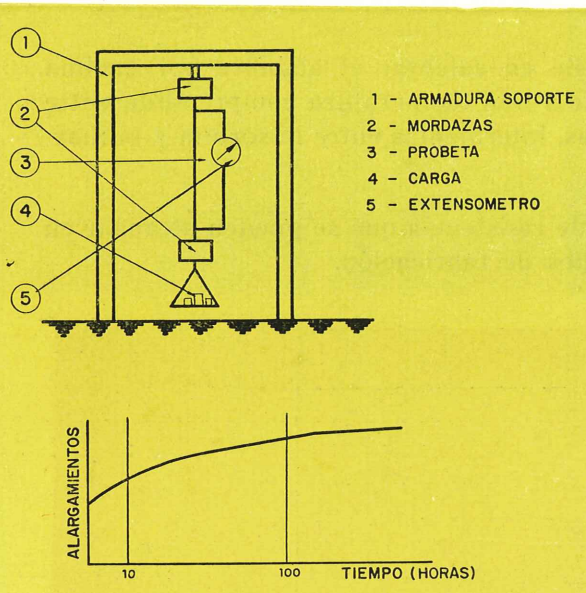


Fig. 3.

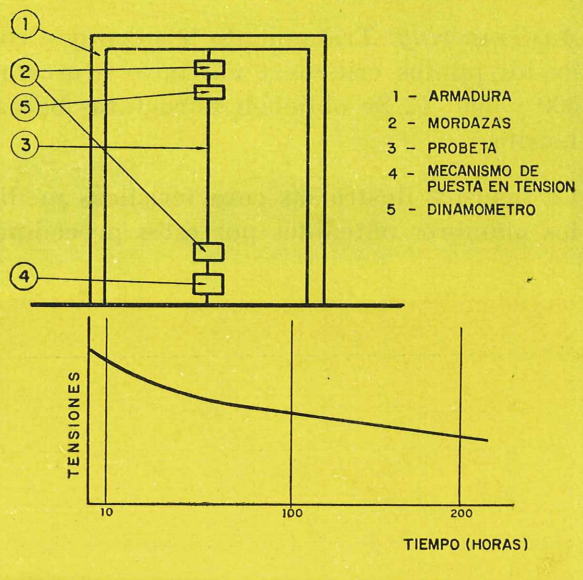


Fig. 4.

La relajación consiste en el descenso de tensión que experimenta una probeta anclada en sus extremos y sometida a una tensión inicial determinada. La figura 4 ilustra una curva típica de relajación y su instalación de medida.

En las figuras 5, 6 y 7 pueden verse, respectivamente:

FIGURA 5.—Máquina de fluencia, construida por Nueva Montaña Quijano, en la que la carga es aplicada por una balanza. Se han tomado las precauciones necesarias para que el brazo de la palanca permanezca siempre horizontal. La lectura se realiza con un extensómetro Amsler cuya base de medida es 1 m y la lectura mínima 0,001 mm. Dispone de dos extensómetros diametralmente opuestos para disminuir las posibilidades de error por carga excéntrica.

FIGURA 6.—Máquina Denison para ensayo de relajación. Esta máquina, del sistema de balanza, tiene un contrapeso accionado por un motor eléctrico que se desplaza a lo largo del brazo de la báscula, descargando la probeta hasta que se restablece la longitud

inicial. El mando de dicho motor lo realiza un extensómetro que acciona un microrruptor cuya carrera de disparo es de 0,01 milímetros.

Puesto que la longitud del extensómetro es constante, el ensayo de relajación se hace a la longitud de $1 + 10^{-5}$ metros.

FIGURA 7.—Máquina de relajación construida por Nueva Montaña Quijano, con un captador de deformaciones Philips cuya deformación propia, a plena carga, es de 0,1 mm. La longitud de ensayo es de 1 m y como la relajación de tensión es del orden del 5 %, la deformación producida por la relajación es del orden de 5×10^{-6}. El ensayo se hace, por tanto, a la longitud constante de $1 + 5 \times 10^{-6}$ metros.

La curva de relajación se registra gráficamente en un registrador también Philips.

El error de medida del conjunto captador registrador es inferior al 0,5 por ciento.

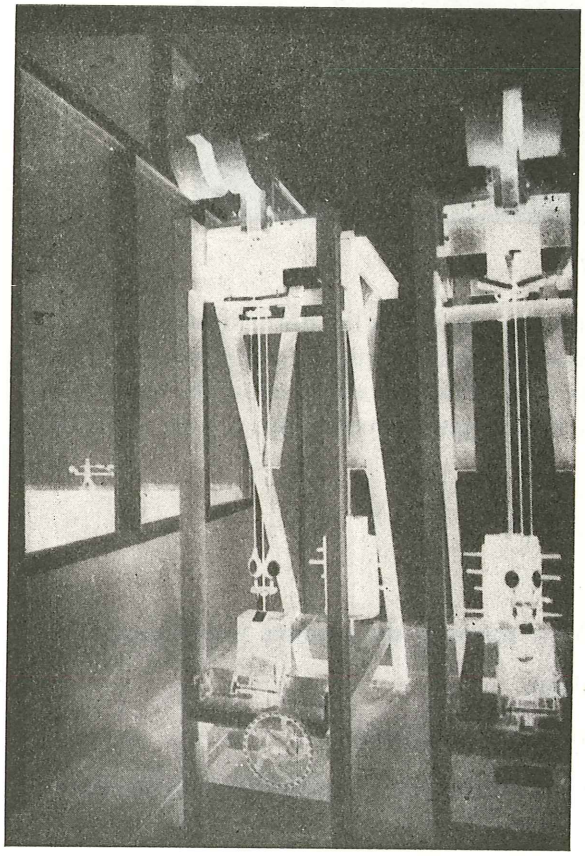


Fig. 5

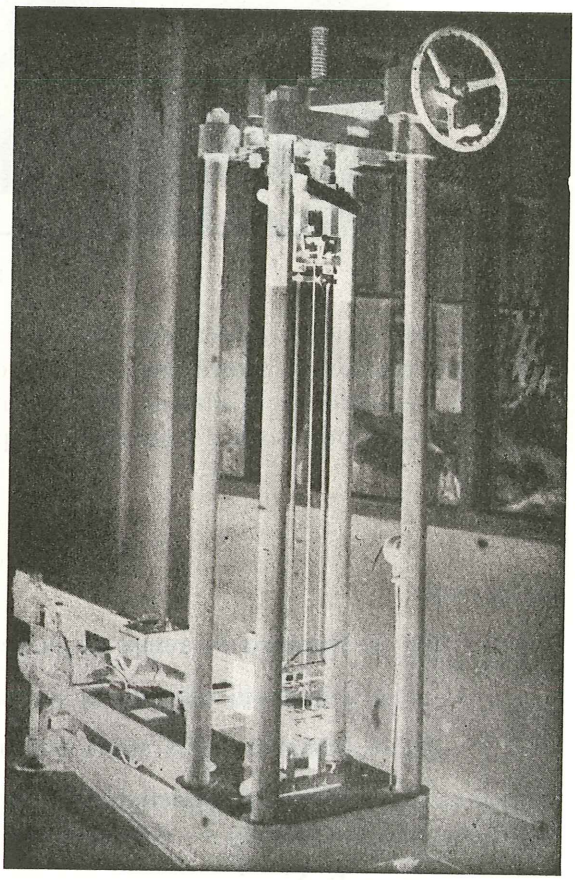


Fig. 6

Teoría de la fluencia

La ley fundamental de la resistencia de materiales, ley de Hooke, establece la proporcionalidad entre las tensiones aplicadas y las deformaciones producidas. Sin embargo, ya desde su origen se limitó su campo de aplicación al intervalo en que los materiales son perfectamente elásticos; los posteriores desarrollos de la teoría de la elasticidad y las modernas teorías atómicas han dado explicación a esta limitación.

De acuerdo con la experiencia, una deformación cualquiera se compone de una deformación elástica reversible —consistente en una variación de las distancias interatómicas— y una deformación plástica irreversible.

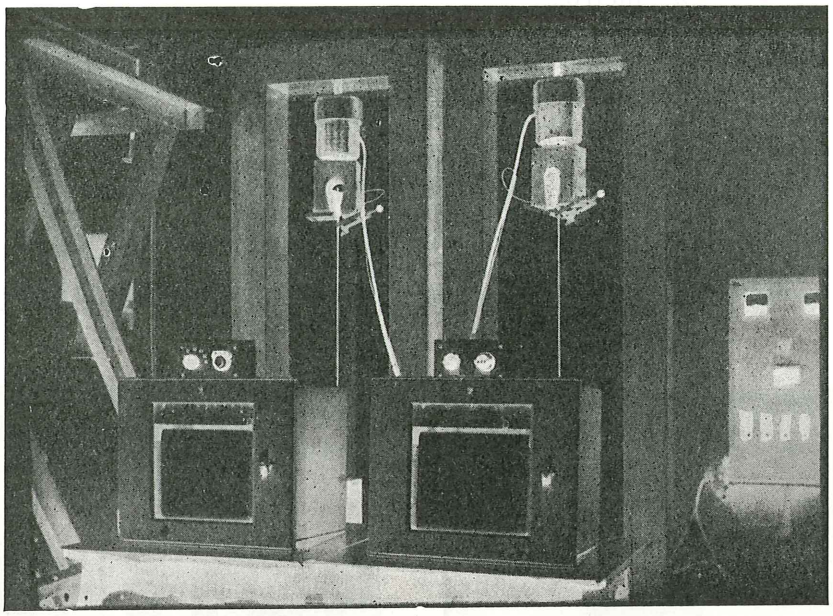


Fig. 7

En una primera consideración, las fuerzas que se oponen a las deformaciones producidas por agentes exteriores son fuerzas de enlace atómico, que se componen de atracciones y repulsiones eléctricas. Las primeras tentativas de evaluación de estas fuerzas, realizadas por Born, le condujeron, para la energía de cohesión, a una expresión del tipo:

$$U_0 = - \frac{N \cdot \alpha \cdot e^2}{R_0} \left(1 - \frac{1}{n}\right),$$

en la cual:

$2N$ = Número de iones de la red (N = número de aniones o cationes).

R = Distancia más corta anión-catión.

R_0 = Distancia más corta anión-catión en equilibrio.

e = Atracción electrostática entre los iones i y j separados por la distancia r_{ij}.

$$\alpha = R \sum \frac{1}{r_{ij}}.$$

$$n = \frac{18 R_0^4}{K e^2} + 1.$$

K = Coeficiente de compresibilidad.

Esta expresión de la energía interna da valores aceptables y concordantes con los observados para algunas magnitudes, por ejemplo, los coeficientes de compresibilidad y las constantes elásticas; no ocurre lo mismo con la resistencia a la tracción, para la que da valores varios cientos de veces superiores a los reales.

La razón de la discrepancia es la diferencia existente entre la estructura cristalina real y la estructura monocristalina que se ha considerado. En efecto, un cristal real está constituido por un conjunto de cristales elementales, con una disposición irregular entre ellos y, por tanto, con microfisuras intercristalinas llamadas, de un modo genérico, dislocaciones.

Puede considerarse que las fuerzas de unión entre dichos cristales elementales son del tipo de las fuerzas de rozamiento, es decir, que no permiten desplazamientos mientras la fuerza no alcance un valor mínimo. Por debajo de este valor, es válida la expresión de la energía interna de cohesión; las fuerzas que se oponen a las causas exteriores de deformación son interatómicas y reversibles.

Más allá del mismo se producen deslizamientos de los cristales, deslizamientos que son irreversibles.

Se admite que la fluencia es un fenómeno análogo al de la deformación plástica, y que debe ser interpretado como debido a los deslizamientos producidos por la migración de las dislocaciones.

Así expuesto, se deduce inmediatamente que esta tensión límite por encima de la cual se producen deslizamientos plásticos, y por tanto fluencia, coincide con la idea intuitiva y experimental del límite elástico real.

En un detallado estudio realizado por el profesor Campus y publicado en el "Bulletin du Centre d'Etudes, de Recherches et d'Essais Scientifiques", de 1953, se comprueba:

1.° Los límites de fluencia y relajación coinciden con el límite elástico real, más propiamente llamado límite de proporcionalidad.

2.° Las deformaciones de relajación o fluencia, son proporcionales a las deformaciones remanentes medidas en un ensayo de tracción.

Este hecho ha sido comprobado para una tensión determinada y las inferiores a la misma; sin embargo, una extrapolación a tensiones superiores no ha sido justificada.

Se han hecho muchos intentos para expresar matemáticamente la relación entre fluencia, límite de proporcionalidad, tensión inicial de ensayo y tiempo, que no es del caso enumerar aquí.

Sin embargo, creemos que es de particular interés la concepción de Gamski, la cual, aunque conduce a resultados que no se pueden estudiar cuantitativamente, sí que son susceptibles de un análisis cualitativo.

Supongamos que al comienzo de la fluencia existe un número de dislocaciones N_0 repartidas según los planos de deslizamiento. Bajo la acción de la carga aplicada, estas dislocaciones tenderán a moverse según los planos de deslizamiento, y su número inicial disminuirá a medida que son absorbidas por los citados planos.

En cada instante la velocidad de absorción será proporcional a su número, y puesto que en el instante inicial el número de dislocaciones es N_0:

$$\frac{dN}{dt} = \alpha \cdot N \quad ; \quad N = N_0\, e^{\alpha t}$$

$$N_a = N_0 - N = N_0(1 - e^{\alpha t}).$$

La deformación por fluencia f, debe ser proporcional al número de dislocaciones absorbidas:

$$f = A \cdot N_0(1 - e^{\alpha t}).$$

Esta función podría ser característica del período inicial en que N_0 es grande, y las dislocaciones se interfieren.

Cuando el número de dislocaciones es pequeño, Gamski admite que la velocidad de absorción solamente es proporcional al tiempo:

$$\frac{dN}{dt} = \frac{K}{t+1},$$

$$N = N_0 - K \cdot ln\ (t+1),$$

$$N_a = K \cdot ln\ (t+1)$$

y la fluencia será:

$$f = A \cdot K \cdot ln\ (t+1)$$

y en condiciones indeterminadas la fluencia será la suma de las dos anteriores:

$$f = A\left[N_0(1 - e^{-rt}) + K \cdot ln\ (t+1)\right].$$

Analicemos esta ecuación:

1.º $N_0 \gg K$, como ocurre con los aceros suaves, la ecuación queda reducida a:

$$f = A \cdot N_0(1 - e^{-rt}),$$

que representa una curva muy a ıortiguada, en función del tiempo, en un diagrama semilogarítmico.

2.º Si $K \gg N_0$, la ecuación queda reducida a:

$$f = K \cdot ln\ (t+1)$$

y la curva es rectilínea en función del log del tiempo.

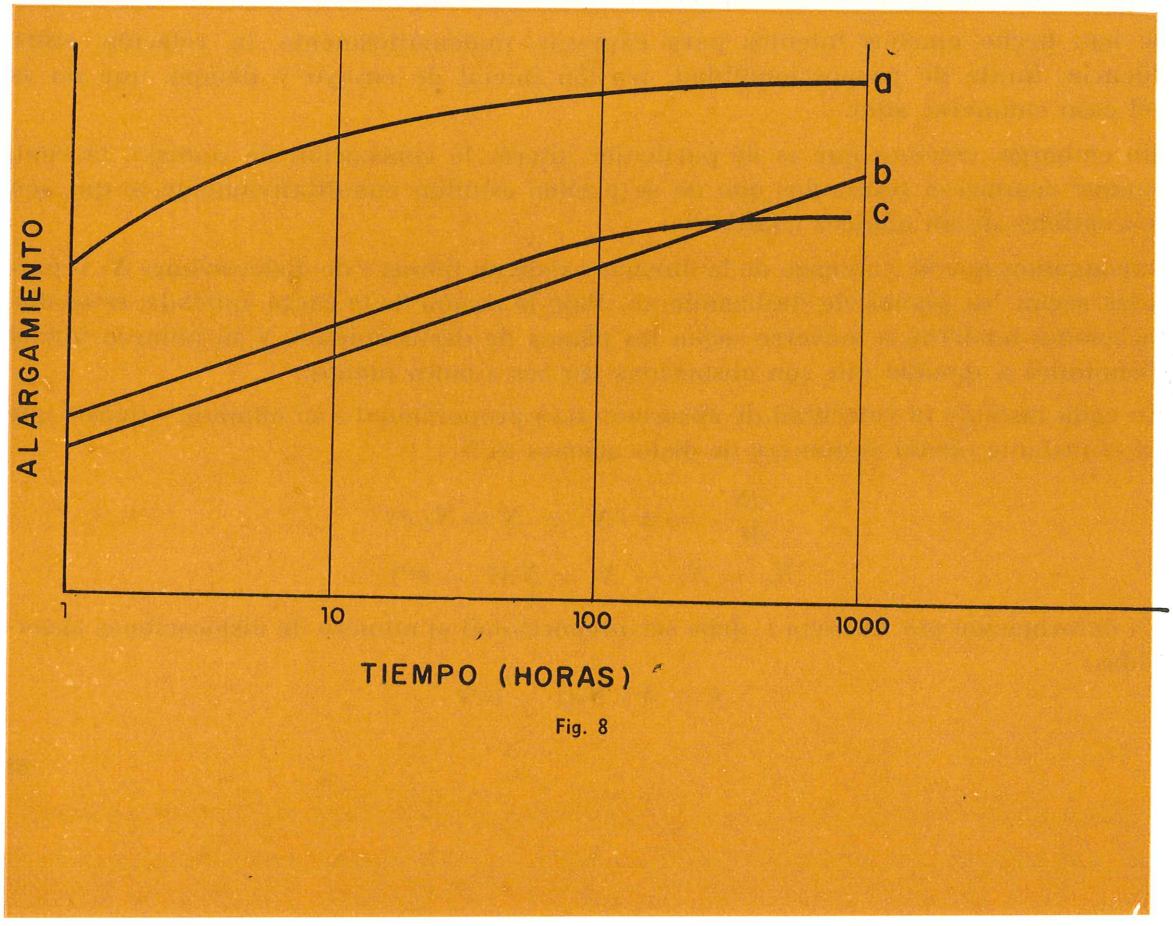


Fig. 8

3.º En la práctica real, se podrán presentar todos los casos intermedios.

Además, el coeficiente α, que evidentemente debe ser función de la carga aplicada o, mejor dicho, de la diferencia entre dicha carga y el límite de proporcionalidad, hace que para un mismo alambre, cuanto menores sean las tensiones, más se aproxime la curva, a la traza rectilínea en un diagrama semilogarítmico.

Equivalencia entre fluencia y relajación

Hemos indicado que la fluencia y la relajación tienen su origen en el mismo fenómeno, y que los límites por debajo de los cuales no se produce fluencia ni relajación coinciden y, a su vez, lo hacen con el límite de proporcionalidad.

Debe, por tanto, existir una relación entre ambas.

Se han propuesto varias equivalencias, y hemos recogido la más sencilla, aunque de más reducido campo de aplicación.

Si llamamos:

ε_0 = deformación elástica inicial.

ε_n = deformación elástica remanente, en el instante $t_n > t_0$.

σ_0 = tensión inicial aplicada en el instante t_0.

σ_n = tensión remanente en el instante t_n.

f_r = deformación de fluencia, obtenida desde t_0 hasta t_n, bajo una tensión decreciente desde σ_0 hasta σ_n.

f = deformación de fluencia a una tensión constante desde t_0 a t_n.

Admitimos que, aunque existe una deformación remanente, es tan pequeña frente a la elástica que podemos escribir:

$$\sigma_0 = E \cdot \varepsilon_0.$$

Esta deformación se mantiene constante, y el alambre experimenta una deformación de fluencia f_r que hace disminuir el alargamiento elástico:

$$\varepsilon_n = \varepsilon_0 - f_r,$$

traduciéndose este acortamiento en un descenso de tensión:

$$\sigma_n = E \cdot \varepsilon_n = \sigma_0 - E \cdot f_r.$$

En una primera aproximación se puede sustituir la fluencia f_r, para tensiones variables entre σ_0 y σ_n, por la fluencia correspondiente a la tensión media, y admitir que la fluencia es proporcional a la carga aplicada:

$$f_r = \frac{\sigma_0 + \sigma_n}{2} \frac{f}{\sigma_0},$$

$$\sigma_n = \frac{2\varepsilon_0 - f}{2\varepsilon_0 + f} \sigma_0.$$

Esto es válido para los ensayos normales.

En cuanto a las formas de las curvas de relajación, dependen grandemente de la tensión aplicada.

En una comunicación presentada a la Reunión Internacional de Laboratorios de Ensayos (2-5 julio 1958), Schwier presentó un trabajo, del que resumimos las conclusiones respecto a las curvas de relajación (fig. 9).

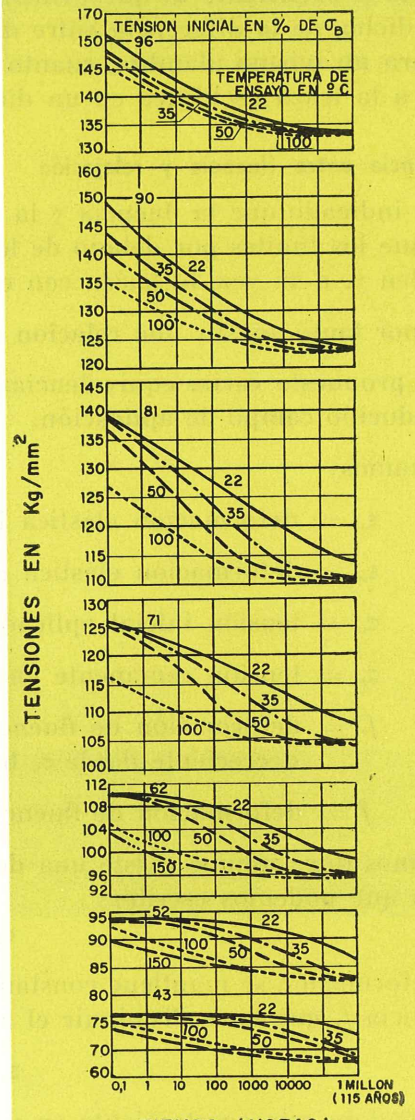


Fig. 9

Se ve que la velocidad de relajación, en el período comprendido entre 1 y 1.000 horas, es creciente para tensiones de ensayo inferiores al 81 % de la carga de rotura; constante para tensiones iguales al 81 %, y decreciente para tensiones superiores. En el primer caso, que es el de aplicación normal, y en el que las relajaciones en valores absolutos son relativamente pequeñas, se prevé un punto de inflexión en el intervalo de 1.000 a 10^6 horas, deducido de ensayos de relajación, a 1.000 horas y altas temperaturas, bastante discutibles.

Estos resultados coinciden con nuestras propias experiencias, realizadas sobre alambres de nuestra fabricación y de otras procedencias (fig. 10).

Influencia de la carga de rotura y límite elástico sobre la fluencia.

Hemos expuesto cómo el fenómeno de la fluencia está íntimamente ligado con el límite elástico verdadero, y que, por tanto, la fluencia puede considerarse proporcional a la diferencia entre carga aplicada y límite elástico verdadero. Sin embargo, la determinación del límite elástico verdadero es imposible, y aún la del límite de proporcionalidad con deformación remanente del 0,001 % en un ensayo de laboratorio y no aplicable a escala industrial.

Hemos intentado expresar la fluencia como función del límite elástico al 0,2 %, y no hemos podido llevarlo a cabo. La razón es que la variable es el límite elástico verdadero. Sin embargo, sí que puede orientarnos (fig. 11).

Como era previsible, la fluencia es menor cuanto mayor es el límite elástico 0,2 %, en tanto en cuanto un alambre con mayor límite elástico 0,2 % debe tener forzosamente mayor límite de proporcionalidad.

Por tanto, los procedimientos de fabricación que nos permitan obtener alambres con mayor límite elástico nos darán alambres con mejores características de fluencia.

Hemos visto que de todos los procedimientos de fabricación, aquel que permite obtener mayores resistencias y límite elástico es el de trefilado y tratamiento térmico. Le sigue el procedimiento de temple y revenido.

En la figura 12 se estudia el comportamiento a fluencia de alambres obtenidos por trefilado, por trefilado y tratamiento térmico, y por temple y revenido. Se observa:

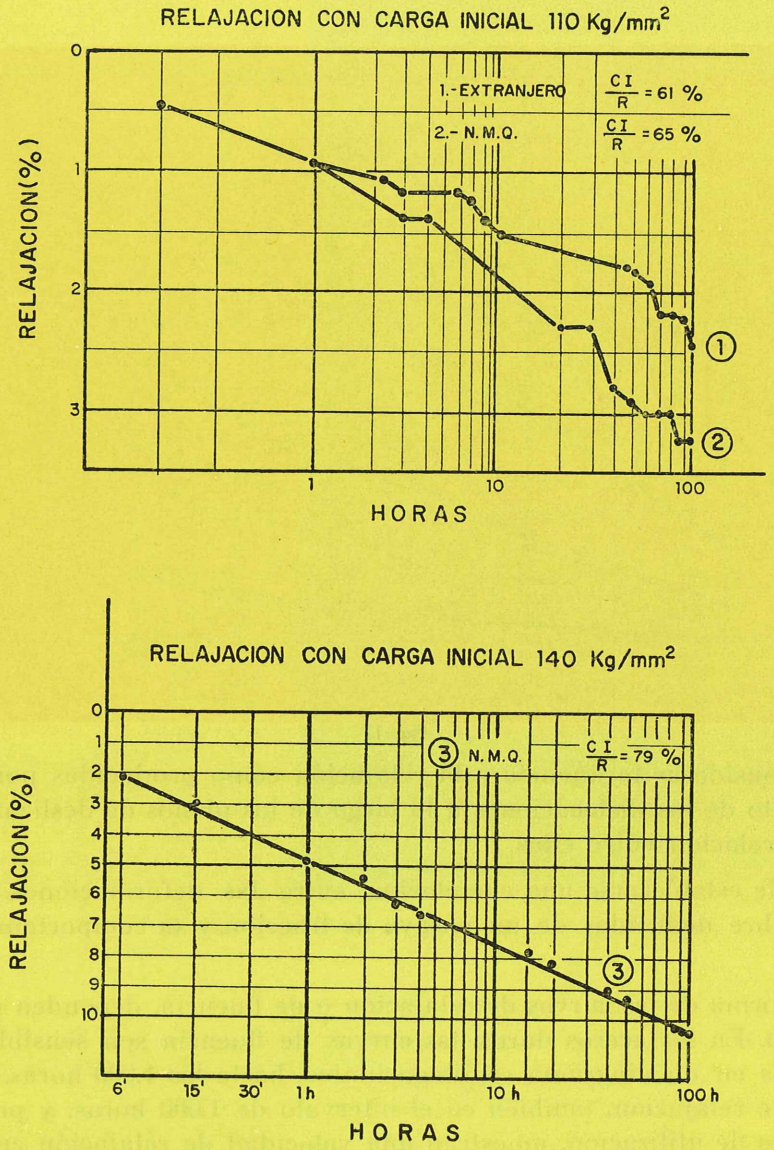


Fig. 10

1.º El alambre que menor fluencia ha experimentado es el trefilado y tratado.

2.º El límite elástico al 0,2 % no es la variable fundamental, ya que el alambre 4 ha experimentado menos fluencia que el 2, con límite elástico 0,2 % muy inferior.

CONCLUSIONES

Resumimos las conclusiones a que hemos llegado en la exposición:

1.º Existe un valor límite por debajo del cual no se producen en las armaduras de acero deformaciones plásticas, ni, por consiguiente, fluencia del acero.

Este valor es el límite elástico verdadero.

2.º La deformación producida por la fluencia puede considerarse, en primera aproximación, proporcional a la diferencia entre la tensión aplicada y el límite elástico verdadero.

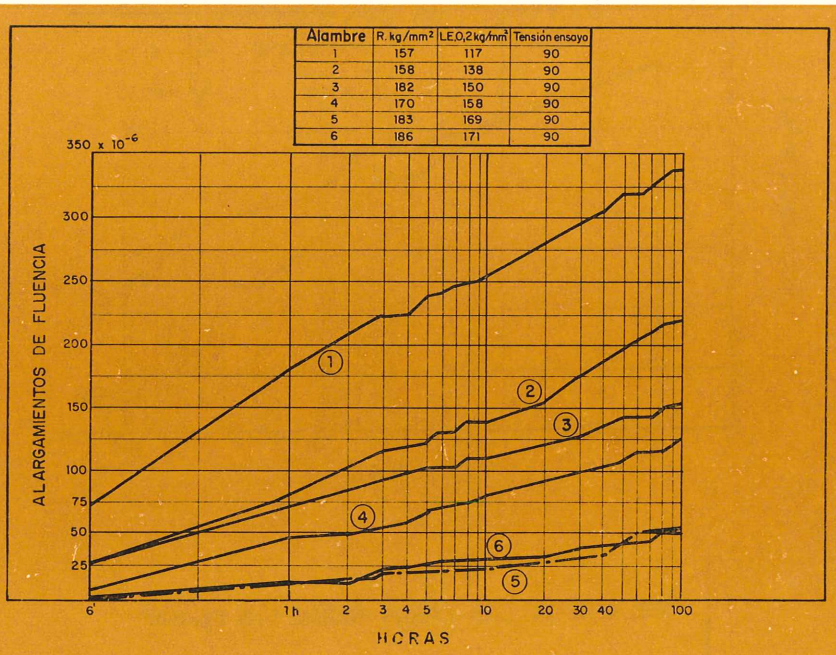


Fig. 11

3.º Al considerar la fluencia o la relajación como producidas por el desplazamiento de las dislocaciones a lo largo de los planos de deslizamiento, existe una relación entre ellas.

4.º Puede establecerse una correlación entre las deformaciones plásticas del alambre deducidas de un ensayo de tracción y su comportamiento a fluencia.

5.º La forma de las curvas de relajación o de fluencia, dependen de la clase de acero. En los aceros duros, las curvas de fluencia son sensiblemente rectilíneas en un diagrama semilogarítmico, hasta las 1.000 horas, mientras que las de relajación, también en el intervalo de 1.000 horas, y para bajas tensiones de utilización, muestran una velocidad de relajación creciente.

CARACTERISTICAS QUE DEBE REUNIR EL ALAMBRE PARA ARMADURAS DE HORMIGON PRETENSADO

Anteriormente hemos expuesto que la característica esencial que debe reunir el alambre es que pueda ser empleado a una alta tensión de utilización.

Esta tensión de utilización viene limitada por la fluencia del alambre, ya que es preciso que se pueda contar con una razonable tensión remanente después de la fluencia.

También hemos demostrado cómo el límite elástico al 0,2 % puede dar información sobre el comportamiento a fluencia, bien entendido que lo que queremos indicar es que se debe comprobar si un alambre con límite elástico inferior cumple la condición de fluencia, en cuyo caso alambres con límite elástico superior también la cumplirán.

Esto nos conduce a fijar que el alambre debe cumplir unos requisitos mínimos de resistencia y límite elástico que permitan asegurarse de que la fluencia estará dentro de los márgenes establecidos. En rigor, si todos los alambres pudieran ser ensayados a relajación, tal condición sobraría.

Sin embargo, tales condiciones no son únicas.

Si lo fueran, los fabricantes de armaduras se sentirían tentados de forzar al máximo estas características, en detrimento de otras que pueden hacer peligroso el empleo de tales armaduras.

Por ello, en todas las normas se prevén otros ensayos destinados a poner en evidencia el comportamiento de las armaduras frente a las diversas solicitaciones a que se ven sometidas.

Características deducidas del ensayo de tracción

El ensayo de tracción de un alambre nos proporciona directamente información sobre:

Resistencia de rotura, *R*.

Límite elástico convencional L.E. 0,1 y L.E. 0,2.

Alargamiento de rotura, *OA*.

Alargamiento total, *OB*.

Módulo de elasticidad.

Resistencia y límite elástico

Hemos hablado ya de la resistencia y el límite elástico, y su influencia en la relajación y llegado a la conclusión de que, cuanto mayor sea el límite elástico, mejor será el comportamiento a fluencia de los alambres.

Esta condición es aceptada unánimemente. Se ha tratado, por tanto, de especificar una relación mínima entre el límite elástico convencional y la carga de rotura.

Las dificultades se han presentado al fijar la definición del límite elástico convencional.

Un límite elástico convencional con deformación remanente del 0,01 % es previsto únicamente por las normas DIN. Su determinación a escala industrial es difícil, ya que es un ensayo de laboratorio.

Otras normas, como la francesa y la inglesa, especifican un alargamiento remanente del 0,1 %; mientras que en Italia, Bélgica y España se emplea el alargamiento remanente del 0,2 %. Y todavía, en EE. UU., las normas ASTM, en lugar de fijar un límite elástico convencional con una deformación remanente determinada, especifican que el alargamiento total bajo una carga del 80 % de la garantizada, debe ser inferior o igual al 1 %. Hemos comprobado que en los alambres el límite elástico al 0,2 % y la tensión que produce el 1 % de deformación coinciden sensiblemente.

Respecto al valor de la relación $\frac{\text{L.E.}}{\text{R}}$, existen dos tendencias:

1.º En Francia e Italia, se fija un valor máximo del 95 %.

Esto tiende evidentemente a eliminar aquellos alambres con diagrama excesivamente rectilíneo. Pero como al mismo tiempo se han previsto ensayos de alargamiento, que automáticamente limitan el valor de esta relación, no parece que sea muy lógico imponer este límite superior. En cambio no se ha previsto un límite inferior, ya que su idea es que los aceros para los que el valor de la relación L.E./R es pequeño se eliminan solos en la competencia.

2.º Las restantes normas especifican un valor mínimo.

Este es $\frac{\text{L.E.}_{0,1}}{\text{R}} \geqslant 70\ \%$ en Inglaterra, y $\frac{\text{L.E.}_{0,2}}{\text{R}}$ o su equivalente, $\frac{\text{Carga con deformación 1 \%}}{\text{R}} \geqslant 80\ \%$ en EE. UU.

Nuestra opinión es que el límite elástico al 0,2 % es un ensayo que fácil, y prácticamente sin error, puede aplicarse a todos los rollos de alambre. Su diferencia, en valor absoluto, con el límite elástico 0,1 %, siempre que se imponga un valor alto a la relación $\frac{\text{L.E.}}{\text{R}}$, es del orden de 3/4 kg/mm², y su determinación es mucho más fácil.

No vemos razón para imponer un límite superior a la relación $\frac{\text{L.E.}_{0,2}}{\text{R}}$, ya que el ensayo de alargamiento lo limitará automáticamente.

Sin embargo, sí creemos que es interesante elevar en lo posible su valor mínimo. Un 87,5 % para alambres de 5 a 7 mm nos parece razonable desde el punto de vista del fabricante.

Relajación

Después de examinado el fenómeno de la relajación o fluencia vemos que no es lógico imponer a las armaduras la condición de que la curva presente una forma determinada, ya que ésta depende del material y de la tensión de ensayo. Por consiguiente, lo único que cabe es especificar un valor máximo para la misma.

Por otra parte, en su utilización, las armaduras más que fluencia lo que experimentan es una relajación.

Parece, por tanto, lógico imponer únicamente un valor máximo a las pérdidas de tensión por relajación.

Son pocas las normas que fijan este valor de la relajación: las normas ASTM no exigen el ensayo; las normas francesas fijan la carga inicial en el 80 % de la carga de rotura, sin especificar un máximo, que los fabricantes sitúan alrededor del 8 por ciento.

Las normas inglesas establecen la carga inicial en el 70 % de la carga de rotura, y la pérdida por relajación a las 1.000 horas en un máximo de 7 kg/mm², es decir, del 6,7 por ciento.

Creemos, pues, lógico establecer en el 70 % la tensión de relajación; en cuanto al valor máximo de la relajación, el 6,7 % que establece la norma inglesa puede resultar un valor excesivamente alto dado el estado actual de las fabricaciones.

Un valor del 5 % sería perfectamente admisible.

Alargamiento

La razón para exigir un valor mínimo de alargamiento es evidente: interesa que, si por cualquier circunstancia, uno de los alambres se sobrecarga, entre en la fase de deformaciones plásticas, con lo que reparte su sobrecarga sobre el resto de la armadura.

Sin embargo, la discrepancia respecto a cómo debe definirse el alargamiento es considerable.

Consideran algunos que debe tenerse en cuenta el alargamiento repartido, sin influencia de la estricción. En este caso, la longitud de base para medida del alargamiento no debe tener influencia, y proponen un valor bajo para el alargamiento. Tal era el caso de las antiguas normas francesas de la A. S. P., que pedían un alargamiento de 1,8 por ciento.

Sin embargo, es difícil decir dónde termina la influencia de la estricción. Por ello, todas las demás normas que conocemos, e incluso la última edición de la A. S. P., consideran únicamente el alargamiento con estricción, precisamente por esta dificultad.

En cuanto a la base de medida, existen Pliegos que la fijan entre 500 y 254 mm, y lo más normal es la de 10 $\varnothing$ para alambres de 5 y 7 milímetros.

Tomando como base 10 $\varnothing$ se pone más de manifiesto la medida de la estricción. Como más adelante veremos, la estricción está íntimamente ligada con la ductilidad del acero y, por tanto, opinamos que es preferible fijar una base de medida pequeña, como la que especifican, en la actualidad, la norma HP 1-60 y las instrucciones italianas, con un valor alto del alargamiento.

En resumen, creemos que debe exigirse la condición de un alargamiento mínimo, medido sobre base 10 $\varnothing$ con estricción, y con un valor alto, lo que nos indica que el alambre tiene buen alargamiento repartido, y también buena estricción. El valor mínimo del 5 % que señalan las normas HP 1-60, nos parece muy razonable.

Ductilidad

La ductilidad del acero, es decir, su capacidad para sufrir deformaciones, es considerada sin excepción esencial para obtener un buen acero destinado a armaduras de hormigón pretensado. Una ductilidad suficiente constituye una seguridad contra el riesgo de roturas, particularmente en los dispositivos de anclaje.

Sin embargo, no se ha podido llegar a un acuerdo respecto a los ensayos que han de poner de manifiesto esta ductilidad.

El más corriente es el ensayo de flexiones alternadas efectuadas sobre un mandril de diámetro que oscila de 4 a 10 veces el diámetro del alambre ensayado.

El alambre debe poder sufrir sin deformarse un número determinado de flexiones.

El objeto de este ensayo es, principalmente, poner en evidencia los defectos transversales, como grietas, que pueden ser causa de roturas prematuras. El ensayo no es reconocido unánimemente como concluyente, sobre todo porque se le puede reprochar que los alambres no trabajan de este modo en obra.

Las conclusiones a que hemos llegado en nuestras observaciones sobre este aspecto son las siguientes:

En los alambres cuya resistencia se ha ob enido por trefilado después de una operación de patentado, la estructura sorbítica e , por propia naturaleza, muy dúctil, e incluso después de trefilado sigue siéndolo, y puede soportar fácilmente las flexiones. Si en algún caso no las soporta, es porque la estructura no es correcta.

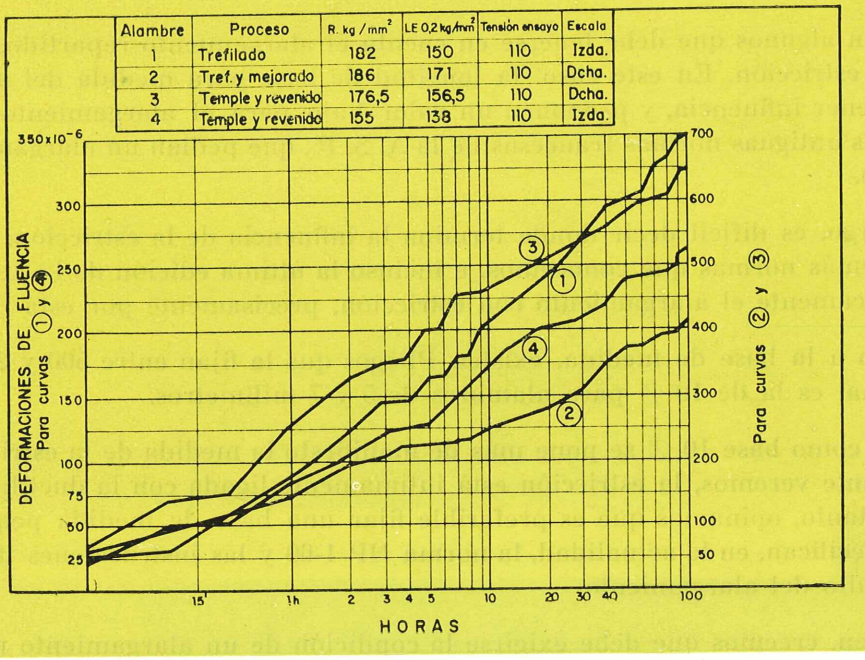


Fig. 12

Efectivamente, hemos localizado dos causas de estructura incorrecta:

1.º Estructuras martensíticas producidas como consecuencia de un mal trefilado (fig. 13).

Esta estructura martensítica produce las tan temidas grietas transversales. El alambre en dicha zona es frágil, y rompería en un ensayo de flexiones normales. Pero también puede detectarse por un ensayo de alargamiento, ya que hemos comprobado que el alargamiento de rotura en una zona con este defecto oscila de 0 a 2 por ciento.

De todas formas, estas grietas son perfectamente evitables con una buena técnica de trefilería.

2.º Estructura incorrecta de patentado.

El patentado de alambres de diámetros gruesos, necesario para obtener los alambres de 5 y 7 mm, es una técnica de aplicación difícil. Si no se hace correctamente, el alambre puede presentar zonas de gruesa perlita laminar, poco dúctil. En ella, no sólo el número de flexiones es reducido, sino que también son bajos el alargamiento y la resistencia a la tracción.

Como antes, decimos que es un defecto evitable con una buena técnica de trefilería, pero de todas maneras es detectable con un ensayo de tracción.

La norma inglesa BS-2.691 coincide en sus especificaciones con la idea que hemos expuesto. En efecto, dicha norma no exige alargamiento a los alambres cuando se hace el ensayo de flexiones alternadas, para el que especifica un número mínimo de 3.

Otro ensayo destinado a poner en evidencia la fragilidad es el ensayo de torsiones alternadas, como el previsto por la antigua norma francesa de la A. S. P.

En él se hace sufrir al alambre un ciclo de torsiones alternadas, constituido cada ciclo por una torsión a derecha, dos a izquierda y una a derecha. Según opinión de M. Chancenotte, expuesta en el ya citado "Simposio", estos resultados limitaron durante mucho tiempo la resistencia de los alambres.

No queremos dejar de copiar literalmente las reflexiones que sobre este punto se hacen en la edición del año 1963 de las normas de la A. S. P.

"Es así que en los alambres trefilados que han sufrido un tratamiento térmico de eliminación de tensiones, se registra una fuerte dispersión en los resultados de los ensayos de torsiones alternadas y que el mínimo obtenido baja rápidamente a medida que la resistencia unitaria del alambre aumenta, sin que la calidad de este acero pueda ser puesta en duda, sino todo lo contrario, ya que una resistencia a la tracción elevada constituye un elemento esencial para asegurar un pretensado eficaz. Por el contrario, tales aceros pueden soportar un número apreciable de flexiones alternadas sucesivas.

El paralelismo que algunos autores han creído observar en ciertos aceros, entre la resistencia a la tracción alternada y su fragilidad, no era más que una coincidencia, no susceptible de generalización, ya que no existe relación lógica entre ambos fenómenos."

LA CORROSION DE LAS ARMADURAS DE HORMIGON PRETENSADO

Aunque poco conocido el fenómeno de corrosión bajo carga de los aceros, parece universalmente aceptado que depende fundamentalmente de los defectos superficiales, por lo que se han preconizado diversos procedimientos de ponerlos de manifiesto, tales como el de torsiones alternadas anteriormente expuesto.

El ensayo es muy discutible. Estamos de acuerdo en que si un alambre presenta grietas, en esos puntos existe un mayor peligro de corrosión. Ya hemos visto cómo las grietas transversales son detectables por el ensayo de alargamiento, y además evitables.

Respecto a las grietas longitudinales, que son las que podrían detectarse en el ensayo de torsiones, hemos llevado a cabo experimentos, sometiendo alambres de diversos aceros y obtenidos por distintos procesos de fabricación al ensayo de torsiones cíclicas. Los aceros ensayados, de distintas carburaciones, se dividieron en dos grupos:

1.° Alambres obtenidos a partir de aceros completamente exentos de defectos superficiales.

2.° Alambres procedentes de aceros con grietas.

El resultado de los ensayos de torsiones no está de acuerdo con la ausencia o presencia de grietas.

En la macrofotografía adjunta (fig. 14) se ve:

1) Alambre con una grieta procedente de un pliegue de laminación, que soportó 12 torsiones cíclicas antes de rotura.

2) Alambre absolutamente exento de defectos superficiales, que únicamente soportó 3 torsiones cíclicas.

Es decir, que el ensayo de torsiones cíclicas no pone de manifiesto defectos superficiales, sino más bien diferencias de procedimientos de fabricación. Un alambre que soporte un buen número de torsiones cíclicas puede, o no, tener defectos superficiales.

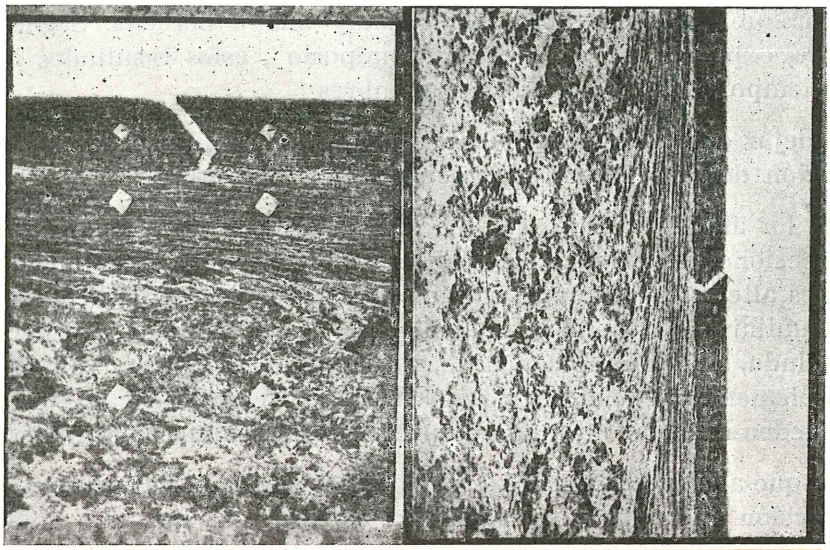


Fig. 13

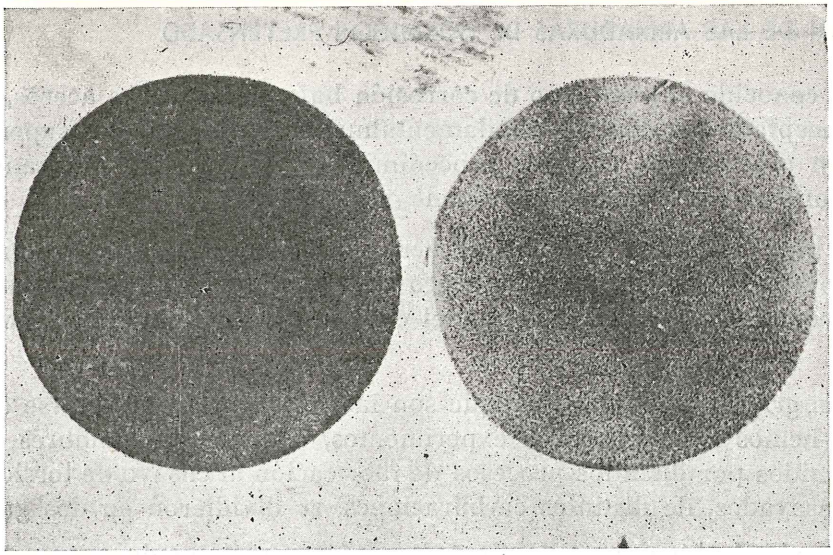


Fig. 14

Por otra parte, nos parece excesivo imponer condiciones durísimas a los alambres, cuando en su empleo se introducen otras causas de corrosión mucho más importantes, como son el empleo de cloruro cálcico como acelerante de fraguado, o bien el empleo de armaduras en un grado de oxidación superficial elevado, debido sobre todo al almacenamiento al exterior.

OTRAS CONDICIONES DE EMPLEO

Enderezado

El enderezado es esencial para el cómodo manejo de las armaduras. Las exigencias de enderezado son muy variables: desde la A. S. P., que establece una flecha de 20 cm en 5 m (equivalente aproximadamente a un radio de curvatura de 15 m), hasta la ASTM, que fija el radio de curvatura de una espira suelta en 1,8 metros.

Creemos que es conveniente para el utilizador que el enderezado sea lo mejor posible. Por eso la propuesta francesa, aunque no sea muy cómoda para el fabricante, parece la más segura.

Claro está que de nada valdría obtener un alambre perfectamente enderezado, si luego se ha de enrollar en un diámetro de rollo tal que introduzca unas tensiones en el alambre superiores al límite elástico. Por ello, un diámetro de arrollamiento de 300 veces el diámetro del alambre es el mínimo aconsejable; de esta manera, se puede asegurar que la tensión producida por la flexión en la fibra exterior del alambre es de 66 kg/mm², es decir, del orden del 50 % del límite elástico convencional al 0,2 por ciento.

Bien entendido que esta relación del diámetro de arrollamiento al diámetro del alambre es mínima, y que cuanto mayor sea es preferible.

Resumen y propuesta de un Pliego para armaduras de hormigón pretensado

Alambres de 5 y 7 mm:

Diámetro ∅	5 y 7 mm.
Tolerancias	± 0,05 mm.
Resistencia	⩾ 160 kgf/mm².
Límite elástico garantizado al 0,2 %	⩾ 140 kgf/mm².

Alargamiento:

Longitud base	10 ∅.
Alargamiento mínimo	5 %.

Relajación a las 1.000 horas:

Carga inicial	110 kgf/mm².
Relajación	⩽ 5 %.

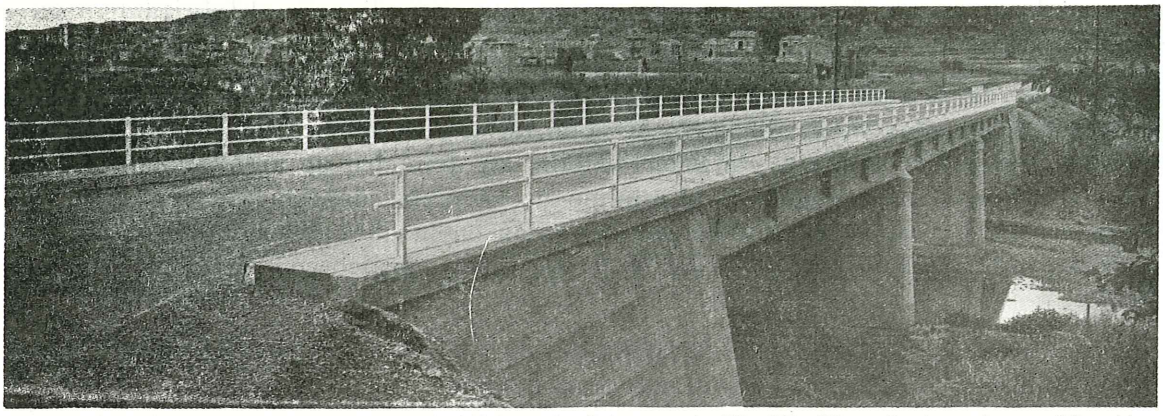
Enderezado:

Flecha máxima en 5 m	20 cm.
Diámetro del rollo	⩾ 300 ∅.

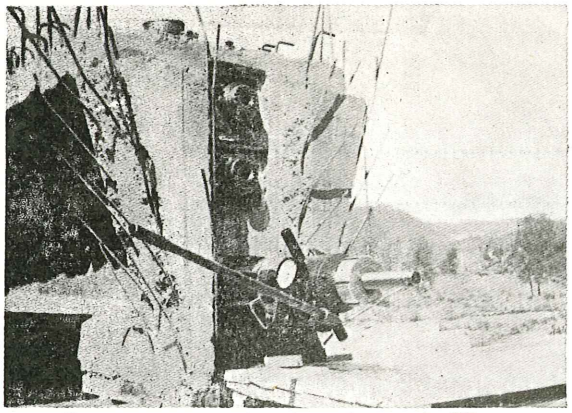
S.A.E. BBR rosellón, 229, 1.º, 2.º - barcelona (8) - tel. 227 46 49

HORMIGON PRETENSADO PROCEDIMIENTO BBRV

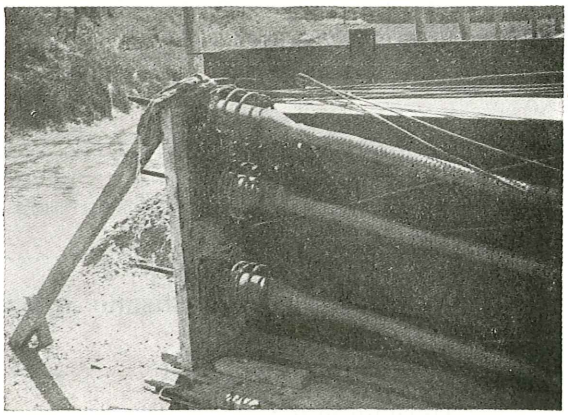
PUENTES CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES TANQUES TUBOS ANCLAJES EN ROCA



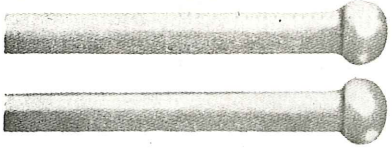
Puente sobre el rio Cardoner en S. Juan de Vilatorrada. 3 tramos de 20 - 25 - 20 m. Postensado con 80 cables BS-100, 8 BS-64 y 20 BD-60. Peso total de acero: 14.557 Kg.



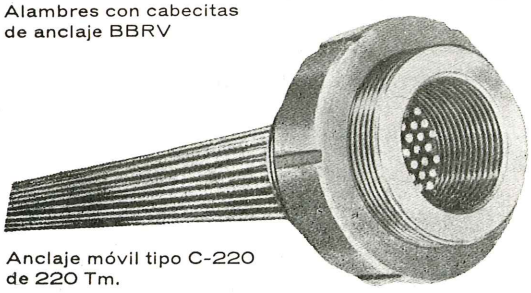
Tensado de una viga de un tramo de 20 m.



Disposición de cabezas B en una viga de 20 m.



Alambres con cabecitas de anclaje BBRV



Anclaje móvil tipo C-220 de 220 Tm.

Cables

En alambres de alta resistencia patentados, estirados en frío especiales para pre y pots-tensado ∅ 5 - 7 mm.

Tipos normalizados

32 Tm	64 Tm	100 Tm	138 Tm	170 Tm	220 Tm

Otras potencias según demanda

Anclajes BBRV

Las cabecitas BBRV en el extremo de cada alambre son remachadas en frío con una máquina especial.

Estáticamente las cabecitas alcanzan la resistencia del alambre.

Dinámicamente se soportan dos millones de veces amplitudes de tensión de más de 15 kg/mm² en el recinto de las tensiones admisibles.

Tipos de Anclajes

Existe una gran variedad de anclajes móviles y fijos que permite elegir los más idóneos para cada caso particular.

El procedimiento BBRV esta acreditado en numerosas obras en todo el mundo por espacio de más de 15 años.

Ingenieros especializados resolverán sus consultas técnicas.

ORGANIZACION PUBLICITARIA S A

informes generales sobre el tema IV:

prefabricación de elementos de hormigón pretensado o de cerámica pretensada

1.ª parte:

influencia de la prefabricación en la evolución de la economía nacional

PATRICIO PALOMAR, Dr. Ingeniero Industrial
Presidente de la Asociación Técnica de Derivados del Cemento

He aceptado la presidencia de esta Ponencia de Prefabricación, por no pecar de descortesía hacia los organizadores de la V Asamblea del Hormigón Pretensado, que tuvieron la amabilidad de ofrecerla a nuestra Asociación Técnica de Derivados del Cemento, pues he de confesar que en prefabricación soy un simple aficionado.

Voy a intentar justificarme, recurriendo a la costumbre de la época de hacer la autopresentación en las reuniones...

Patricio Palomar Collado, Ingeniero Industrial desde 1919 y también, desde hace cerca de medio siglo, aficionado a la "aglomeración", abuela de la prefabricación, para evadirse de la forzada tarea de fabricar cemento.

El mérito del escalafón por antigüedad es lo único, pues, que me justifica. Y no puede haber "pretensión" de mi parte, ya que en aquella época no se conocía a Freyssinet, por lo menos en España.

Aquí apenas se fabricaban entonces algunas vigas armadas, depósitos y lavaderos domésticos; y en regiones faltas de arcillas, bloques macizos de hormigón.

Con mi entrañable amigo y compañero de estudios Vall-Llovera hicimos amistad con un alemán, ex ayudante del Kromprinz, y trajimos los primeros moldes metálicos para fabricar bloques en L, en series de treinta piezas, que permitían la construcción de muros huecos con gran rapidez y economía de mano de obra. Causaron sensación. De la misma firma AMBI trajimos de Alemania una máquina para fabricar tejas coloreadas, planas, tipo marsellesa, que quedaban muy bonitas y no pesaban demasiado.

Por la misma época, otro amigo y compañero, Mendizábal, de San Sebastián, que afortunadamente aún sigue en la brecha, ideó un originalísimo sistema de lo que ahora se llaman pisos forjados, con grandes dovelas de gunita y vigas de hormigón forjadas en obra con un ligero apuntalamiento de madera, a cuyo desarrollo procuré colaborar.

Cito estos nombres de ingenieros precursores de la prefabricación en nuestro país, como ejemplo para los jóvenes aquí presentes.

Y en mis soledades pirenaicas de los "famosos felices 20" nada menos que patenté un sistema de postes de hormigón que elevaba "in situ" a base de tubos como encofrado, tubos de metro, que iba elevando e introduciendo por la parte alta de la armadura, izada previamente, con ayuda de una escalera de circo, muy apropiada para esta tarea que hoy parece del todo cómica; "eran los tiempos de Charlot". Sin embargo, se hicieron por este procedimiento algunos centenares de postes para el servicio telefónico de un ferrocarril secundario y allí están tan campantes al cabo de los años.

Mucho aprendí yo en el campo, entonces incipiente de la prefabricación, en contacto con los clientes y muy variados fueron los problemas que resolvimos conjuntamente. Ya es sabido que cuando aparece alguna anomalía en la fabricación de elementos derivados del cemento, las primeras culpas caen sobre este material, y así, cuando empezaron a emplearse los vibradores sin conocer los fenómenos de la vibración y cuando se inició la centrifugación, sobre bases también de completo desconocimiento de sus efectos, vimos cosas y casos pintorescos en el terreno de esas reclamaciones, que el contacto entre técnicos inquietos y responsables hacía que fueran resueltas en muchos casos de acuerdo y muy ventajosamente.

En aquella época de radical evolución de los sistemas de asentamiento del hormigón, precursores y facilitadores del pretensado, no había ni los conocimientos ni las facilidades de información y de contactos internacionales que hay ahora y que tanto sabemos aprovechar a través de las reuniones del tipo de las que estamos estos días viviendo, y de las revistas técnicas y abundantes libros que se editan también ya sobre las especialidades que nos interesan.

Por no extenderme más no me refiero a la evolución sufrida desde aquellos tiempos por los profundos conocimientos a que se ha llegado en la constitución de los cementos y el consiguiente progreso en su fabricación que tanto contribuye al mejor aprovechamiento de las posibilidades del pretensado. Lo mismo cabría decir de la alta calidad alcanzada en los aceros especiales.

Estos temas han sido ampliamente tratados en sendas comunicaciones en la sesión V de Trabajo, y especialmente, en el informe general brillantemente expuesto por el Ponente D. José Luis Ramírez.

Algo más serio en el campo de la fabricación de derivados del cemento lo constituyó mi etapa de cinco años al frente de las empresas Uralita y Eternit, como Director General Técnico de las mismas, lo cual me dio ocasión de conocer las enormes posibilidades de este material, que estimo no se han explotado en toda su amplitud. Por ejemplo, la fabricación de rodillos, como derivación de la de tubos, para aplicaciones especiales, como las rótulas de puentes y tal vez como ejes mecánicos. Y cito esto especialmente en relación con el interesante trabajo leído por D. Luis Angulo sobre apoyos en neopreno zunchado. No sé si alguno de ustedes, expertos en pretensado, no sabría conjugar este material con las cuerdas de piano, para llegar a alguna solución completamente revolucionaria en nuevas aplicaciones de elementos para la construcción o los servicios públicos.

Dirán ustedes que no viene a cuento del objetivo perseguido en estas reuniones tanto recuerdo evocador y personal. Pero me he visto obligado a ello, yo desconocedor de

las técnicas del pretensado, para poder llegar al elogio de las mismas, principalmente por lo que han influido en revolucionar las industrias de la prefabricación y la edificación en sí y, por tanto, en el desarrollo de la economía nacional.

En los tiempos a que me he referido, nos movíamos en el campo de la producción de elementos limitados en sus dimensiones; el volumen y peso de los mismos no podía exceder de lo admisible para su manejo por el personal de fabricación o colocador en obra, o para el transporte desde la fábrica al tajo. El hormigón, en masa o armado, material de gran densidad; las grandes secciones de los elementos que exigían unas determinadas resistencias; las pesadas armaduras que ello comportaba; las posibles roturas no permitían fáciles desplazamientos. Hay que contar que los elementos auxiliares de obra no existían o eran casi los mismos que usaban los romanos, lo cual limitaba también las dimensiones y peso de los elementos prefabricados en taller.

Nos movíamos, pues, dentro de límites económicos muy estrechos. La aparición del hormigón pretensado vino a revolucionar la construcción, no sólo técnicamente, sino en lo más profundo de su economía, en su más amplio concepto.

No me voy a referir más que al campo de la prefabricación en taller, o sea, a la industria de la prefabricación, que es lo que corresponde tratar en esta sesión.

En ella influyó el pretensado del hormigón, técnica, económica y aun socialmente, ya que la estructura de la producción varió de modo radical en sus procedimientos, en la maquinaria empleada y en la escala de las industrias, que pasaron de ser talleres de artesanía a grandes factorías completamente automatizadas.

Donde el hierro se tundía a martillazos y el hormigón se preparaba a la pala, y los moldes de madera eran individuales, han aparecido las máquinas preparadoras de los alambres, esos ingeniosos artificios para el pretensado de que tanto se habló en anteriores sesiones, los grandes bancos de paquetes de vigas de centenares de metros de longitud, los equipos móviles de preparación y reparto del hormigón, etc., que, unido al curado al vapor y a los equipos de elevación y transporte, hacen que el trabajo sea incesante y rápido, con reducidísimo equipo de personal.

Las escuadrías de las vigas son tan reducidas; el peso de las armaduras tan liviano; las longitudes, independientes de la fabricación y tan sólo limitadas por los medios de transporte fuera del taller; su gran elasticidad...; todo tan distinto de antes, a igualdad de resistencia requerida, que el campo de acción se ha centuplicado. Eso tan sólo considerando la relación fábrica-obra, que si entráramos en el análisis comparativo de las posibilidades de aplicación en ésta nos encontraríamos con que toda comparación es imposible, pues nos hallamos en un mundo nuevo, contribuyendo a esa segunda era del progreso industrial, tan felizmente estudiada en un libro que acabo de leer con fruición por segunda vez y que les aconsejo a ustedes. "Plaidoyer pour l'Avenir", de Louis Armand.

Según él, lo importante es cambiar radicalmente la estructura de la organización y llegar a sincronizar esta organización con las enormes posibilidades que en éste como en todos los campos de actividad industrial nos ofrecen las nuevas técnicas.

Este desfasaje de organización y la resistencia al cambio de las estructuras fundamentales a que obliga el adelanto técnico, son los dos grandes frenos del desarrollo actual de la economía general del país.

Y al hablar de esta resistencia y estos defectos de organización, no me refiero a los estrictamente relacionados con las industrias propiamente dichas que, afortunadamente, están siendo equipadas y organizadas con todos los avances que permiten las técnicas de la automatización y de las grandes producciones, sino a las actividades complementarias, de los transportes, por ejemplo, de la colocación en obra y aun a ese aspecto de la garantía de calidad que debe poder exigirse hoy día, tanto en los materiales como en la obra ejecutada, de que nos habló tan atinadamente el Director General de Industrias para la Construcción D. Fermín de la Sierra, demostrando la inquietud que siente la Administración por esta cuestión, inquietud que me consta comparten los industriales, conscientes de la importancia que tiene la calidad para el verdadero progreso de la Construcción.

Todo eso aún sin salirnos del terreno de las aplicaciones de los elementos prefabricados a que me estoy refiriendo, pero cuyas características recuerdan todavía las de la construcción clásica como sustitutivos simplemente ventajosos de los elementos asimismo clásicos, el ladrillo, la viga o, a lo más, el bloque.

Todas estas consideraciones podríamos extenderlas a la fabricación de otros elementos, como bloques, tejas, tubos, canales, etc.; pero el tiempo no da más de sí.

Si ahondásemos en las posibilidades de las nuevas orientaciones a base de grandes elementos prefabricados, consistentes algunas veces en partes de obras, que es el camino que se inicia debiendo vencer muchas dificultades, pero por el que hay que avanzar, veríamos un futuro esplendoroso de la prefabricación cooperando en el mundo de la construcción que por tantos motivos es básico en el desarrollo de las economías nacionales.

La interdependencia de todas las industrias y de todas las actividades de la economía es cada día mayor, y sin una visión general de los problemas que ligeramente he planteado, por los elementos dirigentes o encauzantes de la economía nacional y aun internacional, es difícil, si no imposible, llegar al aprovechamiento integral de las enormes posibilidades que ofrecen, adelantos técnicos tan revolucionarios y favorables, como es uno de los más importantes de los últimos tiempos, la técnica del pretensado aplicada a la prefabricación de elementos de hormigón.

Un envidiable ejemplo de ese aprovechamiento a gran escala lo vimos hace pocos días en la película que proyectó en Barcelona Mr. Blokland, tras su conferencia, el autor del puente de hormigón pretensado, prefabricado, en el Delta del Escalda, en Oosterschelde.

Sin la admirable *organización* de aquellos trabajos, sin los gigantescos ingenios, utilizados en el *transporte, elevación* y *colocación* en obra de los elementos prefabricados, no hubieran servido de nada los adelantos de la técnica de la prefabricación al servicio del genio del autor del proyecto, que han permitido la construcción de una de las más bellas obras de la ingeniería de puentes en hormigón pretensado. El puente consta de 48 vanos de 95 m con solamente 7 elementos prefabricados distintos, de pesos entre 100 y 600 toneladas.

No sé si he logrado resumir unas ideas suficientemente interesantes, no para que despierte, que ya lo está, sino para excitar vuestra inquietud en favor del progreso de nuestras industrias de prefabricación. Ese ha sido mi deseo.

Informes Generales sobre el tema IV: Prefabricación de elementos de hormigón pretensado o de cerámica pretensada.

2.ª Parte:

elementos prefabricados de cerámica pretensada

FERNANDO CASSINELLO
Dr. Arquitecto

1 PLANTEAMIENTO

El empleo de los materiales cerámicos en la construcción de forjados no es un invento de nuestro tiempo, ya que en los más remotos tiempos históricos hemos podido ver el empleo de piezas huecas, en forma de ánforas o vasijas, cuya misión fundamental era ALIGERAR el gran peso de estas primitivas soluciones constructivas.

Más tarde, ya con la construcción maderera, aparte de esta función de aligerar peso, empiezan a emplearse las piezas cerámicas como ENTREVIGADO, cumpliendo una función estructural entre viguetas, en el sentido transversal del forjado. Las típicas construcciones madrileñas de estructura de madera y cuajadas de fábrica responden a esta solución.

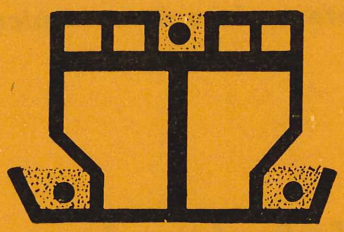
Con la construcción metálica, durante todo el siglo pasado se desarrollan multitud de soluciones, que van desde las de TABLERO SUPERIOR a FUEGO, de TABLERO y REVOLTON o de PIEZAS DE ENCAJE, en las que la cerámica hueca encuentra campo de acción para lucir su función ALIGERANTE y de ENTREVIGADO.

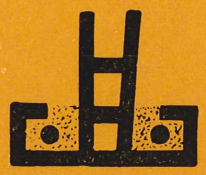
Pero es con el desarrollo de la construcción en hormigón donde las piezas cerámicas van a encontrar su campo idóneo de aplicación, al poder aprovechar al máximo sus posibilidades. Y ello, gracias a que HORMIGON, ACERO y CERAMICA, que son los tres grandes de la construcción actual, firman un pacto de perfecta alianza basados en una propiedad fundamental: ADHERENCIA.

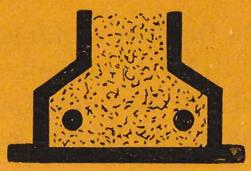
Y si bien en un principio, en este pacto, la cerámica adopta el papel más humilde al servir de ENCOFRADO PERDIDO al hormigón, pronto se ponen en evidencia las calidades del material cerámico y las posibilidades de desarrollo de forjados en los que la cerámica va a jugar un papel preponderante.

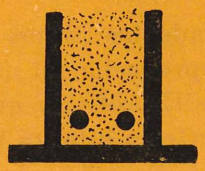
Estas propiedades fundamentales son:

1. Elevada capacidad resistente de las piezas huecas en dirección paralela a las perforaciones.











2. Ligereza del material provisto de grandes oquedades.

3. Posibilidad de fabricación de piezas de volumen superior a 20 ladrillos y de peso inferior al de 3.

4. Alta adherencia hormigón-cerámica, superior a la del hormigón-hormigón.

5. Mejor comportamiento reológico que el hormigón.

6. Su resistencia al fuego.

7. Servir de separador de dos enemigos irreconciliables, evitando el contacto hormigón-yeso al hacer los tendidos de yeso del techo.

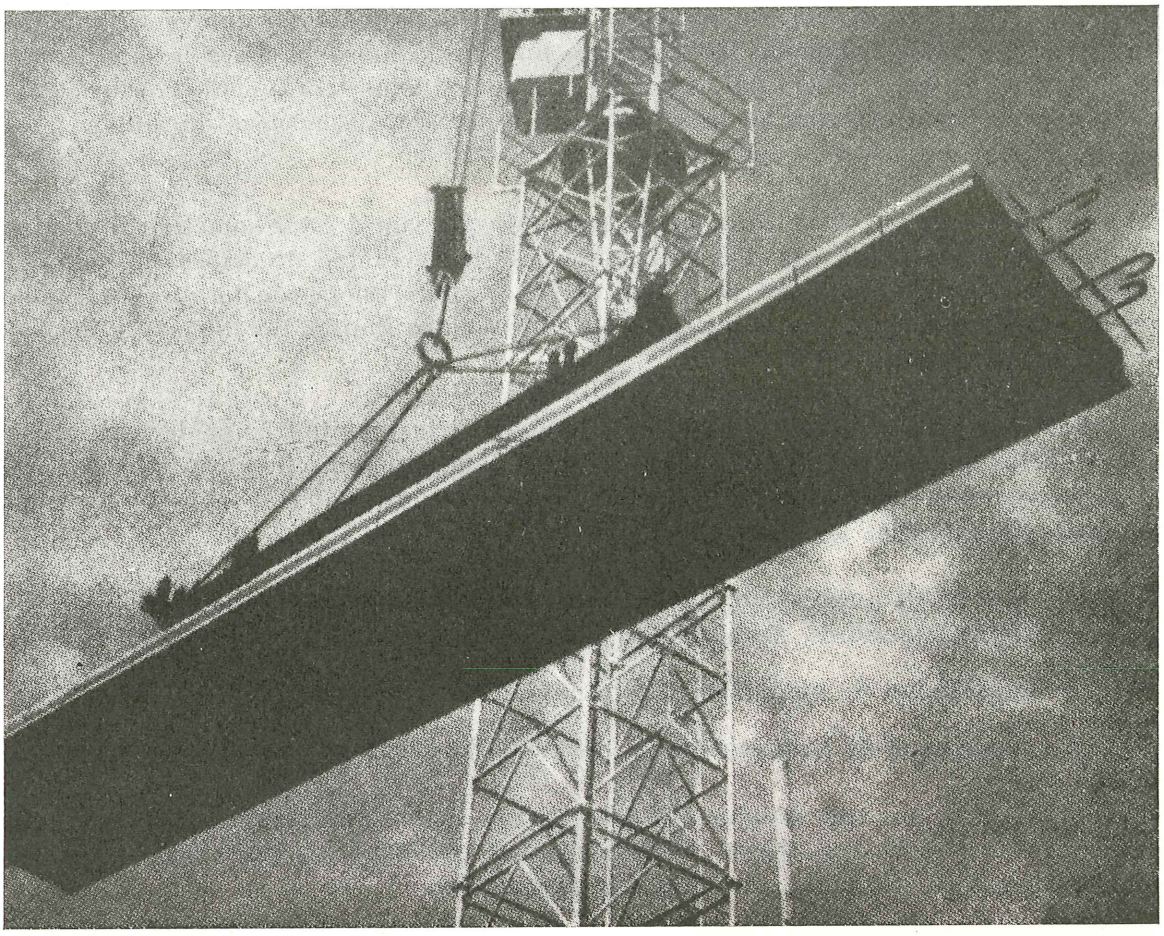
2 FORJADOS PRETENSADOS

La mejora de las calidades del hormigón y acero, y la posibilidad de introducir tensiones previas que cambian las condiciones de trabajo de los elementos constructivos bajo las cargas de servicio, conducen al desarrollo de este nuevo material, EL HORMIGON PRETENSADO, responsable, entre otras cosas, de que nos encontremos hoy aquí reunidos.

Dentro de los amplios campos de aplicación de la técnica del pretensado resulta evidente que, frente a las solicitaciones de flexión, es donde aporta sus máximas ventajas al poder jugar con tracciones y compresiones para hacer trabajar a las distintas secciones de la pieza como nosotros queramos.

Ahora bien, la razón fundamental del desarrollo del pretensado no hay que buscarla sólo en estas posibilidades de juego de esfuerzos, sino, fundamentalmente, en el cambio radical que van a poder experimentar los procesos constructivos.

En efecto, si para salvar un vano con una viga o forjado de hormigón pretensado nosotros seguimos colocando el encofrado, hormigonando y pretensando, la única econo-



Puesta en obra de un panel prefabricado de forjado.

mía, la del acero, se nos pierde por la mayor complejidad constructiva. Pero eso sí, desde el punto de vista teórico la solución puede ser perfecta, ya que las armaduras y fuerzas de pretensado son calculadas exactamente en función de las solicitaciones propias del elemento constructivo.

Por el contrario, el cambio del proceso constructivo, no sólo puede aportarnos notables economías —eliminación del encofrado—, sino que nos puede llegar a permitir el solucionar problemas de grandes luces y cargas que anteriormente eran imposibles de solucionar.

El hormigón postesado aporta las soluciones más ventajosas desde el punto de vista de posibilidades de ejecución económica de grandes estructuras. Ello es evidente, ya que, a las posibilidades de prefabricación, se unen las ventajas de colocación de armaduras e introducción de esfuerzos de acuerdo con el planteamiento teórico de cada caso.

Mas en la ejecución de forjados para aplicación en la edificación e, inclusive, para la construcción de puentes de luces moderadas, es evidente que las máximas economías se consiguen con soluciones de hormigón pretensado, prefabricando no pequeños elementos, sino unidades constructivas que salvan la luz total del vano a cubrir, aunque

para ello empleemos dovelas de hormigón o cerámica, cuya fabricación es sólo un estado previo para la obtención del elemento final de la luz total. Pero lo que ocurre en estos casos es que, además del estado de solicitación final del elemento constructivo, hay que tener en cuenta también las solicitaciones iniciales de la pieza durante su ejecución, acopio, transporte y colocación.

Esto ha hecho que la prefabricación de elementos que van a estar sometidos a flexiones pierdan parte de su capacidad portante ante la necesidad de colocar armaduras pretesas en la zona que luego va a ser cabeza de compresión, con lo que las tensiones de compresión que van a producirse en dicha zona limitan notablemente sus posibilidades de empleo.

La solución es clara: pretensar elementos lineales cuya longitud coincide con la luz total a salvar, pero cuyo canto no llega a la fibra superior. Con ello surgen en el mercado las viguetas semirresistentes, que precisan el hormigonado en obra de su capa superior, obteniéndose las siguientes ventajas:

1. Que la luz a salvar no esté limitada por la resistencia a compresión de las fibras superiores, no afectadas por el pretensado.
2. Posibilidad de empalmes y continuidad de tramos.
3. Capacidad de transmisión de esfuerzos horizontales por el forjado.

Por el contrario, hay que señalar que las viguetas semirresistentes precisan de la colocación de sopandas con objeto de evitar su deformación, y en algún caso su posible rotura, durante el hormigonado de la cabeza superior.

Y entonces surgen los auténticos forjados pretensados en los que se aprovechan al máximo las buenas cualidades del material cerámico. Se trata de los paneles prefabricados en los que la pieza de entrevigado también colabora en la absorción de esfuerzos longitudinales, no sólo en las condiciones de trabajo finales de la estructura, sino también de los esfuerzos iniciales del pretensado.

Por otro lado, en obra sólo es preciso añadir una pequeña capa superior de hormigón, de pocos centímetros de espesor, que permite dar continuidad a los tramos y prever la actuación de cargas puntuales.

En este tipo de forjados la pieza cerámica es, a la vez, ALIGERANTE, de ENTREVIGADO, de ABSORCION DE ESFUERZOS LONGITUDINALES y de APORTACION DE VENTAJAS DE INDOLE TERMICA, ACUSTICA, HUMIDICA y de PROTECCION CONTRA EL FUEGO.

prefabricación por dovelas

CARLOS BARREDO DE VALENZUELA
Dr. Ingeniero Industrial

Siendo posiblemente Procedimientos Barredo quien ha intervenido en mayor número de obras prefabricadas por dovelas en España, quiero resumir aquí nuestra experiencia personal en este campo.

En general, podemos decir que la prefabricación por dovelas será motivada por una de las razones siguientes: economía (a la cual se resumirán todas), facilidad de transporte o montaje, rapidez de terminación de una obra y falta de espacio. Generalmente suelen ir ligadas unas con otras, pues puede ser la facilidad de transporte o montaje la que suponga la economía, etc.

Es evidente la economía que supone para un puente, en muchos casos de grandes luces, la construcción por voladizos sucesivos, sea por dovelas prefabricadas o por hormigonados sucesivos, con la eliminación de las costosas cimbras; y también es evidente que se acelera la terminación de una nave si, mientras se están ejecutando los cimientos y la estructura, se pueden ir fabricando las vigas de cubierta; cosa que si no disponemos de sitio en la misma obra, tendremos que realizar en otro lugar, para después transportar y montar dichas vigas, lo que es más fácil si las tenemos en dovelas.

Otras veces podrá ser el manejo o elevación dentro de la misma obra, lo que haga factible o económica la prefabricación por dovelas. No quiere decir esto que todo sean ventajas para este tipo de prefabricación, pues exige, en cambio, una meticulosidad de ejecución, si se quiere que la obra quede con buena apariencia, que puede en muchos casos dominar económicamente a las otras razones.

Como pasa siempre, habrá que realizar un estudio previo para ver cuál es la solución más aconsejable.

Desde luego, este tipo de prefabricación no habría llegado a extenderse sin la aparición del pretensado, que ha podido contrarrestar el efecto perjudicial de cortar una pieza de hormigón en las zonas en que ha de trabajar a tracción. De todas formas, esto constituye un inconveniente respecto al coeficiente de seguridad a fisuración; pero no tiene gran importancia, dado que generalmente no se cuenta con la resistencia a tracción del hormigón cuando se proyecta con hormigón pretensado.

Un inconveniente más grave provendría del efecto que las juntas entre dovelas pudieran tener respecto a la resistencia a los esfuerzos cortantes.

Generalmente, un adecuado trazado de las armaduras anula o disminuye en proporción tan grande los esfuerzos de este tipo en el hormigón, que casi nunca haremos distinción, al proyectar, sobre la forma en que se va a construir la pieza.

Recordemos, además, que la compresión longitudinal, esto es, normal a las juntas, origina grandes esfuerzos de rozamiento entre dovelas contiguas que impiden el deslizamiento entre ellas, hasta tal punto que las grietas debidas al esfuerzo cortante puro obtenidas en una viga pretensada son iguales, tanto si se ha hormigonado entera como si ha sido prefabricada por dovelas.

Cuando se trata de esfuerzos combinados de flexión y cortante, podemos referirnos a los trabajos de Alfredo Páez y de otros ilustres profesores y comprobar que ambas formas de construcción sólo difieren en su forma de trabajo, cuando hemos sobrepasado el límite de fisuración pero no estamos todavía demasiado separados de él.

En el resto de los estados son muy pequeñas las variaciones, y en todo caso podrán tenerse en cuenta, aunque normalmente no serán estos factores los que hagan cambiar la solución, pues —como digo— un adecuado trazado de armaduras solucionará el problema.

De todas formas, y para que podamos hacernos una idea, puedo decir que en un ensayo realizado hace algún tiempo con una viga proyectada para 10 m de luz, y que tenía únicamente armadura postesada recta, la rotura por esfuerzo cortante se nos produjo para un esfuerzo 9 veces mayor que el que suponía el agotamiento a flexión de la viga. Naturalmente se trataba aquí de vigas ligeras con relaciones normales entre momentos flectores y esfuerzos cortantes, y no de casos especiales que hubiera que estudiar profundamente.

Para el rellenado de las juntas entre dovelas se pueden emplear distintas soluciones.

Se comprende que si las piezas fueran perfectas podrían ponerse directamente en contacto, pero esto no lo conseguiremos normalmente, y habremos de colocar entre las dovelas un elemento capaz de absorber las imperfecciones.

Se ha hablado algunas veces de colocar unos cartones embreados en los cuales se clavarían los salientes de las superficies de contacto, realizándose así bien el reparto de esfuerzos.

Aunque no tengo experiencia sobre ello, personalmente no me gusta la solución (que por otro lado no tendría más que ventajas), pues estimo que sólo eliminará las rugosidades de la superficie, pero no sus imperfecciones, alabeos o falta de paralelismo, y además, que en zonas con fuerte esfuerzo cortante, su plasticidad puede originar una especie de lubrificación de las superficies, que anule las ventajas del rozamiento de que antes hablé.

Normalmente son tres las formas en que se realiza el rejuntado entre dos dovelas:

Una, colocándolas bastante próximas (separaciones de 2 ó 3 cm, según las dimensiones) y rellenando el espacio con un mortero de cemento suficientemente seco para que se mantenga sin desprenderse.

Otra, colocando más próximas todavía las dovelas (unos 5 mm de separación), cerrando las salidas al exterior y vertiendo dentro una lechada flúida.

Y otra, dejando separaciones mayores (15 ó 20 cm) y hormigonando ese espacio habiendo colocado el encofrado correspondiente.

Las dos primeras permiten hacer el tesado de las armaduras en pocas horas (de 8 a 24 horas, según los autores), y en la otra hay que esperar a que fragüe el hormigón, con o sin acelerante.

El vertido de la lechada presenta el inconveniente de la dificultad de vigilarlo, y el fraguado del hormigón tiene el de la espera.

En general para piezas de medianas dimensiones se utiliza el rejuntado con mortero, y las otras dos soluciones se emplean en casos especiales en que convengan por sus características.

Naturalmente sería una buena solución el empleo de resinas epoxi, solas o en forma de mortero, pues además eliminarían la discontinuidad, pero de momento es solución demasiado cara para los casos normales.

En la prefabricación por dovelas, sobre todo en el caso de vigas con las que haya que realizar algún movimiento después de tensadas, debe tenerse en cuenta que, al dar la tensión inicial, la fibra superior de las vigas queda generalmente con poca compresión o con ninguna.

Como consecuencia, la junta entre dovelas está prácticamente abierta en esa zona, por lo que, en esta sección, puede considerarse eliminada la cabeza de compresión de la viga, resultando así una pieza muy esbelta transversalmente, con peligro de deformaciones laterales, sobre todo durante los transportes. Queda agravado el hecho por no existir armaduras continuas en esa parte superior.

En algunos casos ha sido preciso colocar unas armaduras provisionales que suministrasen compresión suficiente para hacer efectiva la cabeza de compresión.

Veamos algunas obras en las que hemos empleado la prefabricación por dovelas:

En primer lugar haremos referencia a la construcción de 11 puentes iguales situados sobre el canal del Bajo Guadalquivir, a distancias de 5 ó 10 kilómetros.

Estos puentes fueron proyectados por el Sr. Martínez Santonja y están formados por vigas de 49 m que quedan en contacto y se postensan transversalmente a través de unas vigas de rigidización transversal.

Las vigas se prefabricaron por dovelas en un parque central, cerca de Lora del Río, donde se disponía de electricidad, agua, áridos, etc., y se transportaban mediante camiones a cada uno de los puentes.

En la figura 1 vemos uno de los moldes metálicos para la ejecución de dovelas.

La figura 2 es el parque de almacenamiento de dovelas, pudiéndose ver en ellas los taladros para el paso de las armaduras.

La figura 3 muestra la colocación de las armaduras estando ya situadas las dovelas sobre la cimbra de montaje.

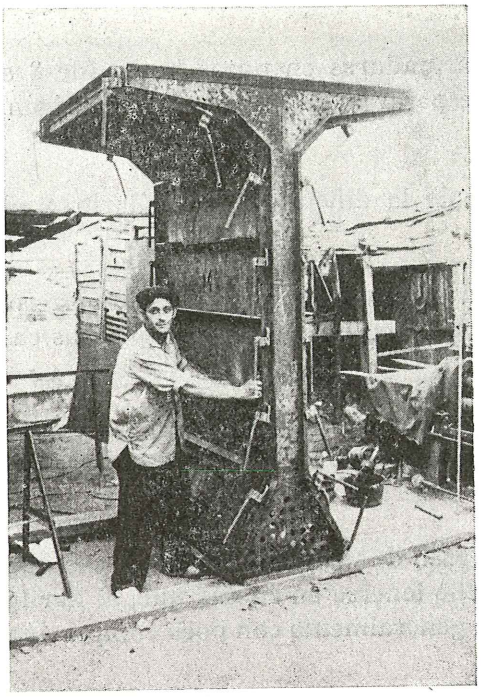


Fig. 1

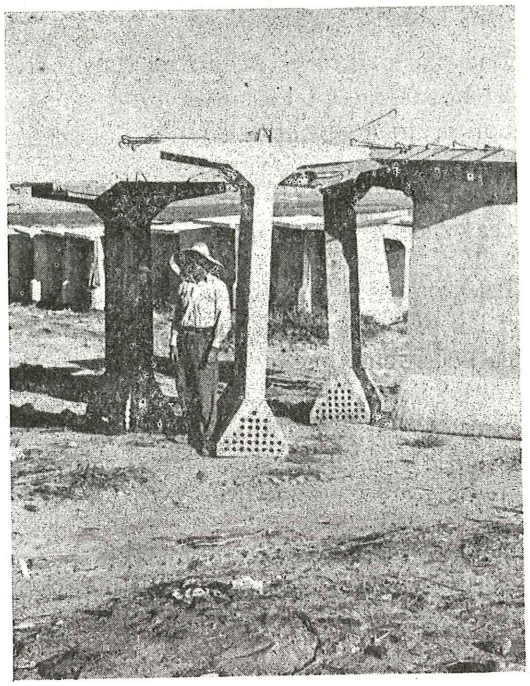


Fig. 2

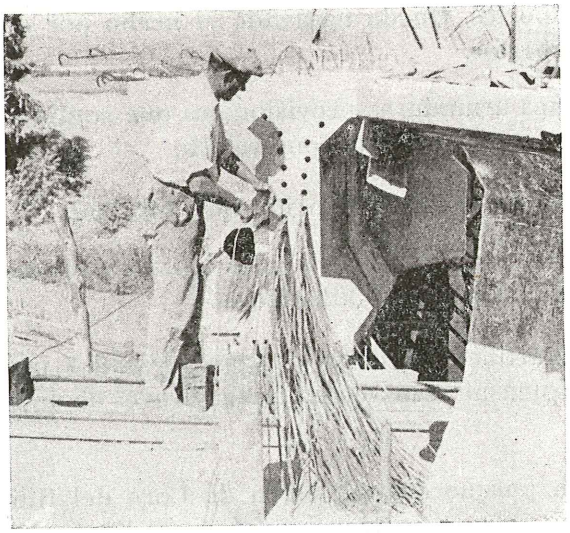


Fig. 3

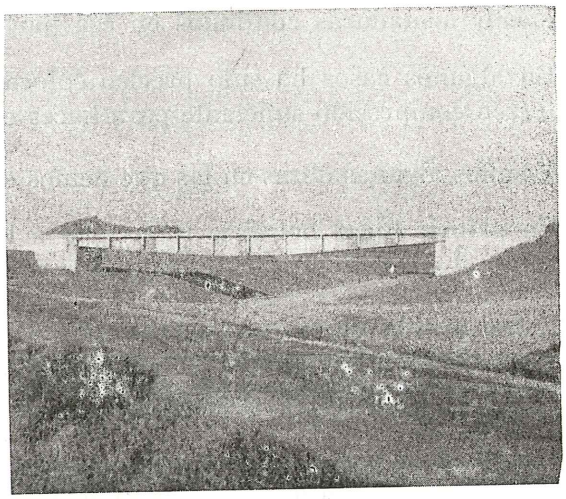


Fig. 4

La figura 4, un puente ya terminado. En él podemos apreciar la forma en vientre de pez de la viga, muy adecuada a este caso, ya que al existir un camino de sirga a cada lado del canal, se consigue sobre ellos gálibo suficiente sin necesidad de elevar demasiado la rasante del tablero del puente.

En la figura 5 se ve el parque de fabricación y almacén de dovelas para la cubierta del Mercado de Ruzafa, en Valencia, con vigas de 28 m de luz, proyecto de Procedimientos Barredo.

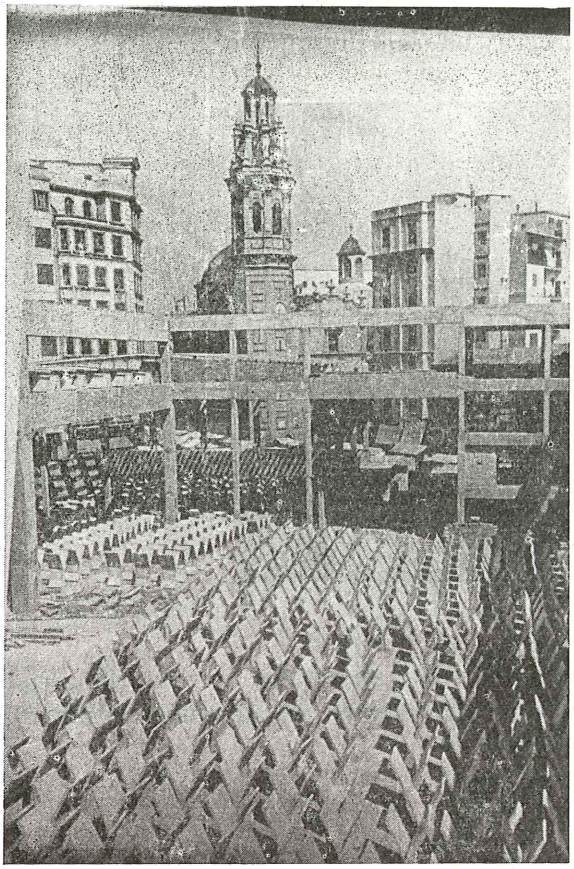


Fig. 5

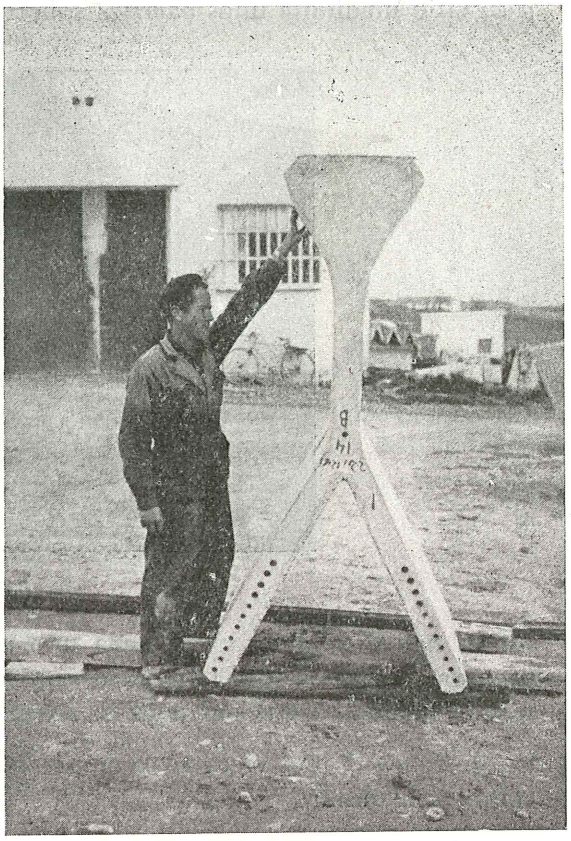


Fig. 6

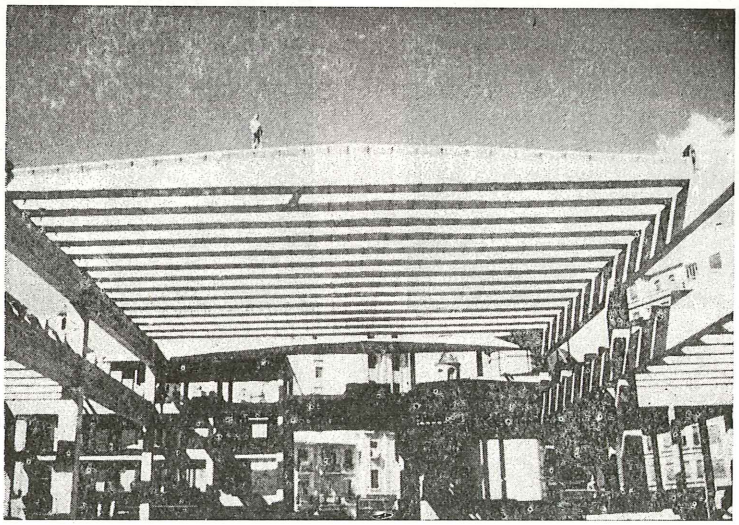


Fig. 7

Mientras se construía la estructura, se aprovechó el mismo solar para ir fabricando las dovelas de la cubierta, que pudo así montarse rápidamente.

La figura 6 muestra una dovela en forma de Y, invertida y en la figura 7, parte de las vigas de esta cubierta ya colocadas en su sitio.

Para armar estas vigas, se subían las dovelas a un andamio colocado en un extremo de la nave, y allí se alineaban, se rejuntaban y se tensaban, transportándolas luego a su sitio mediante unos carriles sobre las carreras laterales de apoyo.

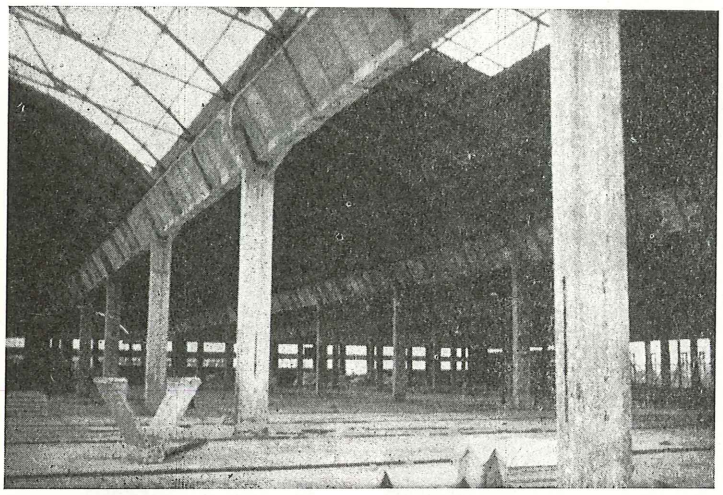


Fig. 8

En la figura 8, unas vigas para una cubierta en diente de sierra, en Vitoria, proyectadas por D. Emilio Renouard, con sección en V, que, aparte de su misión resistente, son además canalones para la recogida de aguas.

En la figura 9, una viga, proyecto de D. José Antonio López Jamar, para un puente sobre el Guadiaro.

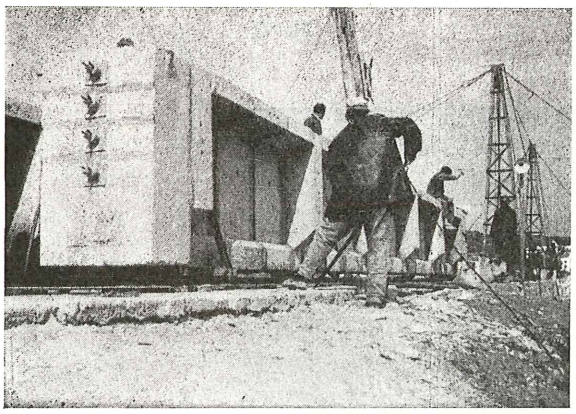


Fig. 9

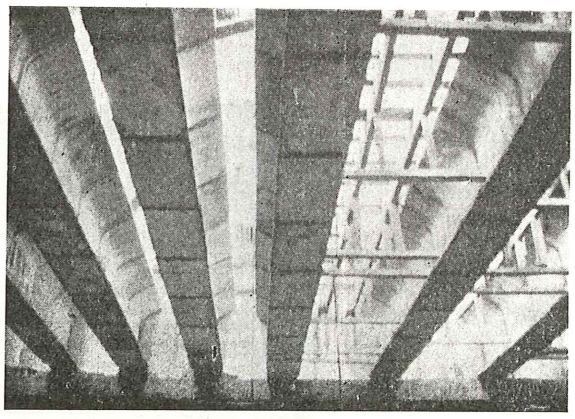


Fig. 10

Armadas y tensadas estas vigas en tierra, se lanzaban a su sitio mediante las plumas que se ven al fondo.

En la figura 10, las vigas para un forjado de 22 m de luz para un garaje en Barcelona.

En la figura 11, una dovela en cajón, proyectada por D. José Antonio Torroja, para un puente de 30 m en el río Mogent.

Pasemos ahora a uno de los casos más clásicos en la prefabricación por dovelas, la cobertura del apeadero de Gracia y calle Aragón, en Barcelona, proyecto de D. Carlos Fernández Casado.

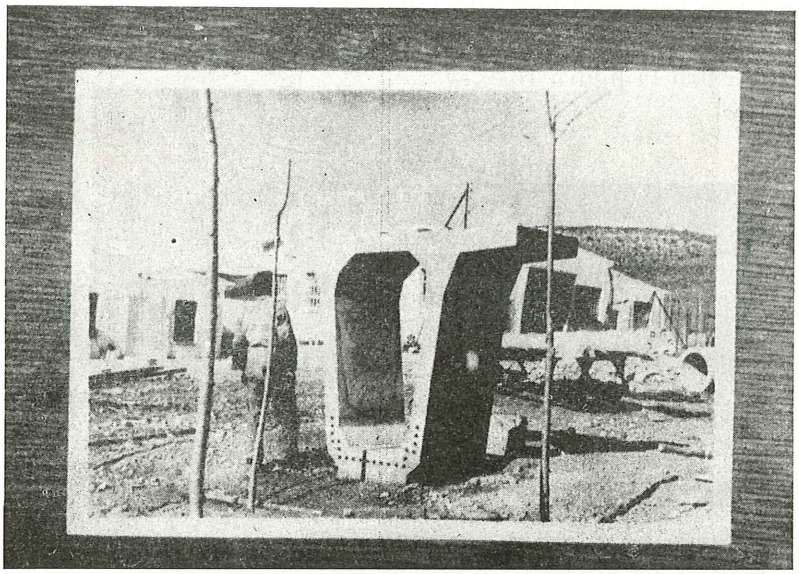


Fig. 11

Ante la falta de espacio, las dovelas fueron prefabricadas fuera de Barcelona, y traídas a la obra en camiones.

En ella se montaban sobre una pasarela (fig. 12) donde se tensaban, y mediante los carriles y elementos que se ven en la figura 13 se transportaban a su sitio.

Es de notar que solamente a unos centímetros por debajo de ellas estaba la línea de alta tensión para el ferrocarril, cuyo paso no se cortó en ningún momento.

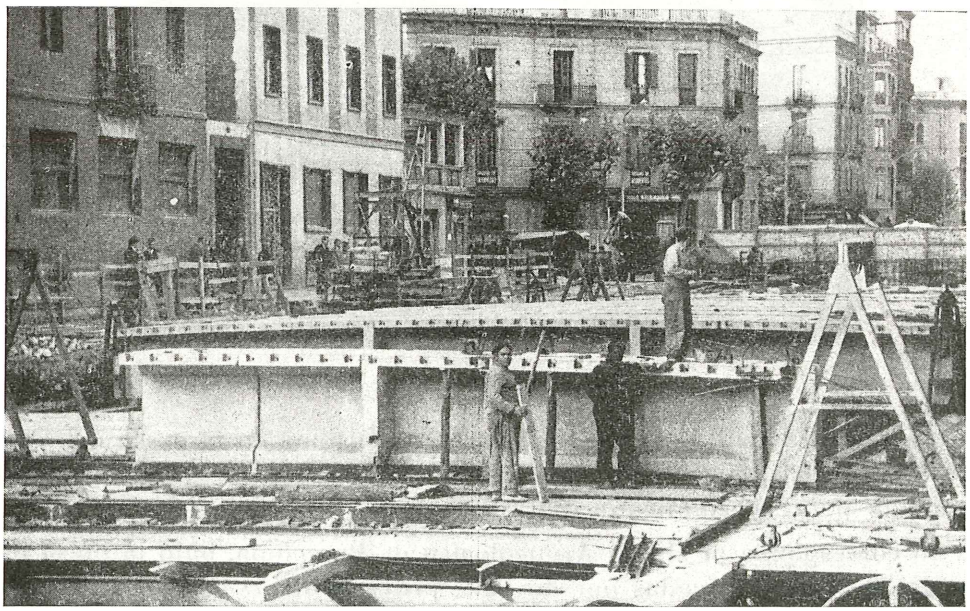


Fig. 12

Hay un pretensado transversal por el tablero y por las vigas de rigidez.

La figura 14 es una vista inferior de la obra ya terminada.

La figura 15, un puente sobre el Nervión, proyectado por D. Luis Angulo, en viga de sección simétrica con los aligeramientos circulares.

Una viga para puente de ferrocarril en Oviedo, proyecto de D. Carlos Fernández Casado, es la que muestra la figura 16.

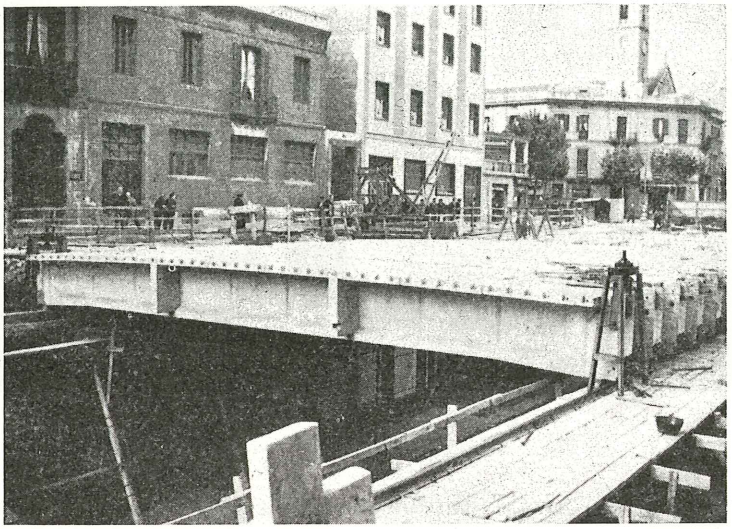


Fig. 13

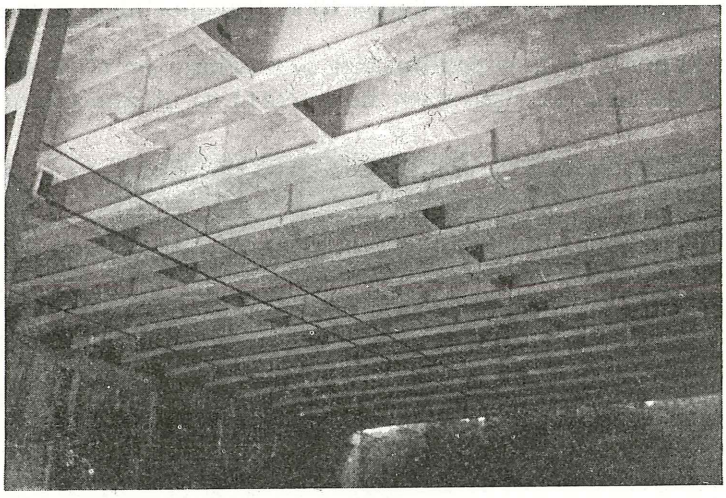


Fig. 14

La figura 17 muestra una pasarela para la torre de toma en la presa del Vado, con tramos de 30 m de luz, construida con vigas de sección Y invertida y tablero intermedio, proyectada por Procedimientos Barredo.

La figura 18 corresponde al Museo Arqueológico de Barcelona, bajo la plaza del Rey, con vigas de 30 m prefabricadas por dovelas, proyecto de D. Carlos Fernández Casado.

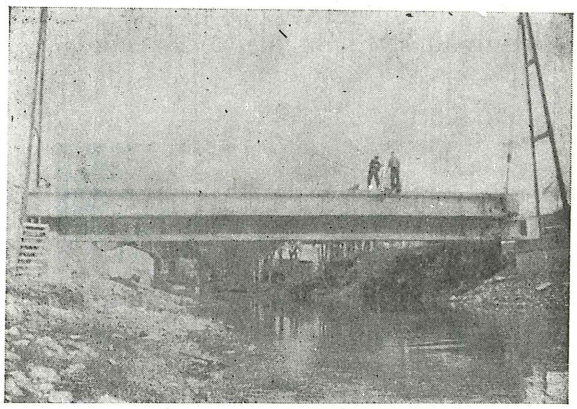


Fig. 15

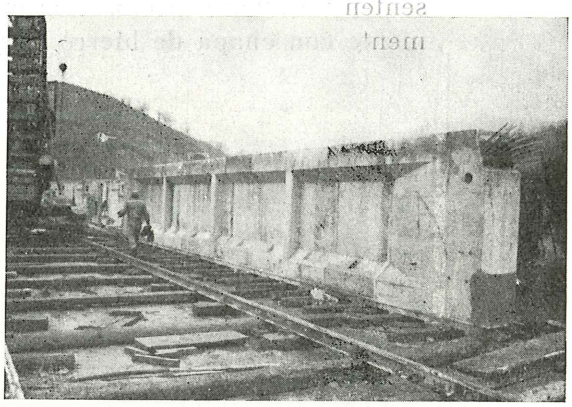


Fig. 16

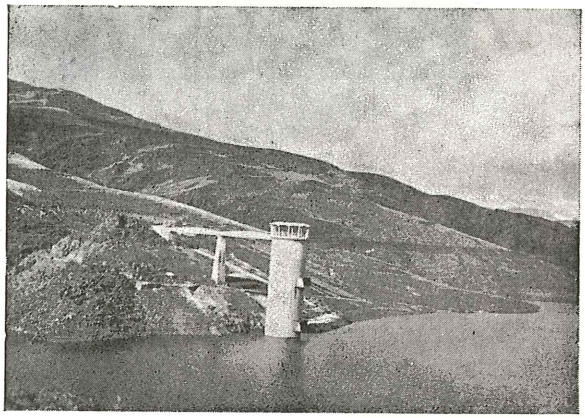


Fig. 17

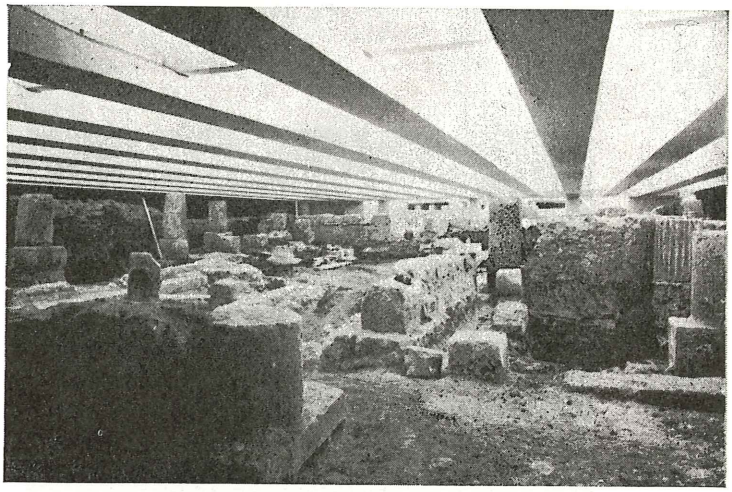


Fig. 18

La figura 19 es la cabeza de anclaje, montada todavía sobre el carro de transporte, de una viga "hueso", de D. Miguel Fisac, para la cubierta de la nave para el Laboratorio de Hidráulica del Centro de Estudios Hidrográficos.

En este proyecto colaboraron con él D. José M.ª Pliego y D. Julián González Montesinos, y no voy a hablar de él, pues D. Miguel Fisac se lo mostrará en esta misma Asamblea.

Como ejemplo de otras posibilidades de la prefabricación por dovelas, en la figura 20 les muestro una chimenea de 30 m y en la 21, un poste para tendidos eléctricos que presenta las naturales ventajas para su transporte a sitios de difícil acceso, ya que puede armarse y tensarse al pie de su posición definitiva.

Asimismo, en la figura 22 tenemos una cubierta laminar, proyecto de D. Eduardo Torroja, para el Simposio de Estructuras Laminares que se celebró en Madrid, en el que se ha llegado casi al máximo de lo que permite la prefabricación por dovelas, pues sólo tiene 2 cm de espesor y en ellos han de estar alojadas las entubaciones para las armaduras.

Un punto de la mayor importancia para que las obras prefabricadas por dovelas presenten un buen aspecto, es la perfección de los moldes. Estos moldes se hacen generalmente con chapa de hierro reforzada con perfiles laminados. En la figura 23 vemos

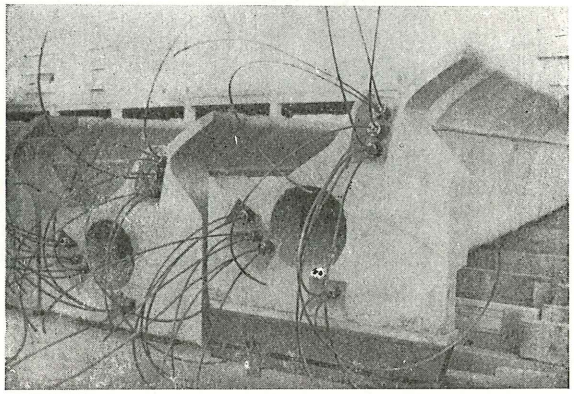


Fig. 19

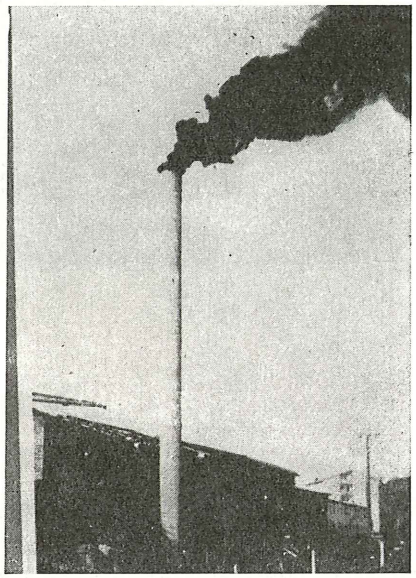


Fig. 20

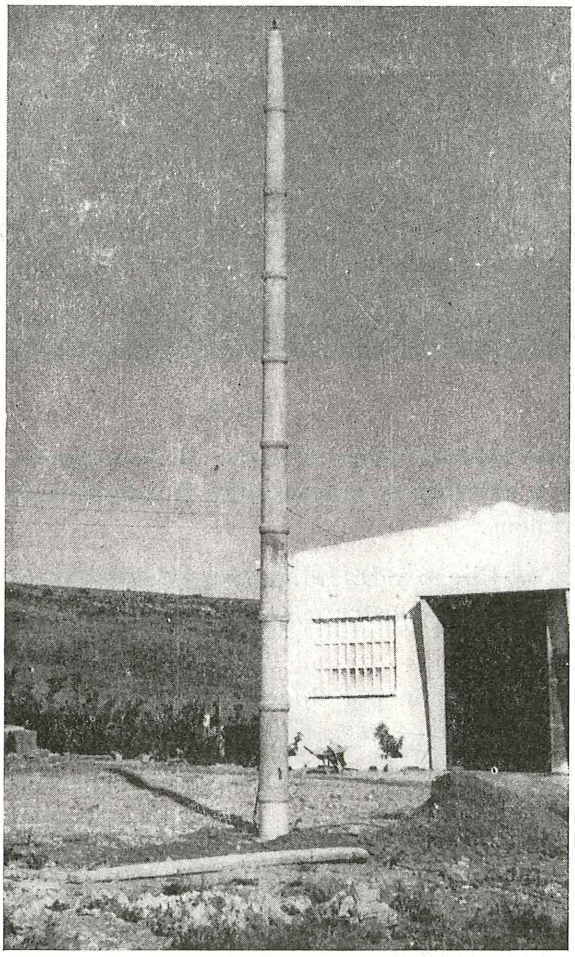


Fig. 21

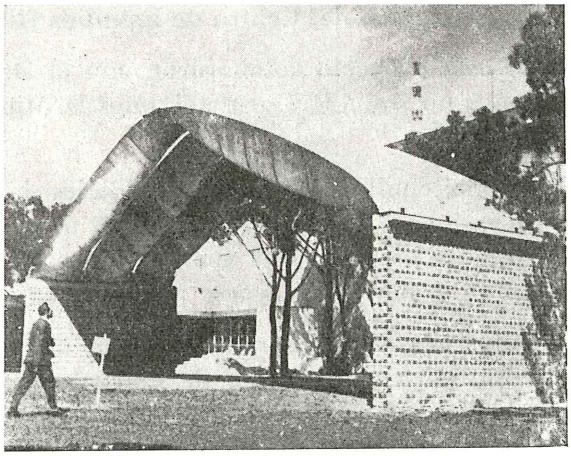


Fig. 22

unos moldes realizados en aluminio fundido, proyectados por D. Antonio Casacuberta; el número de reutilizaciones compensa el coste de estos elementos.

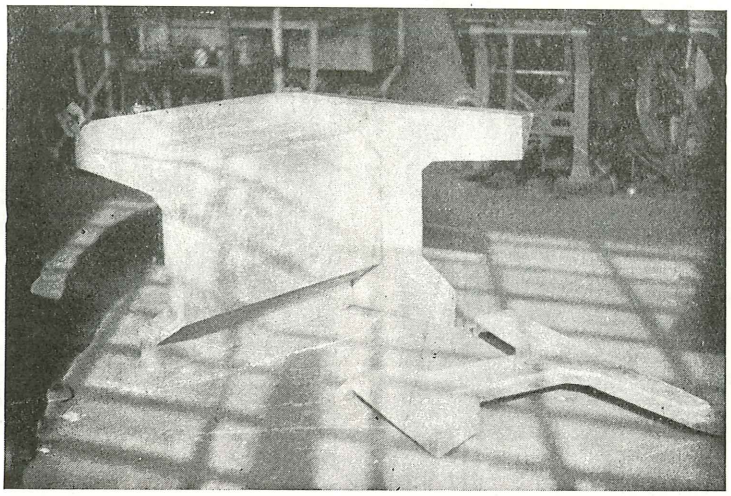


Fig. 23

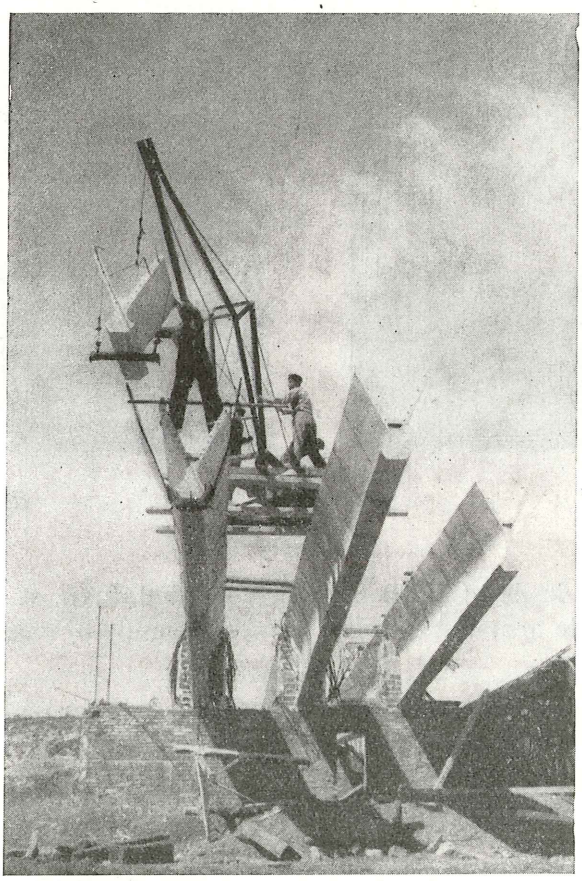


Fig. 24

Por último mencionaré la construcción de la terraza de 15 m de voladizo en la Casa Barredo, proyecto de D. Fernando Cassinello y de un servidor de ustedes, y que seguramente es el mayor voladizo construido en el mundo en obras de edificación (figuras 24, 25, 26, 27 y 28).

Se trata de unas vigas con sección en Y, para emplear unos moldes que ya existían, en las que según se van colocando dovelas en el voladizo, se van tesando parejas de cables que las van fijando en su sitio.

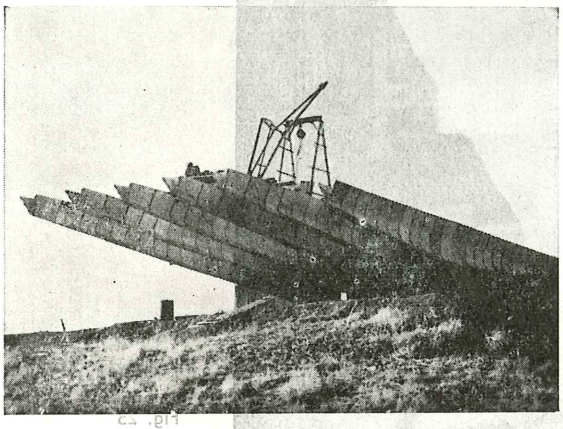


Fig. 25

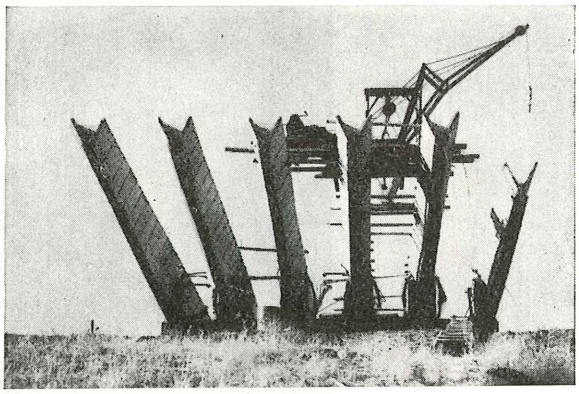


Fig. 26

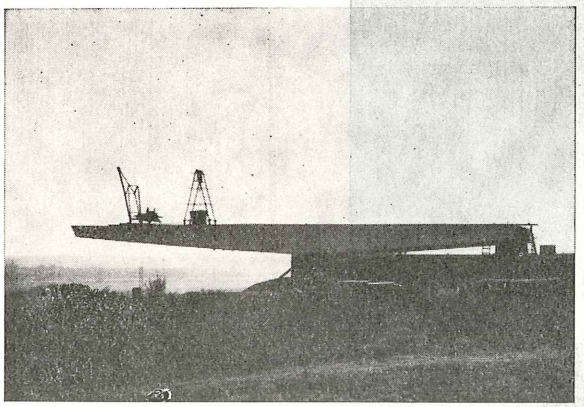


Fig. 27

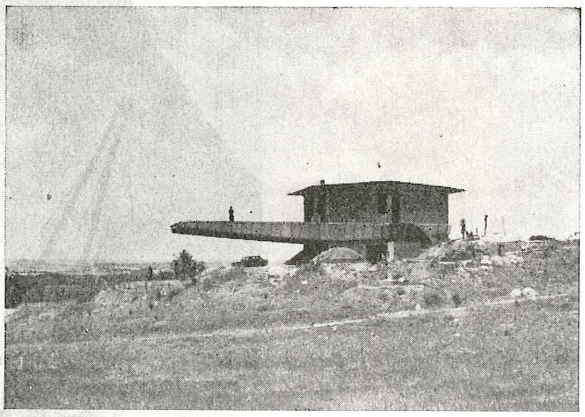
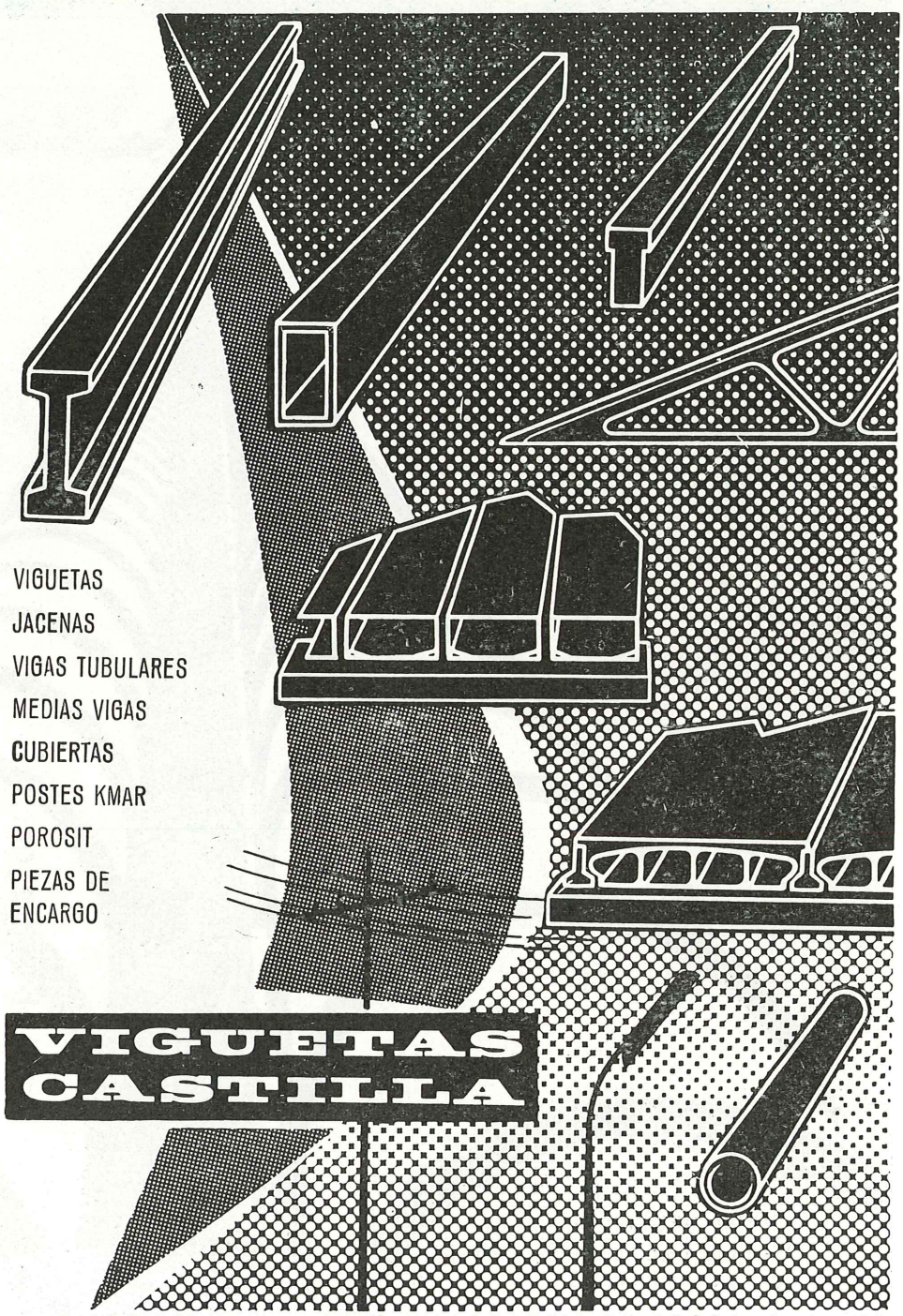


Fig. 28

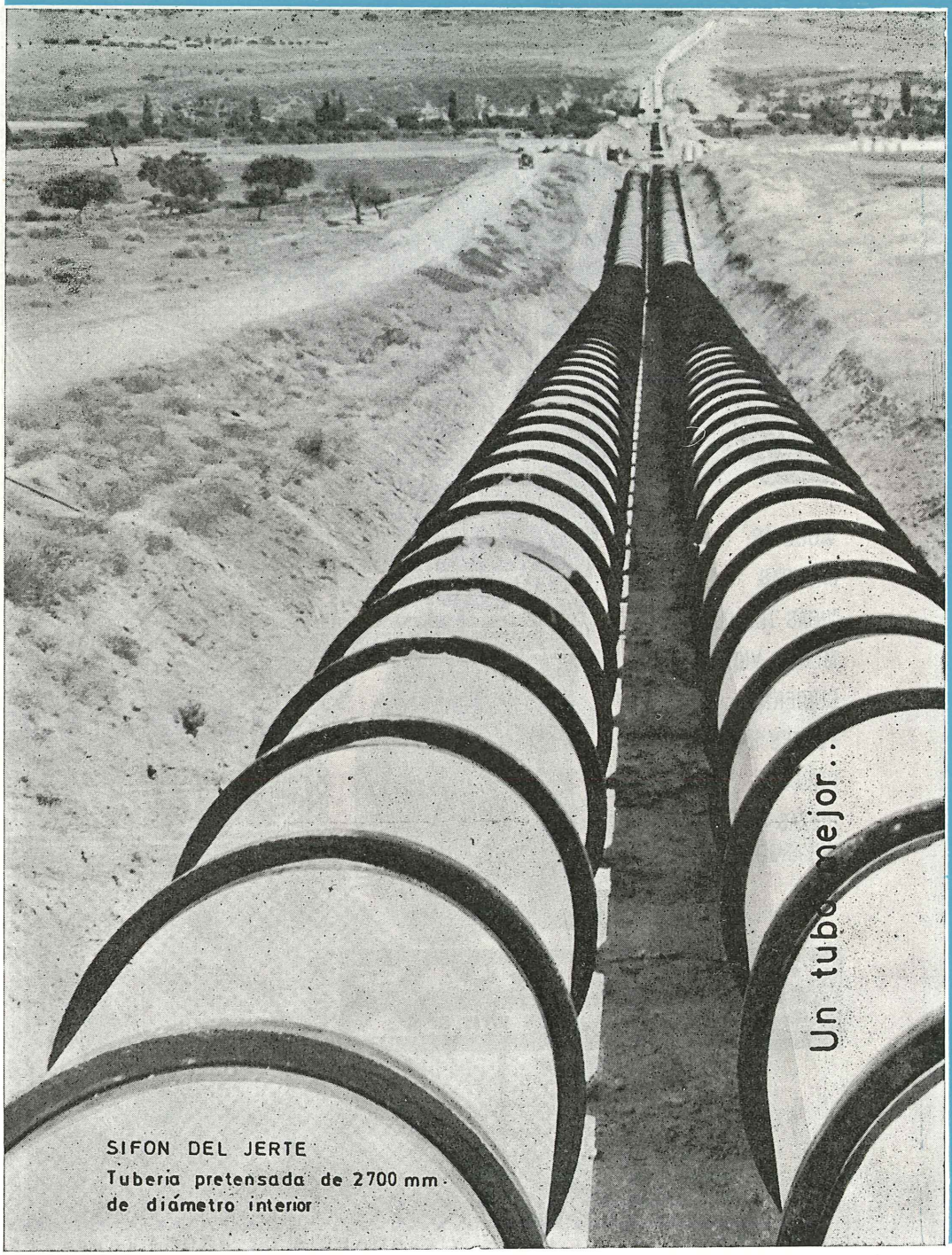
Esta armadura se tesa desde la parte trasera, y en definitiva, se va empleando la supresión del excedente de armaduras según vamos llegando al extremo, para realizar el montaje.

Las vigas se montan, pues, sin andamios y las dovelas se colocan en avance con una pequeña pluma.


VIGUETAS
JACENAS
VIGAS TUBULARES
MEDIAS VIGAS
CUBIERTAS
POSTES KMAR
POROSIT
PIEZAS DE ENCARGO
VIGUETAS CASTILLA
VALLADOLID. Apdo. 431 – VILLAGARCIA DE AROSA. Apdo 38

MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A.

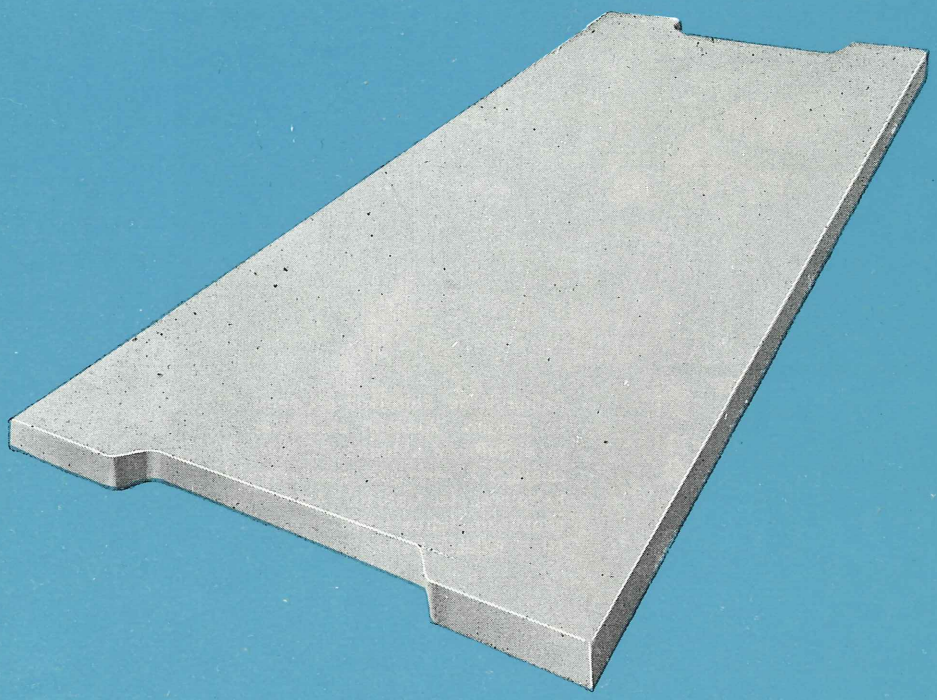
barcelona madrid



SIFON DEL JERTE
Tubería pretensada de 2700 mm. de diámetro interior

INDUSTRIAS DEL CEMENTO VIGUETAS CASTILLA S.A.

PLACAS DE HORMIGON PRETENSADO PARA CUBIERTAS



robustas, duraderas, impermeables, sin mantenimiento, estéticas, económicas

- Vigas
- Vigas tubulares
- Graderios prefabricados
- Piezas especiales
- Tubos porosit
- Celosias
- Vallas
- Bovedillas y bloques

CONSULTENOS - ESTUDIAREMOS SU PROBLEMA Y PASAREMOS LA CORRESPONDIENTE OFERTA SIN NINGUN COMPROMISO

INDUSTRIAS DEL CEMENTO - VIGUETAS CASTILLA, S. A.
Apartado 1 - Tels. 25 39 00 - 25 39 09 - 25 15 41 - **GALINDO-SESTAO**

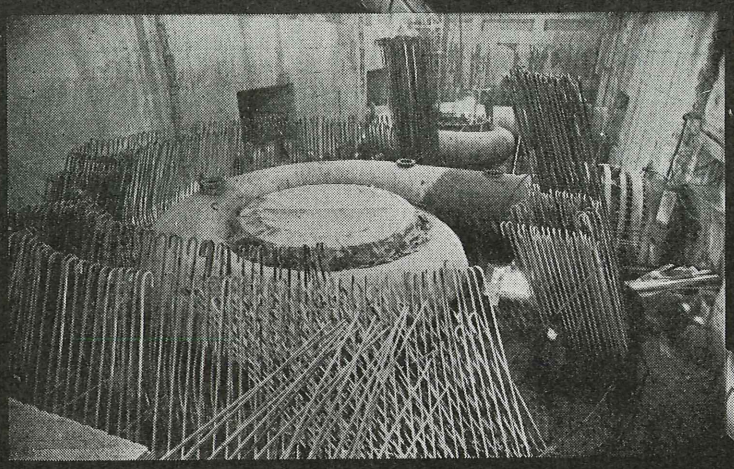
ACAR

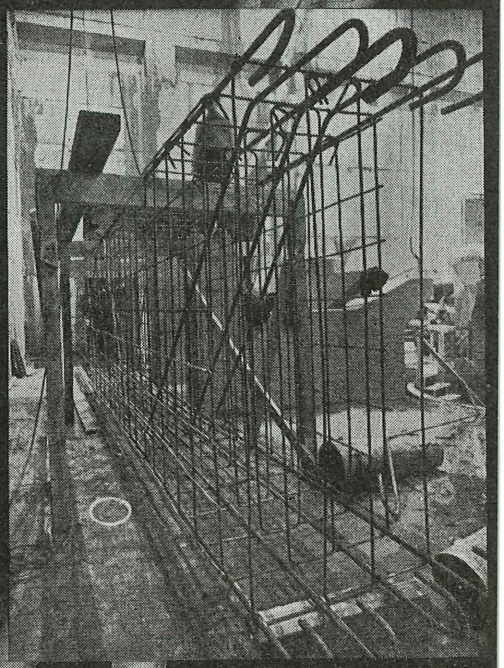
ACEROS CORRUGADOS DE ALTA RESISTENCIA

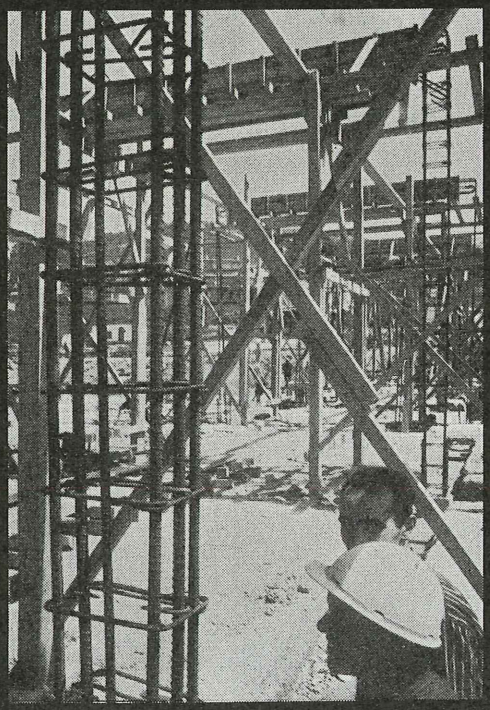
PARA EL ARMADO DEL HORMIGON

✱

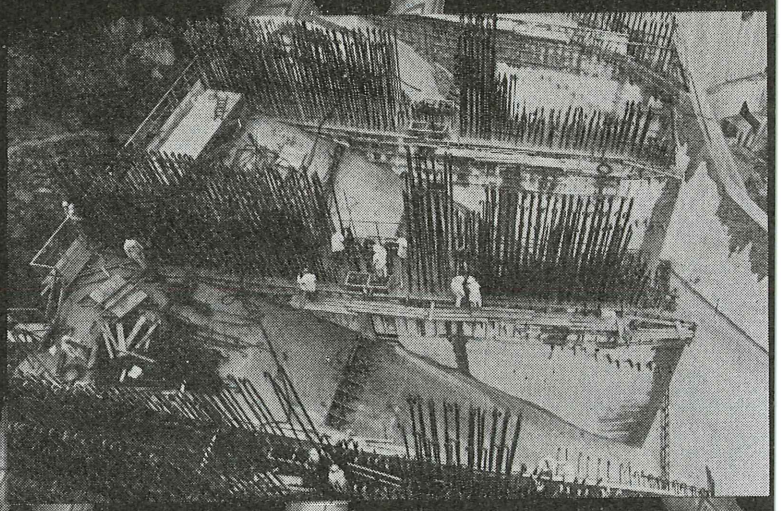
ALGUNAS REFERENCIAS DE OBRAS EJECUTADAS CON REDONDOS FUERTEMENTE ADHERENTES ACAR







Refinería de Petróleos de Bens. La Coruña.—Anclajes especiales en el Salto de Aldeadávila. Iberduero, S. A.—Instalaciones Puerto Petrolero. La Coruña. – Aprovechamiento Hidroeléctrico en el río Miño: Belesar, Velle. Fenosa.



CARACTERISTICAS:	LIMITE ELASTICO MINIMO (0'2 °/₀ DEFORM. PERMAN.) KGRS. M/M²	CARGA DE TRABAJO MINIMA KGRS. C/M²	CARGA DE ROTURA MINIMA KGRS. M/M²	ALARGAMIENTOS EN ROTURA REPARTIDO °/₀	ALARGAMIENTOS EN ROTURA CON ESTRICCION °/₀
	42	2.100	75	5	10
	46	2.300	80	6	12
	52	2.600	85	6	12
	56	2.800	90	6	12

FABRICADO POR: **ELABORADOS METALICOS, S.A.**

«EMESA»

TELFS. { 33204 (FABRICAS) 31626 (OFICINAS)

APARTADO 553

LA CORUÑA

canales pretensados

JULIO DE CASTRO, Dr. Ingeniero de Caminos

Vamos a tratar, de una manera sucinta, de las ventajas que la técnica del hormigón pretensado, en piezas prefabricadas para canales, representa sobre los procedimientos hasta hoy utilizados. Lo haremos desde tres puntos de vista:

a) PROYECTO;

b) EJECUCION DE OBRA;

c) CALIDAD.

a) Proyecto

Desde este punto de vista, es evidente que en la actualidad se suelen replantear los canales, aproximadamente, según curvas de nivel huyendo de llevar el canal a gran altura, dado lo costosas que resultan las obras para que el canal vaya elevado.

Con un canal prefabricado, la infraestructura se reduce a simples soportes con la disposición que indican las figuras números 1 a 7.

Es claro que si el proyecto nos obliga a alcanzar determinadas cotas en lugares es blecidos, la longitud del canal prefabricado será siempre inferior a la del canal co truido in situ, con la única desventaja de tener que utilizar soportes; en cambio ahorra excavación y los revestimientos necesarios en el segundo caso. En alguna zona de Los Monegros, con 325 m de acequia elevada se ahorraron 2.500 m de acequia in situ.

b) Ejecución de obra

No hay duda que si se acondicionara una fábrica para la producción constante de un número determinado de piezas se podrían cumplir los plazos en todas las épocas, y como la colocación se hace a un ritmo mucho mayor que la prefabricación se estaría en mejores condiciones, a efectos de cumplimiento de plazos, que en el caso de la obra realizada totalmente in situ, que ha de soportar las inclemencias del tiempo, las cuales en este tipo de obra no se reducen a lluvias, sino también a las bajas temperaturas. El rendimiento es superior en prefabricación que con cualquier otro procedimiento.

c) Calidad

A mi modo de ver, la ventaja de la ejecución de este tipo de piezas a base de la técnica del pretensado es que, con una distribución racional de los alambres y, asimis-

mo, unas tensiones apropiadas, tratando en ellas de aprovechar al máximo el material, es decir, dando tensiones previas a las armaduras del orden de los 140 kg/mm², que se reducirán con las pérdidas de fluencia, relajación, retracción, etc., a una tensión remanente de unos 125 kg/mm², podemos obtener tensiones en el hormigón del orden de los 100 kg/cm². Es evidente que, en estas circunstancias, la pieza que obtengamos no será defectuosa por lo que se refiere a los materiales que la constituyen; pues si el defecto fuera del acero, se rompería al dar la tensión inicial, y si se trabajase con un hormigón de baja calidad, al cortar las armaduras deslizarían los alambres y perderían su tensión. Téngase en cuenta que para un aprovechamiento rentable de los "moldes" de ejecución de las piezas hay que tender a conseguir una resistencia del hormigón, a las 24 horas, del orden de los 100 kg/cm²; y para ello es preciso utilizar, para la fabricación del hormigón, aparte de un supercemento con una dosificación de 350 kg/m³, aireantes y desencofrantes, y compactar el hormigón en el molde mediante vibración. Con esta técnica, puedo asegurar que, en épocas de no mucho frío se obtienen los 100 kg/cm² a las 24 horas, y si además se cura la pieza en ambiente húmedo y a unos 80°C de temperatura, los 1 00 kg/cm² se obtienen entre las 6 y 8 horas.

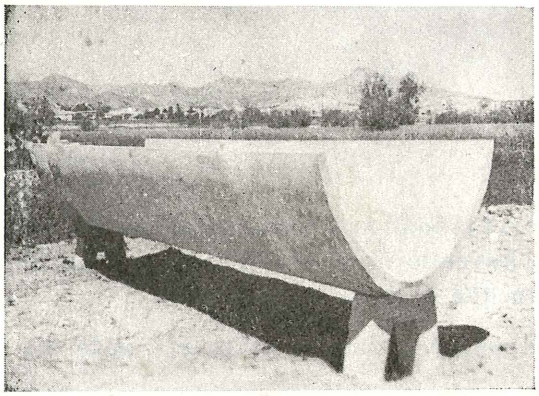


Fig. 1

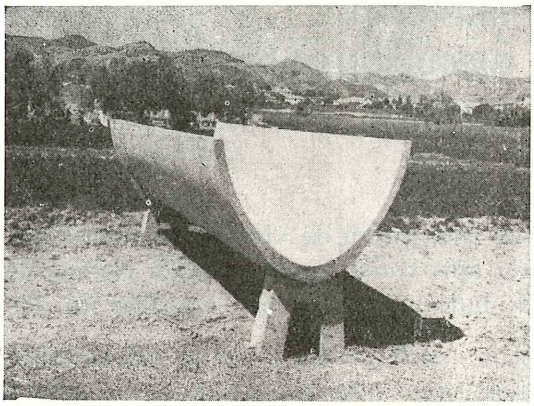


Fig. 2

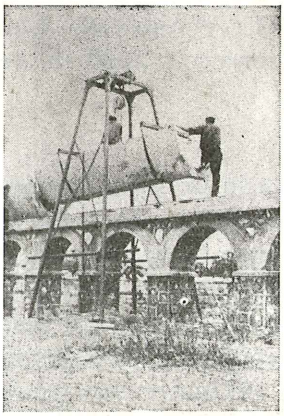


Fig. 3

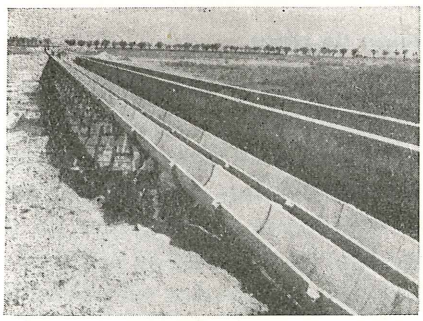


Fig. 4

Una prueba de auténtica exhibición que suele hacerse en piezas de esta naturaleza, es cargar una acequia con agua y sobrecargarla paulatinamente hasta el límite de fisu-

ración transversal, momento en que empieza a perder el agua. Quitada la sobrecarga y llena de agua nuevamente, ésta no se pierde; las fisuras han vuelto a cerrarse por la tensión previa de las armaduras. Con una pieza de hormigón en masa, o armada normalmente, esta prueba no sería posible.

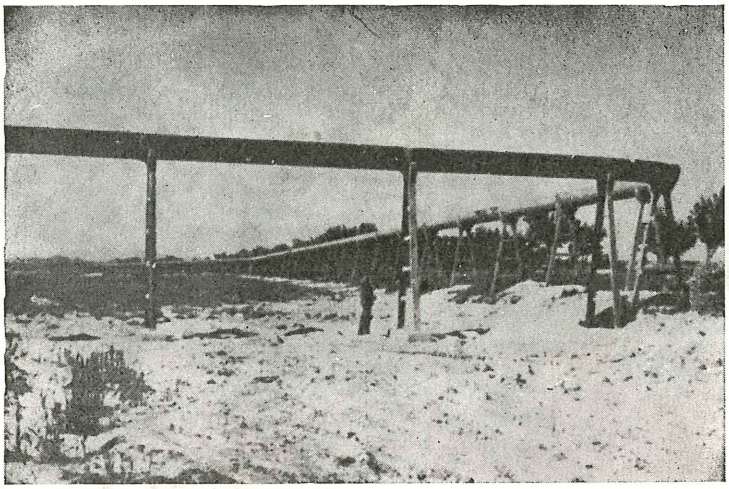


Fig. 5

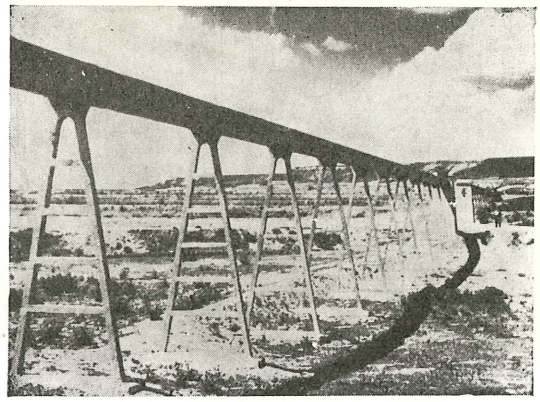


Fig. 6

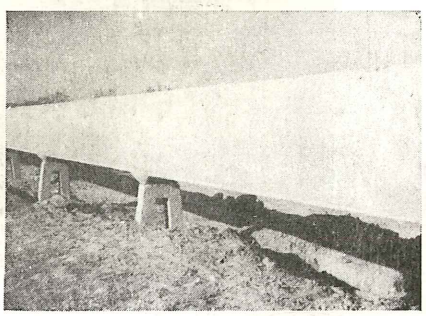


Fig. 7

Y por último, con relación a donde se puede llegar en dimensiones de prefabricados pretensados, sirva de ejemplo lo que hoy ya se realiza. Las figuras 8 y 9 se refieren a naves industriales cuya cubierta está constituida por elementos prefabricados en forma de "ala de gaviota", según la sección transversal que se indica en la figura 10, y dimensiones en planta de 4,60 $\times$ 25 m. El peso de estas piezas es de unas 30 toneladas. Hoy se prefabrican y elevan a 10 m de altura; enlazando unas con otras se constituye el techo de la nave industrial. Si en lugar de hacer el encofrado para fabricar el "ala de gaviota" lo disponemos con la sección C B A' (fig. 10), obtendremos una sección de canal constituida por dos medias cicloides (fig. 11) con una abertura máxima

de 2,86 m y una profundidad de 2,25 m. Esta sección podría transportar, con una milésima de pendiente y la rugosidad que se obtiene con moldes metálicos y vibrando el hormigón, un caudal de 9 m^3/s, a una velocidad no superior a 1,80 m/s, que sería suficiente para el abastecimiento de una población de 2,5 millones de habitantes.

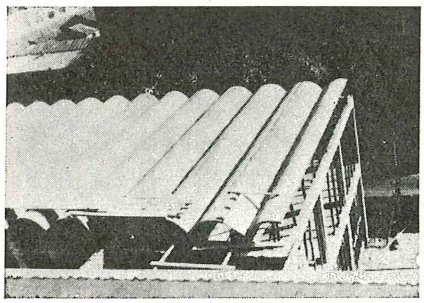


Fig. 8

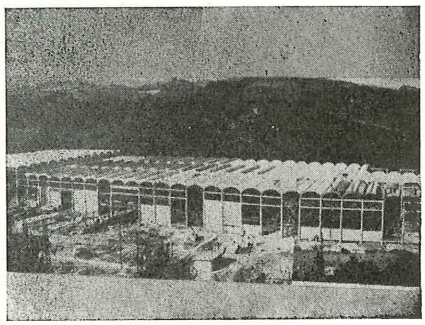


Fig. 9

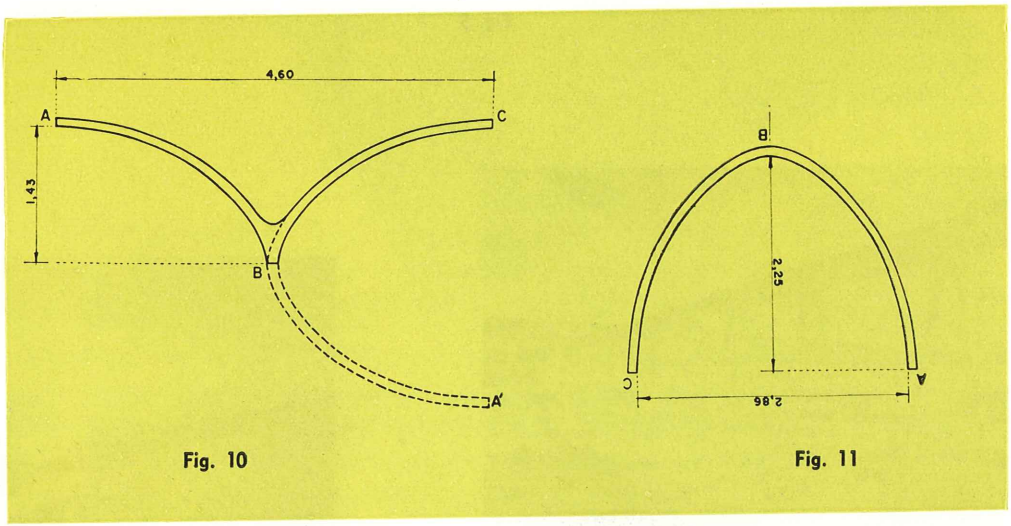


Fig. 10

Fig. 11

En resumen, podrían hacerse piezas de 10 ó 12 m de longitud para caudales hasta 15 m^3/s y formar con ellas un canal, sobre soportes prefabricados, que resultaría con el aspecto que puede apreciarse en las fotografías que se insertan. En este caso, sería necesario llevar adelantadas las obras del camino de servicio, con objeto de facilitar el transporte de los elementos desde la fábrica al campo y la colocación de los mismos.

591-0-10

aplicación de la norma americana MIL-STD 414 al control de la resistencia característica de los hormigones

JULIO A. VILLACAÑAS BERENGUER
Dr. Ingeniero de Armamento y Construcción

La MIL-STD 414 o Military Standard "Procedimientos de muestreo y tablas para inspección por variables para porcentaje defectuoso" es una norma relativamente reciente, de 11 de junio de 1957, elaborada por la Universidad de Standford, por encargo del Gobierno de los Estados Unidos de América, según contrato N6 onr -25126 y fue editada por la oficina del Inspector Naval de Armamento y Material, Wáshington D. C., en nombre de la oficina del Subsecretario de Defensa (Abastecimiento y Logística). En España existe una magnífica traducción hecha por el Sr. Gil Peláez con la autorización del Gobierno de los Estados Unidos y ha sido editada por la Comisión Nacional de Productividad Industrial del Ministerio de Industria.

En su Introducción se dice que la Norma "fue preparada para satisfacer una creciente necesidad de disponer de planes Standard de muestreo para inspección por variables en las adquisiciones, suministros y almacenajes del Gobierno y el mantenimiento de las operaciones de Inspección. Los planes de muestreo por variables se aplican a una sola característica de calidad, que puede ser medida con una escala continua y para la cual la calidad es expresada en términos de porcentaje defectuoso". La teoría que sirve de fundamento al desarrollo de los planes de muestreo por variables, incluyendo las curvas características de los planes, presupone que las medidas de la característica de calidad son variables aleatorias, independientes y con una misma distribución normal.

Como en el párrafo anterior se expresa el objeto y el campo de aplicación de la norma, merece la pena detenerse unos instantes y meditar en su contenido:

En cuanto al *objeto,* de establecer "planes standard de muestreo para inspección por variables", vemos no puede ser más general. Efectivamente, la norma está en condiciones de proporcionar un plan de muestreo sea cual fuere el número de elementos sometidos a control, entre 3 y 550.000, haciendo por completo abstracción de la clase de elementos componentes.

Respecto al *campo de aplicación,* ya hemos comentado se refiere a una sola característica de calidad, medible en escala continua y a que tal calidad esté expresada en términos de porcentaje defectuoso. Por supuesto se imponen las condiciones de aleatoriedad, independencia y normalidad en las medidas de tal característica. Aunque los conceptos anteriores son muy claros y concisos creemos conveniente aclarar que expresar la calidad en términos de porcentaje defectuoso no es más que fijar el tanto por ciento de la población base que, en principio, se está dispuesto a admitir que no cumpla el requisito impuesto. Tal requisito, así como el porcentaje defectuoso han de estar perfectamente determinados para poder establecer el plan de muestreo. Normalmente ambos se especificarán en los Pliegos de Condiciones técnicas en forma de:

— un límite inferior,

— o un límite superior,

— o un intervalo,

en cuanto al requisito y un P % en cuanto al porcentaje defectuoso, llamado también Grado de Calidad aceptable o AQL.

Visto lo anterior, es decir, el objeto y el campo de aplicación de la MIL-STD 414, cabe preguntar: ¿es de aplicación al problema inherente de controlar la resistencia característica de un hormigón? Nuestra respuesta es rotundamente afirmativa. En efecto, la característica de calidad de un hormigón, abstracción hecha de otros factores, es su resistencia, medida en un tipo de probeta, a una edad determinada. Por todos es admitido que los resultados de las medidas de la resistencia, a una edad, son variables aleatorias que se suponen normales; también se admite, por evidente, que los resultados de tales medidas pueden expresarse en escala continua. En cuanto a la especificación de calidad de un hormigón, se expresa por su resistencia característica, la cual, por su misma definición, es un *límite inferior de especificación* que lleva ya implícito el *porcentaje defectuoso o AQL.* En efecto, según la Instrucción H.A. 61 la resistencia característica, definida en función de la media y del coeficiente de variación, es:

$$\mu_c = \mu_0 (1 - \delta),$$

en la cual $\delta = \dfrac{\sigma}{\mu}$ es el coeficiente de variación.

Por tratarse, se supone, de una distribución normal, la probabilidad aneja a encontrar valores de la resistencia que sean $\mu < \mu_c$ es $P = 0{,}16$, o, dicho de otro modo, el AQL en este caso es el 16 %. Análogamente, el C. E. B. establece $\mu_0 = \mu_0 (1 - 1{,}64\ \delta)$. Para esta definición, la probabilidad correspondiente a que $\mu < \mu_0$ es $P = 0{,}05$. En general si se expresa la resistencia característica por la fórmula

$$\mu_c = \mu_0 (1 - \lambda\delta),$$

la probabilidad de que $\mu < \mu_c$ es una función de λ, fácilmente identificable en cualquier tabla de distribución normal. Es decir, una vez definida la resistencia característica por la Reglamentación correspondiente, y fijado en el Pliego de Condiciones técnicas de una obra un valor base de tal resistencia característica, a efectos de control del hormigón, han quedado definidos:

— un límite inferior de especificación,

— la calidad del mismo en términos de porcentaje defectuoso o AQL,

y admitida la aleatoriedad, independencia y normalidad de los resultados de las medidas que obtengamos con las probetas que con él se confeccionen, se entra, por definición, en el campo de aplicación de la MIL-STD 414.

Al llegar a este punto, y antes de proseguir, conviene precisar unos conceptos en los que, en nuestra opinión, pueden plantearse las mayores dificultades para llegar a una inmediata aplicación de la norma al control de la calidad de un hormigón. En lo sucesivo se manejarán unos términos que, siendo suficientemente claros cuando se trata de controlar conjuntos formados por cantidades discretas de objetos diversos, como tornillos, bombillas, prendas de vestir, etc., quedan un poco ambiguos al pasar a una masa de hormigón. Son los siguientes: *unidad de producto, lote, tamaño del lote* y *muestra.*

Unidad de producto: Se define en la Norma como "cantidad de producto inspeccionada para determinar la medida de su característica de calidad. Esta unidad puede ser un solo artículo, un par, un conjunto, una pieza de un producto terminado o el producto terminado total". En el caso de un hormigón cabe preguntar ¿cuál es la unidad de producto? Aunque discutible, nos inclinamos por adoptar como tal "la mínima cantidad de hormigón confeccionada absolutamente en las mismas condiciones", es decir, la cantidad de hormigón elaborado de una vez en la hormigonera, o cuya producción se controla. Si aceptamos tal definición hemos de admitir que la probeta confeccionada a partir de una amasada representa plenamente las características del hormigón en ella contenido y es, por tanto, la expresión de su característica de calidad. Repetimos que tal supuesto es discutible, pero tiene la ventaja ante la alternativa de adoptar como unidad de producto el volumen de hormigón contenido en una probeta que, en este caso, el número de probetas a confeccionar sería extraordinariamente grande, con el correspondiente incremento en el costo del control sin, creemos nosotros, la contrapartida de una mayor precisión.

Lote: Dice la Norma, «con tal palabra se quiere indicar "lote para inspección", esto es, conjunto de unidades del producto del cual una muestra será extraída e inspeccionada para determinar su cumplimiento con el criterio de aceptación. Cada lote, dentro de lo posible, deberá estar compuesto de unidades de producto de un solo tipo, grado, clase, tamaño o composición, producidas en las mismas condiciones esenciales». Por la definición dada creemos que en nuestro caso, y para ser coherentes con el criterio anterior, se debe entender por "lote para inspección" la cantidad de hormigón elaborada por una misma hormigonera en una unidad de tiempo determinada.

Tamaño del lote: "El tamaño del lote es el número de unidades que contiene y no tiene que ver nada con el tamaño que puede aparecer especificado en el contrato o pedido, tal como lote de producción, embarque, etc." Vemos que si aceptamos los criterios propuestos para los dos conceptos anteriores, el tamaño del lote queda unívocamente determinado por el número n de amasadas que, procedentes de una misma hormigonera, constituyen el "lote para inspección".

Muestra: "Es la parte del lote que, seleccionada mediante un criterio definido en la Norma, nos suministra las medidas de la característica de calidad". Con arreglo a lo anterior y a los conceptos mantenidos debería ser un conjunto n de amasadas; pero, como ya hemos dicho, admitiendo que cada probeta confeccionada con una amasada

expresa su característica de calidad, resulta que la muestra es el número n de probetas que hemos de confeccionar para obtener las medidas de las características de calidad apetecidas.

Sentado lo anterior, podemos pasar a dar una somera explicación del contenido de la Norma y de su técnica operatoria.

La Norma está dividida en cuatro secciones: La sección A describe procedimientos generales de planes de muestreo; las secciones B y C exponen procedimientos específicos y aplicaciones de los planes de muestreo cuando la variabilidad es desconocida; en la sección B, la estimación de la desviación típica es usada como base para una estimación de la variabilidad desconocida, y en la sección C es usado el recorrido medio de la muestra. La sección D explica los planes cuando se conoce la variabilidad.

En el caso de un solo límite de especificación, como es el nuestro, el criterio de aceptación se da en dos formas: Forma 1 y Forma 2; ambas son completamente equivalentes. Su diferencia estriba en que en el primer caso no se estima el porcentaje defectuoso del lote y en el segundo sí, con lo cual, en el caso de controles sucesivos, empleando la Forma 2 se dispone ya del cálculo preciso para estimar el promedio del proceso que repercute, en la severidad del control y, por ende, en la extensión de la muestra y en las constantes de aceptación.

Nos parece oportuno recalcar un punto fundamental: la extensión n de la muestra queda determinada por la extensión del lote y por el grado de severidad del control, existiendo tres posibles; se recomienda comenzar por una inspección normal; si el promedio del proceso lo aconseja se eleva al control riguroso, o se reduce, en cuyo caso hay una economía muy considerable. La duración de la permanencia en estos estados está perfectamente determinada y el paso de uno a otro es automático, función, repetimos, del promedio del proceso.

Con lo dicho, bastaría aclarar unos puntos referentes a los criterios de aceptación para dejar nuestro trabajo concluido; pero como tal vez pudiera haber dudas acerca de la complejidad del método, que por otro lado es muy sencillo de aplicar, creemos preferible exponer, en forma resumida, tal como aparece en la MIL-STD 414, los casos posibles que pueden presentarse y la forma esquemática de actuar:

CASO 1.º

Variabilidad desconocida, método de la Desviación Standard.

Se suponen desconocidos los parámetros μ y σ de la población y se estiman a partir de la media y desviación standard muestrales:

$$\overline{X} = \frac{1}{n} \sum_{i=1}^{n} X_i \qquad\qquad S^2 = \frac{1}{n-1} \sum_{i=1}^{n} (X_i - \overline{X})^2$$

1.1. Forma 1. Proceso operatorio

1.º Se determina en la tabla A-2 la letra representativa del tamaño de la muestra, utilizando el tamaño del lote y el nivel de inspección.

2.º Se obtiene de la tabla B-1 ó B-2, según el grado de severidad, el tamaño n de la muestra y la constante K de aceptación.

3.° Se selecciona del lote, al azar, la muestra de n unidades, se inspeccionan y se anotan los resultados.

4.° Se estiman, a partir de los valores muestrales, la media y la desviación Standard, y se calcula la cantidad $\frac{\overline{X} - L}{S}$.

5.° Si $\frac{\overline{X} - L}{S}$ es igual o menor que K o negativo, el lote no satisface el criterio de aceptación.

1.2. Forma 2

1.° Se determina la letra representativa del tamaño como en la Forma 1.

2.° Se obtiene en las tablas B-3 ó B-4 el correspondiente plan de muestreo, seleccionando el tamaño n de la muestra y la constante M de aceptación o máximo porcentaje defectuoso permitido.

3.° Se procede como en 3.° de Forma 1.

4.° Se procede como en 4.° de Forma 1.

5.° Se calcula el índice de calidad:

$$Q_L = \frac{\overline{X} - L}{S}$$

6.° Se determina en B-5 el porcentaje defectuoso estimado P_L.

7.° Se compara P_L con M. Si $P_L \leqslant M$, el lote es aceptable; si $P_L > M$ o $Q_L < O$, el lote no satisface el criterio de aceptación.

Hemos mencionado en el transcurso de este trabajo que la Forma 2 tenía la ventaja, respecto a la Forma 1, de que permitía estimar el promedio del proceso e influir así en la forma de proseguir el control. Aclaremos este punto: Por promedio del proceso se entiende la media aritmética de los valores de P_L estimados según se acaba de exponer, en los procesos de control anteriores al que nos ocupa.

Al empezar una inspección se usará la inspección normal, salvo alguna circunstancia que recomiende actuar de otra manera.

Se implantará la inspección rigurosa cuando la estimación del promedio del proceso, calculada con los diez (10) lotes anteriores, sea mayor que el AQL (grado de calidad aceptable o porcentaje defectuoso aceptado a la población) y cuando menos de un número T de esos lotes den estimaciones del porcentaje defectuoso que exceda al AQL. Los valores de T figuran en la tabla B-6 para los promedios del proceso calculados con 5, 10 ó 15 lotes. La inspección normal será reinstaurada si la estimación del promedio del proceso con lotes bajo inspección rigurosa es igual o menor que el AQL.

La inspección reducida puede implantarse siempre y cuando se cumplan las siguientes condiciones:

1.° Los anteriores diez (10) lotes han estado bajo inspección normal y ninguno ha sido rechazado.

2.º El porcentaje defectuoso estimado para cada uno de esos lotes precedentes es menor que el correspondiente límite inferior mostrado en la tabla B-7.

3.º La producción está en régimen uniforme.

La inspección normal será reinstaurada si, estando bajo inspección reducida, ocurre alguna de las siguientes condiciones:

1.º Es rechazado un lote.

2.º La estimación del promedio del proceso es mayor que el AQL.

3.º La producción se hace irregular o se retrasa.

4.º Otras condiciones que justifiquen que la inspección normal deba ser reinstaurada.

Como en nuestro problema existe un defase de tiempo considerable entre el instante en que se conocen las condiciones anteriores y aquel en que se confeccionan las probetas, creo es necesario recomendar que el número de probetas *confeccionadas* sea *siempre* el correspondiente a las inspecciones normales y rigurosas, jugando exclusivamente con el número de probetas que se rompen a una edad. Así si hubiera que pasar a otro tipo de inspección, se dispondría del número adecuado sin dejar el vacio que, de no operar de esta forma, se produciría.

CASO 2.º

Variabilidad desconocida. Método del Recorrido.

Siguen siendo desconocidos los parámetros μ y σ de la población. Se opera en este caso con el recorrido promedio $\gamma\overline{R}$ en lugar de con la desviación típica muestral. El proceso operatorio es idéntico al del caso anterior en cada una de sus Formas; la única diferencia estriba en que las funciones de aceptación son ahora:

$$\frac{\overline{X}-L}{\overline{R}} \quad \text{y} \quad Q_L = \frac{\overline{X}-L}{\overline{R}}\, c,$$

y las tablas que suministran las constantes de aceptación son las dadas en la sección C en vez de en la B.

CASO 3.º

Variabilidad conocida.

La media de la población se supone desconocida. Es válido para este caso lo dicho para el anterior. Las funciones de aceptación son ahora:

$$\frac{\overline{X}-L}{\sigma} \quad \text{y} \quad Q_L = \sqrt{\frac{n}{n-1}} \times \frac{\overline{X}-L}{\sigma},$$

utilizándose las tablas de la sección D para obtener las correspondientes constantes de aceptación.

A fin de aclarar lo expuesto citamos a continuación unos cuantos ejemplos.

Ejemplos:

Establecer el control del hormigón colocado en una obra determinada a razón de 10 m³ diarios. Se utiliza una hormigonera de 250 l de capacidad. El Pliego de Condiciones especifica una resistencia característica de 180 kg/cm², a los 28 días, medido en probeta cilíndrica, según H.A. 61.

Admitimos que, por las condiciones de la obra, el cemento se recibe dos veces por semana y que los áridos proceden de la misma cantera.

El "Lote para Inspección" se forma con las cantidades hormigonadas en 3 días. Su extensión $N = \frac{3 \times 10}{0{,}25} = 120$.

Al establecer el control se desconocen los parámetros constitutivos de la población μ y σ. Se empleará, pues, alguno de los procedimientos indicados en las secciones B ó C. Nos mostramos partidarios del primero, o sea, del Método de la Desviación típica.

Empezaremos operando a un Nivel de Inspección IV, con Inspección Normal.

El valor de AQL especificado es el 16 %, pero se utiliza (v. A-1) el 15 por ciento.

La letra representativa de la muestra es la G (v. A-2), a la que en B-3 corresponde una muestra de extensión $n = 15$.

Utilizando un criterio de aceptación en Forma 2 resulta una constante de aceptación $M = 25{,}61$ (véase B-3).

Supongamos que las estimaciones muestrales de μ y σ sean respectivamente:

$$\overline{X} = 200 \text{ kg/cm}^2$$

$$S = 22 \text{ kg/cm}^2$$

El índice de calidad será $Q_L = \frac{\overline{X} - L}{S} = \frac{200 - 180}{22} = 0{,}909$. Con ese valor en la tabla B-5 se obtiene el correspondiente porcentaje defectuoso $P_L = 18{,}20$, que por ser menor que M

$$18{,}20 < 25{,}61,$$

nos permite aceptar el lote.

Observemos que si se hallaran en los sucesivos controles valores de P_L próximos al obtenido no podría reducirse el tipo de control; si por el contrario, porque la calidad mejorase, bien aumentando $\overline{X}$ o disminuyendo S se llegara a valores del promedio del proceso menor que el 10 %, sin que hubiera rechazos, podría implantarse la inspección reducida. Para ello sería necesario que el índice de calidad fuera del orden de 1, o sea:

$$1 = \frac{\overline{X} - L}{S}$$

es decir, si $S = 22$ kg/cm² debería ser $\overline{X} = L + S = 202$ kg/cm² o bien si $\overline{X} = 200$ kg/cm²,

$S = \frac{\overline{X} - L}{Q_L} = \frac{20}{1} = 20$ kg/cm^2· valores que ponen de manifiesto la importancia de la dispersión.

Suponiendo que al cabo de diez controles el promedio del proceso fuera del orden de $P_L = 15$ %, implantaríamos el control reducido, siendo entonces la extensión de la muestra $n = 5$. Vemos, pues, la considerable reducción que es posible conseguir en este caso, en el costo del control.

Se puede obtener todavía más información de lo anterior. Por ejemplo, si en lugar de tomarse el límite de especificación con AQL = 16 %, se redujera éste al 5 % (es decir, si en lugar de definir la resistencia característica por H.A. 61 se definiera según C. E. B.) ¿sería aceptable el lote considerado? En este caso el AQL de trabajo sería 6,5 %, al que corresponde en B-3 una constante de aceptación $M = 13{,}71$; el índice de calidad sería igual que antes, $Q_L = 0{,}909$, y, por tanto, el porcentaje defectuoso estimado, $P_L = 18{,}20$; como $P_L = 18{,}20 > 13{,}71$, resulta que el mismo lote no sería aceptable en esta hipótesis.

Si en el problema considerado se hubiera supuesto que la capacidad de la hormigonera era mayor, por ejemplo 375 l, este solo hecho repercutiría en el tamaño de lote y, por tanto, en el de la muestra. Así el lote tendría de extensión $\frac{30}{0{,}375} = 80$ y la muestra debería ser de extensión $n = 10$ en inspecciones normal y rigurosa, y $n = 4$ en caso de inspección reducida.

Ejemplos, se podrían citar hasta el infinito; todos serían divagaciones sobre el mismo tema. En el anterior hemos estudiado unas cuantas posibilidades en un caso corriente. Los que pudiéramos considerar como extraordinarios también tienen asequible cabida en el método expuesto a un costo normal (por ejemplo, para un lote de extensión $N = 500$ a 800, la extensión de la muestra sería $n = 25$ en los casos de inspección normal y rigurosa, y de $n = 10$ si la inspección fuera reducida. En el mismo supuesto, si se conociera la desviación típica de la población, la extensión de la muestra sería de $n = 15$ en el caso primero y de $n = 7$ en el segundo, operando con un AQL del 6,5 %, mientras que si el AQL fuera el 16 % los valores de n habrían de ser $n = 20$ para inspección normal, mientras que la reducida no tendría cabida).

Con lo dicho hasta aquí creo habrá quedado suficientemente probado el objeto de este trabajo; la posibilidad de aplicar los procedimientos y tablas para inspección por variables para porcentaje defectuoso, al control de la resistencia característica de los hormigones. Como hemos visto, ni su técnica es complicada ni el costo de la inspección más elevado que lo usual en la actualidad, con la contrapartida de que las decisiones que de un control como el preconizado pudieran derivarse, por estar basadas en procedimientos matemáticos y objetivos, dispondrían de una autoridad y peso moral de la que en la actualidad se está, desgraciadamente, muy lejos.

comentarios al decreto 124, de 20 de enero de 1966, sobre fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas

JUAN MARTÍ BUTSEMS, Dr. en derecho

La coincidencia de la reunión de la V Asamblea de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, con la promulgación del reciente Decreto de 20 de enero sobre elementos resistentes para pisos y cubiertas, constituye una invitación al comentario jurídico-económico de tal disposición y de las con la misma relacionadas, máxime dado el carácter minifundista de este ramo.

Basta a este último respecto, recordar los siguientes datos: El Instituto Nacional de Estadística, señalaba, en 1964, la existencia en el ramo de 3.717 empresas, con 31.695 obreros y, por tanto, con una media de 8,5 obreros por empresa.

Según el Plan de Desarrollo 1964-1967, sobre un total, en 1961, de 4.713 empresas, existe un 80 % con menos de 10 obreros; un 12 %, de 11 a 20, y el 8 % restante, con más de 20 obreros.

Estos últimos datos coinciden con los resultantes del censo efectuado por ANDECE, en 1963, entre 4.049 empresas.

Tanto interés como el grado de minifundio, lo tiene el de la importancia económica conjunta, dentro de cada sector de empresas. Admitiendo que a medida que aumente la importancia de la empresa, aumenta también su grado de mecanización, no resulta aventurado afirmar que el 8 % correspondiente a las empresas con más de 20 obreros representa el 40 % del volumen económico total del ramo. Estudios posteriores, menos extensos geográficamente, pero más controlados, confirmaron los mismos porcentajes.

El Decreto afecta a 1.060 empresas, siendo difícil establecer el número de obreros que las mismas ocupan en la prefabricación de elementos resistentes, por cuanto la mayor parte de las mismas se dedican, circunstancialmente o de manera continuada, a otras actividades.

No es menester explicar las causas del minifundio industrial imperante, por ser sobradamente conocidas y la mayoría de ellas comunes a otras varias industrias del ramo de la construcción privada. Con todo, resulta interesante conocer una de las principales de dichas causas que suele pasar desapercibida en la mayoría de los estudios. Según

el Instituto Nacional de Estadística, del estudio realizado en 1964 sobre edificios destinados a viviendas se deduce que el 58,5 % corresponde a la suma de las de 1 y 2 plantas. Ello explica la existencia de un elevado número de suministros de escaso volumen, que fácilmente pueden ser atendidos por empresas de reducido potencial industrial, influyendo, además, la relación humana y de vecindad entre el constructor modesto o maestro albañil y la fábrica local. Si a lo dicho, añadimos la falta de exigencias técnicas que hasta ahora ha imperado, explica lo que en este momento se desea subrayar: 1.º la existencia de un extendido minifundismo; 2.º las principales causas determinantes del mismo, y 3.º la dificultad de que el fraccionamiento tan acusado de la demanda varíe en plazo breve.

En el marco resultante de lo expuesto, situación que con ligeras fluctuaciones ha venido manteniéndose en el transcurso de estos últimos años y no precisamente favorable a un alto nivel de desarrollo, la evolución técnica de la industria de forjados ha venido encaminándose a la implantación en nuestro país de los sistemas del hormigón pretensado, evolución que exige por parte del industrial un mayor rigor en todos los aspectos, del que no siempre ha existido plena conciencia, por desconocimiento, en muchos casos, de lo que se tenía entre manos, y en otros, por un excesivo afán de lucro, enturbiándose una buena disposición general por haber olvidado algunos los más elementales postulados de la calidad, lo que ha conducido a situaciones de irresponsabilidad técnica, dando lugar a una competencia desleal.

La construcción de un elevado porcentaje de viviendas para quienes no han de ser sus definitivos propietarios, ha contribuido a debilitar el tradicional y decisivo autocontrol de la bondad de la construcción en sí y, consecuentemente, la de los materiales empleados. Podría hablarse largo y tendido sobre las causas determinantes de que se incrementara tan extraordinariamente esta clase de edificación, creando la industria de fabricación de pisos para vender, que ha venido desplazando el secular y noble oficio de construir viviendas para el capital privado, siempre atento a canalizar sus inversiones en bienes inmuebles y en busca de una rentabilidad prudente, segura, revalorizable y previsora.

Las Normas para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado, H.P. 1-60, de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, aprobadas definitivamente en marzo de 1960, son magníficas para que el fabricante sepa cómo puede conseguir un producto idóneo. Son normas para enseñar cómo debe fabricarse si se desea lograr una excelente calidad.

La Norma M. V. de Acciones en la Edificación, de 17 de enero de 1963, del Ministerio de la Vivienda, de obligatoria observancia, puede ser considerada como una instrucción para calcular, entre otras, las cargas que habrán de soportar los forjados.

El Decreto 124/1966, de 20 de enero último, fija normas para responsabilizar.

En definitiva: unas indican cómo debe fabricarse bien; otras, las solicitaciones con que deben calcularse los forjados; y las últimas, a quién debe imputarse la culpa, en el caso de fabricarse o calcularse mal.

La última disposición no hubiera sido necesaria, en cuanto a forjados de hormigón pretensado, si las Normas H.P. 1-60 hubiesen tenido carácter obligatorio. Tampoco si

la Norma M. V. 101, de obligado cumplimiento, se hubiera tenido en cuenta por fabricantes, contratistas y facultativos. Muchos las han ignorado y otros han hecho caso omiso de ellas. Sin equivocarse se puede suponer que esto no hubiese ocurrido, si en lugar de fabricar viviendas, tal como se ha dicho, se hubiera devuelto a la iniciativa privada su trascendente función. En este último caso, ni el facultativo actuando con plena libertad profesional, ni el constructor verdaderamente supeditado al director de la obra y al cliente, habrían olvidado que las viguetas, citándolo como uno de los ejemplos, han de corresponder a un momento flector apto para soportar una carga total, mínima, de unos 500 kg/m². Como bien reza un bíblico episodio, no todos podemos echar la primera piedra.

De haber prosperado el Punto Azul, propuesto en abril de 1960 por el entonces Instituto de la Construcción y del Cemento, marca y control de fabricación que se solicitó y defendió cumplimentando los acuerdos del Grupo Sindical de Forjados; de haberse inspeccionado periódicamente las autorizaciones de uso concedidas para la fabricación de forjados; de haberse prohibido la fabricación a pie de obra, por falta de garantías suficientes, y de haberse cumplimentado fielmente la Norma M.V. 101 1962, en cuanto a los forjados se refiere, no cabe duda de que en esta Asamblea podría tratarse con mayor confianza de las soluciones para una rápida rehabilitación del prestigio industrial de la fabricación de viguetas de hormigón pretensado, que se ha discutido incluso en la prensa diaria a resultas de los siniestros ocurridos, dando lugar, entre otras causas, a que la Fiscalía del Tribunal Supremo dictara su Circular de 1 de diciembre de 1965, relativa a la vivienda y construcción, que viene a constituir un toque de atención, que no debe ser olvidado.

Con la política liberalizadora sobre establecimiento de nuevas industrias, aparecen los volúmenes mínimos que han de tener las de prefabricados de hormigón, fijándose en marzo de 1963, para los elementos resistentes, la obligación de cumplir el Decreto de 7 de febrero anterior, que actualiza el régimen de previa autorización de los forjados para su uso en la edificación. Constituye un primer paso acertadísimo de la intervención del Ministerio de Industria en la reestructuración del ramo, señalando exigencias técnicas, en lugar de las de orden económico en general aplicadas para otras actividades industriales.

Como complemento de esta nueva orientación, la Ley de 28 de diciembre de 1963, aprobatoria del Plan de Desarrollo, inicia, también, en virtud de su artículo 26, nuevas directrices sobre normalización y fomento de la calidad, que el Ministerio de Industria, a su vez, comienza con los conglomerantes hidráulicos.

En estas circunstancias, meramente apuntadas y sin entrar en detalles ni comentarios, es promulgado el Decreto de 20 de enero último, que nuestra industria recibe con un aplauso merecido, dada la ansiedad con que era esperado. Importa destacar, que no constituye más que un adelanto de un conjunto de medidas en estudio, a no dudar motivadas por la situación reinante, y con el propósito de conceder posteriomente el distintivo oficial de calidad a las empresas que lo deseen.

Mientras tanto, los Ministerios interesados aspiran a garantizar al usuario las características del material, proyectadas por el industrial y oficialmente aprobadas. Todo ello, desde luego, con la finalidad de una mayor seguridad de los elementos fabricados y una más correcta utilización en las obras, cuya responsabilidad sienten los Ministerios de Vivienda e Industria.

Ciñéndonos a las medidas promulgadas y comparándolas con el régimen anterior,

conviene advertir que el cambio resulta ya profundo en esta primera fase. La mayoría de las obligaciones que se imponen afectan a los fabricantes y unas pocas a los técnicos. Existe un primer grupo de escasa repercusión económica, por no representar casi más que un aumento de actividad administrativa; un segundo grupo, que implica unos evidentes gastos que repercuten en el coste de la producción, y finalmente, un tercer grupo, que entraña francas responsabilidades de orden civil y penal. Con miras a la brevedad se comentará sólo el grupo citado últimamente.

A los fabricantes de forjados se les exige la descripción del sistema y de las características mecánicas de cada uno de los materiales que se emplean y que el fabricante de los elementos resistentes garantiza. Con ello se le enfrenta a sus suministradores, de quienes deberá exigir, a su vez, igual compromiso. Es de aconsejar que así se haga, pues respondiendo el fabricante de forjados, ante su cliente, de la calidad de los materiales empleados, en el caso de reclamación por este concepto podrá repetir contra su suministrador.

El sentido comercial y práctico del fabricante de forjados ha de inducirle, además, a comprobar, en la medida posible, la realidad de lo que a él le garantice el suministrador, como medio más eficiente para evitar posteriores complicaciones de toda índole; y tal comprobación es ineludible si, como puede ocurrir, no obtiene de sus suministradores las seguridades apetecidas.

El fabricante de los elementos resistentes, deberá garantizar las características mecánicas de cada uno de los tipos de elementos suministrados, es decir, de lo por él producido, garantía lógica e indeclinable con arreglo a la ética comercial. De ahí la conveniencia, por parte de las empresas, de realizar ensayos de laboratorio y, naturalmente, de llevar el control sobre el proceso productivo. Hay que confesar que, de un tiempo a esta parte, preocupa más el control de precios de coste que el de la calidad.

Al técnico se le califica como responsable de la fabricación, y al empresario, de los perjuicios que pudieran derivarse por el suministro de elementos de características distintas a las de su designación, según la autorización de uso y, por ello, viene obligado a suministrar a los usuarios fotocopias de las fichas autorizadas por el Ministerio.

El técnico asume, pues, desde este punto de vista, una amplísima responsabilidad, por ser él a quien en realidad le corresponde velar para que sean verdad tanto las garantías, tantas veces citadas, de las características de las materias primas utilizadas, como la de los productos obtenidos, y es de creer que en caso de siniestro, debido a la falsedad, en su persona serán exigidas las responsabilidades de orden penal y civil, y a la empresa, las subsidiarias civiles.

En este supuesto, la responsabilidad atribuida al técnico responsable de la fabricación libera al facultativo director de la obra y al constructor de las que, genéricamente, les atribuye el artículo 1591 del Código Civil, cuya fiel interpretación ha dado origen a innumerables cuestiones litigiosas.

Al fabricante se le asigna responsabilidad por fraude comercial, y en caso de siniestro provocado por el mismo es de presumir que en su persona recaerán directamente, tanto la responsabilidad penal como la civil.

De menor importancia, pero también destacable, es la citada obligación de facilitar al usuario reproducción fotomecánica de las fichas autorizadas por el Ministerio de la Vi-

vienda, del mismo tamaño y sin ninguna alteración, adición o supresión. Es recomendable obtener acuse de recibo, ya sea directamente, ya por incorporación a cualquier documento de formalización del pedido o que cierre el ciclo contractual.

Si se cumple todo cuanto dispone el Decreto de 20 de enero y se parte, como base para el cálculo de los esfuerzos a soportar, de las normas M.V. 101 "Acciones en la edificación", se entiende que ninguna responsabilidad puede imputarse al técnico ni al empresario, principalmente cuando los elementos suministrados responden exactamente a las características especificadas en la correspondiente ficha.

Hay que reconocer que habrá de producirse un encarecimiento en el coste de la fabricación, de mayor importancia cuanto más alejadas se hallen las empresas de los preceptos del referido Decreto. Pero no ha de olvidarse que la contrapartida ha de ser el aumento de calidad en los fabricados, con el consiguiente prestigio para los mismos y para el ramo y un no desdeñable aumento de la seguridad en el empleo de estos productos, extremo éste de enorme importancia en las situaciones de máxima competencia y concurrencia en el mercado con otros sistemas de forjados que puedan cumplir igual finalidad.

Es obligado prestar una mayor atención a la fabricación, como consecuencia de los ensayos que se exigen y de las responsabilidades que se definen. Se está procurando que las exigencias del Decreto sean proporcionales a la importancia de las empresas y, de ser así, su aplicación será de efectos justos y saludables, ya que, aparte la mejora técnica que representa, situará la lucha comercial en el terreno de la lealtad, tanto tiempo deseada.

La inserción en los documentos comerciales y técnicos de la autorización de uso; el cumplimiento del plan de ensayos, cuando proceda; la fidelidad de las instalaciones y del proceso respecto a lo declarado en el proyecto inscrito en el Registro Industrial; la obligada existencia de planos de las estructuras de los forjados de los pisos y cubiertas en los proyectos de edificación, y la exigencia de declarar las modificaciones que puedan producirse en relación con el sistema autorizado; todo ello permite confiar en que podrá evitarse la clandestinidad no mencionada directamente en el Decreto y, en especial, la que tiene lugar en las obras.

La nueva disposición constituye un paso alentador y trascendente para el futuro de nuestra industria y una esperanza también para la de derivados del cemento en general. Puede afectar a la estructura económica del ramo, planteando en este caso, como en tantos otros similares, la conveniencia de una mayor especialización y la de una concentración de las empresas. Para su fructífera aplicación, desarrollo y superación de sus repercusiones, es preciso la máxima cooperación entre el elemento oficial, los técnicos y los hombres de empresa.

Don Pedro García Ormaechea, Presidente del Sindicato Nacional de la Construcción, recogiendo las peticiones que se formularon en ocasión de la Asamblea de fabricantes por él presidida, está efectuando las oportunas gestiones para conseguir que no se produzcan desigualdades injustas dentro de nuestra industria, ni queden barridos, mediante la imposición de gastos que no puedan soportar aisladamente, los industriales modestos que trabajen con el mayor cuidado y elaboren artículos que reúnan las condiciones necesarias, solicitando en definitiva: 1.° que la fabricación de los artículos a pie de obra esté sujeta a los mismos requisitos que se exigen cuando la fabricación se efectúe en taller; 2.° que el técnico responsable no venga obligado a prestar su dedi-

cación absoluta a una sola empresa, y 3.º que se prorrogue, por lo menos hasta el 31 de diciembre del año actual, el cumplimiento de lo dispuesto, para que los industriales que lo deseen puedan agruparse o, en caso contrario, cesar en la industria. Ello permitiría a los que se vean obligados a adoptar la última solución, compensar pagos realizados y poder hacer frente a los que han de realizar por impuestos correspondientes al año en curso.

En cuanto al primer punto, el Decreto no da facilidad especial ni exceptúa expresamente a los que fabriquen en obra, salvo en los casos de pisos y cubiertas proyectados por el arquitecto o el ingeniero de Grado Superior, autores del proyecto de la obra y ejecutados bajo su dirección. En tal caso, la responsabilidad incumbe directamente al facultativo director de la obra. Quien produzca elementos prefabricados para pisos y cubiertas y los elabore en la misma obra, no deja de ser un fabricante que pretende industrializarse, al igual que otro empresario que lo haga en un taller.

En cuanto al segundo punto, relativo al técnico responsable, se ha de suponer, sin temor a equivocarse, que los que han intervenido en la redacción del Decreto son conocedores de las normas H.P. 1-60 de la ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO, y en el caso de querer obligar a que el técnico de grado medio o superior, responsable de la fabricación, estuviera al frente de la producción con carácter de permanencia y plena autoridad, así lo hubieran expresado de manera taxativa y con la misma claridad con que lo expresa el artículo 3.1, apartado 3, de las indicadas normas. Además, a base de la misma interpretación lógica, se puede ser responsable de la fabricación, sin necesidad de estar constantemente al frente de la misma, conforme ocurre con el director facultativo de una obra, que no deja de ser responsable de la misma, aunque no permanezca en ella durante toda la jornada de trabajo.

Una interpretación puramente gramatical permite llegar al mismo resultado, ya que en lugar de utilizarse el verbo "nombrar" se hubiera elegido, entre otros muchos, el más apropiado para no motivar duda ni confusión al respecto.

Todo lo dicho no obsta a la necesidad del técnico.

Ya se ha dicho antes, que lo que se pretende conseguir es, principalmente, una distribución de responsabilidades. Lamentablemente no se habla de las del usuario. En los casos de imprudencias temerarias —por ejemplo: sobrecargas puntuales mayores a las del cálculo; no prever los esfuerzos horizontales; colocar las vigas en posición invertida y otras muchas que todos conocemos—, el primer impacto de responsabilidad lo recibe el fabricante del forjado. Se publica la noticia del accidente, pero no suele ocurrir lo mismo por lo que se refiere al dictamen de los facultativos que intervienen con posterioridad y en el que se precisan las causas que motivaron el siniestro.

Se ha mencionado el artículo 1.591 del Código Civil. Su contenido expresa la igualdad de las responsabilidades por parte del contratista y del arquitecto por la ruina de un edificio, según las causas que lo originen. La sentencia de 20 de enero de 1964 del Tribunal Supremo, emite el siguiente Considerando:

"Que el artículo 1.591 del Código Civil establece la responsabilidad del arquitecto, para caso de ruina sobrevenida antes de los diez años de construido el edificio, solamente en dos casos: cuando la ruina se debiera a vicio del suelo o cuando se debiera a vicio de la dirección, y como en el presente caso, en virtud del dictamen pericial, ha quedado probado que no se debió a ninguno de los dos casos, ya que la dirección del ar-

quitecto no puede llevarse hasta límites absurdos, como sería que tuviera que vigilar la colocación de todos los ladrillos o losetas, ya que esto desborda claramente su misión, que es la alta dirección de la obra y de sus partes esenciales, pero no la de las accesorias, cuya vigilancia queda a cargo del constructor; y como la prueba ha demostrado que el accidente se debió a no estar colocadas unas losetas del modo usual, hecho mínimo al que la más cuidadosa inspección del arquitecto no puede llegar, aunque sí la del constructor, por medio de sus capataces o encargados, es forzoso confirmar la sentencia recurrida, por hallarse dictada con arreglo a derecho."

Es de advertir que, el citado artículo 1.591, denomina como contratista a la persona que construye edificios mediante contrato. Es de elogiar que el Considerando transcrito hable del "constructor". No es de señalar la diferencia, por ser sobradamente conocida y más por los señores Asambleístas. Todos estamos expuestos a errores de lamentables consecuencias. El constructor verdadero, el que lo es profesionalmente, incurre en ellos con menos frecuencia. Las improvisaciones amparadas en circunstancias favorables o excepcionales, no suelen dar buenos resultados cuando falta la experiencia que se consigue con la práctica.

Queda el último extremo. El de la prórroga del plazo señalado en la primera de las disposiciones transitorias del Decreto. Es necesaria la prórroga solicitada para poder adaptarse, sin precipitación, a las nuevas normas, para estudiar y conseguir que puedan agruparse y especializarse los industriales que así lo deseen. Nadie pretende que pueda servir para que algunos industriales del ramo, compañeros nuestros, dejen de serlo. Todos venimos obligados a impedirlo. Hay que ofrecer la entusiasta colaboración en defensa de tan noble causa.

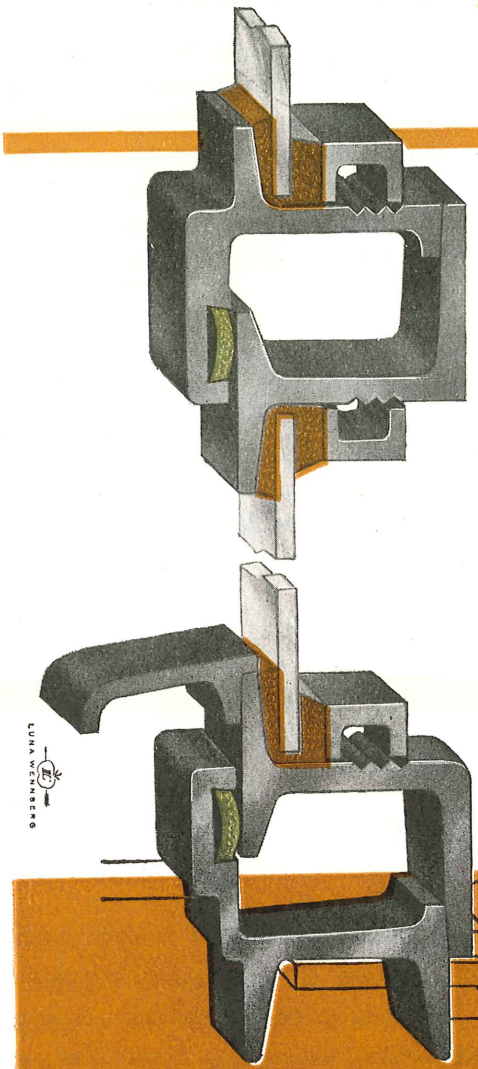
NUEVA SERIE DE PUBLICACIONES DEL I. E. T. c. c.

Se ha comenzado a publicar la nueva serie "CUADERNOS DE INVESTIGACION", especialmente destinada a Laboratorios y Centros de Investigación análogos. Estos cuadernos, de presentación modesta, contendrán la versión española y traducida a un idioma de algún tema de trabajo del Instituto, refiriéndose a resultados parciales o totales del mismo.

Al término de cada investigación, y si el tema lo merece por tratarse de asuntos de aplicación inmediata, los resultados obtenidos serán objeto de publicación ordinaria, en la forma de Monografía, Manual, Norma, etc., según corresponda.

El objeto de los "Cuadernos de Investigación" es, por tanto, mantener informados y al día a Centros de todo el mundo relacionados con la construcción. Por ello, la distribución de los Cuadernos se realizará con carácter gratuito y no a título personal, sino entre los Organismos que puedan resultar interesados.

¡EVITE COMPLICACIONES!



Utilice carpintería metálica con perfiles estancos, solo así evitará la entrada de aire y agua a través de sus puertas y ventanas.

Los perfiles de acero laminado, calibrados y con junta de goma sintética de **"LAMINOIRS DE LONGTAIN"** son los únicos que le solucionarán con seguridad este problema.

Pida presupuesto sin compromiso alguno a:

CERRAJERIA FOLCRÁ, S.A.
c/. de La Línea Eléctrica, s/n. - Tel. 231 72 01
ESPLUGAS DE LLOBREGAT - BARCELONA

Estamos en condiciones de ofrecerle una calidad óptima a un precio muy asequible.



591-8-4

viguetas pretensadas

MANUEL DE LA TORRE Y ROUSSEAU
Dr. Ingeniero Industrial

SU PASADO, PRESENTE Y FUTURO

Cuando en octubre de 1950 y, organizadas por la FÉDÉRATION INTERNATIONALE DE LA PRÉCONTRAINTE, se celebran en París las primeras Jornadas del Pretensado, Jornadas, a las que, con la Asociación Española, asistimos unos cuantos técnicos bajo la tutela de nuestro inolvidable D. Eduardo Torroja, sólo existen en España dos Empresas de Viguetas en esta especialidad: Una, fabrica principalmente piezas en T invertida bajo concesión de patentes francesas y, la otra, fabricando viguetas en doble T, emplea por primera vez en nuestro país patentes y procedimientos nacionales.

Cuando los técnicos y constructores ven asomando por las testas minúsculas armaduras con diámetros de 2 ó 3 mm, se asombran y dudan de que aquello pueda resistir. Hay quien pregunta cómo es posible, con tan escasas secciones, lograr las resistencias ofrecidas, y hay quien no cree (hablo, como es lógico, con carácter general) que la elasticidad del hormigón pretensado llegue hasta donde se dice y que esta técnica pueda desplazar al clásico y conocido hormigón armado. El flexímetro, en atrevidas pruebas, se encarga de convencer a los incrédulos, demostrando que, esta afirmación, es una realidad.

No os extrañéis. El hormigón pretensado no se ha empleado casi en España y, nuestras Escuelas Técnicas (sigo hablando con carácter general), se han preocupado poco de esta especialidad, así que, los que hemos pasado por las mismas, o bien no lo hemos estudiado a fondo o bien lo hemos relegado al olvido como cosa de poca aplicación. Al año siguiente, en septiembre de 1951, acudimos a Gante, donde la Asociación de Ingenieros de sus Escuelas Especiales organiza un denominado Congreso Internacional de Hormigón Pretensado, pero en el que, todavía, no tiene intervención alguna la F. I. P.

Por fin, en octubre de 1953, dicha Federación celebra en Londres su I Congreso Internacional al que volvemos a concurrir, como no, acompañados y presididos por el Profesor Torroja, a quien, al volver a nombrar, dedico un emocionado y profundo recuerdo. En dicho momento, en España siguen funcionando, tan sólo, las dos fábricas de viguetas de hormigón pretensado a que antes me he referido.

Hoy, según datos del Sindicato de la Construcción, Vidrio y Cerámica, hay registradas cerca de 200 fábricas de viguetas pretensadas; según otros, facilitados extraoficialmente por la Asociación Técnica de Derivados del Cemento, de Barcelona, existen 207; en las listas de Evaluación Global del Ministerio de Hacienda de 1964 aparecen 298 fábricas de viguetas y 1.479 instalaciones, en total, de derivados del cemento (la mayor parte, probablemente, con fabricación de viguetas). Teniendo en cuenta que el Sindicato fija en 500 las fábricas de viguetas armadas, resulta un total de 700 entre armadas y pretensadas; pero hay quien asegura —y yo lo creo— que la cifra es de unas 1.400, e incluso ha llegado a mis oídos —por conducto bastante autorizado— que entre fábricas legalizadas y otras más o menos clandestinas (contando viguetas y cubiertas) la cifra se eleva al orden de las 2.000 instalaciones en funcionamiento.

Fábrica más, fábrica menos, ya que no he podido obtener datos exactos, lo que sí salta a la vista es que aquí no nos paramos en barras. Y lo mismo que (por poner un ejemplo) las Cafeterías tuvieron su momento y en cuanto aparecía una en un barrio se instalaban dos en cada calle, con copia incluso de la decoración, nuestros fabricantes, verdaderos adelantados del Plan de Desarrollo, se propusieron que cada pueblo tuviera su "fabriquita" y ahí están, siendo gobernadas a veces por animosos labradores que han invertido en ellas el producto de sus yuntas, inactivas como consecuencia de la crisis del campo. Y no se crea que lo digo a humo de pajas; pues si la más elemental discreción no me lo impidiera, podría facilitar casos y nombres.

A la vista de los datos anteriores, no cabe dudar que el hormigón pretensado se ha hecho profundamente popular. Se ve que han desaparecido las dudas iniciales de nuestros técnicos, y por ello, hasta el presente, lanzándose a fondo, cualquier aficionado a la construcción habla del mismo como de cosa familiar y fabrica casi, casi, lo que le viene en gana. (No hará falta aclarar que sigo hablando de la vigueta.)

Lo que para Freyssinet y Magnel constituyó el esfuerzo de toda una vida, para nosotros se ha convertido alegremente en un buen negocio.

En las condiciones de fabricación que acabo de exponer, es lógico que la vigueta pretensada haya tenido y siga teniendo detractores y enemigos e, incluso, que haya habido rachas y zonas en las que los arquitectos se han opuesto casi sistemáticamente a utilizarlas en sus obras. Siendo perfectamente explicable dicha actitud, no hay, sin embargo, nada más injusto que este trato, pues una vigueta de hormigón pretensado bien fabricada y utilizada correctamente puede reunir, al mismo tiempo, todas las ventajas del hormigón y del perfil metálico, permitiendo sobrecargas y solicitaciones que, en hormigón armado, resultarían de todo punto imposibles.

¿Dónde está, pues, el problema para la vigueta de hormigón pretensado?

Evidentemente en su fabricación, que debe reunir todas las garantías necesarias y, después, en su correcta utilización. Esta, debe suponerse automática para aquellas obras que tengan adecuada Dirección Facultativa; pero habrá de suplirse por el fabricante, con su vigilancia y control posterior, en los numerosísimos casos de obras en zonas rurales y a veces urbanas, en las que no existe, si acaso, más que un maestro albañil de buena voluntad. He comprobado casos, en que piezas de fabricación en serie eran colocadas en pueblos por los propios habitantes de las viviendas, empleándolas en pajares y graneros, donde deberían soportar sobrecargas cinco y seis veces superiores a

las correspondientes a su carga de trabajo. Viguetas (muchísimas) colocadas invertidas, no obstante del letrero "cabeza superior", y otras cortadas por cualquier sitio, a pesar de llevar armaduras especiales de empotramiento.

No se crea, por otra parte, que esta despreocupación o descuido es privativa del cliente rural que emplea la vigueta por su cuenta, pues puedo referir, anecdóticamente, el caso de un amigo mío, Titulado Superior, que, confiando en su buena calidad, estaba empeñado en colocar ciertas viguetas en el granero de una finca de su propiedad; y cuando tuve que convencerle de que no eran piezas apropiadas para dicho uso y del peligro que su empeño suponía, al preguntarle sobre qué habitación de la casa se hallaba situado dicho granero, me confesó que estaba sobre su propia alcoba (y por supuesto, también sobre la de su mujer y sus hijos, ya que este amigo está casado y bien avenido).

Prescindiendo, pues, de la colocación en obra, ya que como acabo de indicar debe suponerse correcta, nos ceñiremos a su fabricación, como base de los problemas actuales para esta clase de viguetas.

Debemos reconocer que, hasta el presente, ha existido una verdadera anarquía, no sólo en la fabricación de estas piezas, sino también en la forma de concebir, proyectar e instalar los talleres correspondientes.

Una sencilla Memoria —firmada por cualquier técnico—, y unas pruebas en banco eran suficientes para extender el certificado de utilización, sin más exigencias ni comprobaciones posteriores. En tales condiciones, sin obligación de técnicos titulados y responsables al frente de la fábrica, ni laboratorios, etc., el negocio era tentador, ya que, en plan de artesanía, sin gastos generales ni plantilla de personal, cualquier fabriquita soltaba al día 100 ó 200 m. l de vigueta que, a diez o quince pesetas de margen por m. l (pongo por ejemplo y en esas condiciones se entiende), suponía un bonito beneficio, tanto más saneado cuanto más modesta fuera su ubicación y pretensiones.

Para dar idea de esta modestia e irresponsabilidad de la mayor parte de las instalaciones actuales que, en cualquier otro sitio, no se hubieran concebido más que a base de unos mínimos de inversión, capacidad y garantías, voy a ofreceros los siguientes datos, sacados de un conjunto de 800 fábricas:

Instalaciones con más de 500 obreros	0		
" " 100 a 500 "	4	0,50	%
" " 51 a 100 "	11	1,40	%
" " 26 a 50 "	30	3,75	%
" " 6 a 25 "	250	31,35	%
" " 1 a 5 "	505	63,—	%
TOTAL.....	800	100,—	%

Como se ve, un 94 por 100 de las fábricas de viguetas tienen menos de 25 obreros, y un 63 por 100, tan sólo entre uno y cinco; cifras tan elocuentes que me eximen de mayor comentario.

Quiero advertir que, al no tener una fuente oficial de información, las cifras que ofrezco, tanto éstas como las anteriores, las he obtenido y me han sido facilitadas por diversos conductos; tal vez con más buena voluntad que precisión por lo que, cualquier error demostrable, será rectificado por mí gustosamente.

Ahora bien, ¿quién tiene la culpa de que este estado de cosas haya llegado a tal extremo?

Sin profundizar en las enormes lagunas que hasta la fecha han existido en las disposiciones oficiales relativas a la instalación y funcionamiento de esta clase de industrias, el verdadero culpable ha sido el USUARIO que, en general, ha buscado economía antes que calidad. Si se trataba de obras oficiales, las bajas exageradas, hasta de un 30 y un 40 por 100 a veces, obligaban a los contratistas a una lucha de precios casi siempre reñida con la calidad de los productos; y si eran obras particulares, la indulgencia de algunas Direcciones Facultativas, ante las presiones de la propiedad, canalizaba las operaciones de compra hacia fabricantes BARATOS, que nunca podían ser aquellos que con sus costosas instalaciones y elevados gastos generales, producían, de entrada, a costos ya superiores a los precios de venta de estos artesanos. (Incluido, por supuesto, en este precio de venta, un saneado margen comercial.) Un conocido profesor e ingeniero, que siento no se encuentre entre nosotros, pues es buen amigo de todos, me asegura que en Barcelona, ha llegado a preguntarse en una fábrica si no tenían "VIGUETAS PARA POBRES".

Para luchar con tal estado de cosas se hicieron muchas tentativas. El año 1960, la Asociación Española del Hormigón Pretensado redactó y editó unas Normas para la fabricación de viguetas de esta especialidad. Normas que hubieran constituido un verdadero tratado del "Bien Hacer", de haber llegado a cumplirse y que, ahora, aparecen bastante reflejadas y recogidas en un reciente Decreto al que luego me referiré.

La Asociación Técnica de Derivados del Cemento, de Barcelona, y a través de ella numerosos fabricantes agrupados en la misma, han pretendido insistentemente la creación de una Marca de Calidad que distinguiera y garantizara determinadas fabricaciones, sin conseguir hasta la fecha —según mis noticias— que dicha Marca sea autorizada.

El Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento también ha estudiado, en repetidas ocasiones, la implantación de una Marca de Calidad, que llamaría "PUNTO AZUL", para señalar determinadas viguetas, empleando con este fin equipos móviles de control desplazables a las fábricas, capaces de comprobar, en las mismas, las piezas fabricadas. También este "PUNTO AZUL", según tengo entendido, se halla en suspenso.

Por último, con fecha 31 de enero de 1966 ha aparecido, en el *B. O. del E.*, un Decreto sobre fabricación y empleo de elementos resistentes para pisos y cubiertas. Decreto en

el que, con carácter general, se dictan normas en las que caen de lleno los problemas apuntados para las viguetas de hormigón pretensado. Ello abre grandes esperanzas a dicha técnica, siempre que su cumplimiento logre encajar a los fabricantes dentro de la disciplina que, para una mínima garantía, es imprescindible.

Antes de entrar en el estudio de este Decreto, quiero citar algunos ejemplos demostrativos de que los problemas acuciantes son de fabricación más que de empleo en obra, pues la utilización es más fácilmente controlable y, como ya he dicho, salvo casos muy especiales, suele ser correcta.

En la fabricación, intervienen factores que a veces pasan desapercibidos para aquellos que no estén profundamente dedicados a esta técnica o que no tengan conocimientos suficientemente amplios de la misma. Las TENSIONES de las armaduras por ejemplo, no son siempre todo lo cuidadas que sería necesario, pensando que dentro de ciertos márgenes no tiene importancia un determinado porcentaje en más o menos, y por ello, además de emplearse con frecuencia aparatos poco precisos para tesar, procuran, en general, los equipos de tesado, "QUEDARSE CORTOS", ya que lo único que preocupa es no sobrepasar el límite elástico del acero. En este caso, si la tensión no llega a su medida (caso muy frecuente, como antes digo, por miedo a producir deformaciones plásticas en las armaduras), las viguetas, ante cualquier solicitación o sobrecarga, e incluso en las pruebas, se fisuran fácilmente; circunstancia esta de importancia relativa en forjados a cubierto, pero de consecuencias que pueden revestir carácter de extrema gravedad si estas piezas están colocadas en terrazas, cubiertas o ambientes húmedos. En tal caso, la permeabilidad del material a través de sus fisuraciones permite que las humedades lleguen hasta dichas armaduras que, en forma lenta y continuada, van siendo atacadas por las mismas produciendo oxidaciones. Estas oxidaciones corroen el material reduciendo su sección y, debilitando su resistencia, llega un momento en que uno solo de los alambres, el más débil o el más atacado, salta y se rompe dejando de actuar como elemento resistente. Si analizamos después su rotura, veremos que las puntas aparecen totalmente cónicas y en forma casi de alfileres, manifestado claramente el punto cero o de rotura.

Este alambre desaparecido, que ya ha dejado de actuar, sobrecarga automáticamente a los restantes y, como consecuencia, éstos van aproximándose lentamente al límite de rotura. Las fisuras siguen existiendo y manifestándose con mayor o menor amplitud, continuada o alternativamente según las sobrecargas; las humedades siguen también atacando, hasta que otro alambre cualquiera, seguramente el más próximo a las mismas, es la nueva víctima que, al desaparecer, vuelve asimismo a sobrecargar a aquellos que queden. De esta forma, paulatina y continuadamente, las armaduras restantes, que aún se mantienen en tensión, por exceso de carga, llegan a sobrepasar su límite elástico, sobreviniendo deformaciones plásticas en los aceros y convirtiendo a éstos en armaduras inertes. Por último, sobreviene en forma inevitable la rotura de la pieza que, generalmente, arrastra a las contiguas, produciendo el hundimiento de todo o parte del forjado.

El proceso que acabo de explicaros puede ser lento, muy lento, pues he podido comprobar algún caso en que la ruina se ha producido a los diez años de estar las piezas colocadas en la terraza de un edificio y, lo que es peor, no avisa, ya que, al estar las

viguetas envueltas por los materiales componentes del forjado, resulta imposible apreciar sus condiciones que, confiadamente, se consideran normales. Esto, evidentemente, constituye un caso de excepción, pero real, al margen de las otras muchas ventajas de las fisuraciones iniciales, distantes del punto de rotura, cualidad inherente del hormigón pretensado, que más de una vez ha hecho exclamar jocosamente a mi buen y querido amigo el Ingeniero Páez Balaca, que iba a proponer se constituyera la "ASOCIACION DE AMIGOS DE LAS FISURAS".

Veréis, por lo expuesto, la importancia que en una fábrica de viguetas de esta especialidad tiene el TESADO de las armaduras y, sin el menor espíritu de crítica, sino tan sólo a título de opinión sincera, yo os pregunto si creéis posible que en las 505 fábricas que aparecen con menos de cinco operarios, el control de este tesado cubra el mínimo de garantías necesario.

Este mismo caso que acabo de exponeros puede producirse, exactamente igual, y no por falta de tensión, sino por mala utilización o exceso de sobrecargas en el forjado. El ejemplo, citado anteriormente, de la terraza de un chalet que produjo accidente a los diez años de estar edificado, corresponde a una obra con piezas correctamente fabricadas, pero utilizadas defectuosamente, ya que en dicha terraza habían construido un depósito de combustible que ocasionaba, a veces, sobrecargas enormes y, lo que es peor, sobrecargas dinámicas al volcar el carbón; solicitaciones ambas para las que no estaba preparado, como es lógico, dicho forjado.

La pérdida de tensión antes aludida, puede producirse también en piezas pequeñas de hormigón pretensado (caso de viguetas), por corte prematuro de las armaduras ya que, al no existir anclajes, la tensión de las mismas se confía exclusivamente a su adherencia con el hormigón. En este caso, si se ha fabricado con cemento portland y no se emplea curado artificial, el endurecimiento y fraguado de los hormigones depende de la temperatura y estado higrométrico del ambiente, lo que produce grandes oscilaciones en los ciclos de corte necesarios, no siempre fáciles de determinar y, muchas veces, como consecuencia, deslizamientos y pérdidas de tensión en las armaduras. Esto se evita bastante empleando alambres grafilados, los cuales se fabrican hoy de extraordinaria calidad y resultados.

A veces, y ante lo costoso de las instalaciones, el fabricante también suele recurrir al empleo del CEMENTO FUNDIDO, para, con un mínimo de moldes y apoyándose en el corte diario de las tiras, lograr una fabricación que cubra sus necesidades tanto económicas como de mercado. El cemento fundido, aunque siempre peligroso, bien utilizado es un material que puede ofrecer las mismas garantías que cualquier cemento portland normal; pero todos sabemos el riesgo que implica su manejo y los cuidados que exige, sobre todo durante las primeras veinticuatro horas, por la elevada temperatura que produce su reacción. Si no se ha cuidado el riego de las piezas y no se han cumplido todos los requisitos necesarios para esta clase de cemento, lo más probable es que los hormigones, aunque presenten apariencia normal y las piezas den prueba satisfactoria, inicialmente, en el banco de ensayo, al cabo del tiempo sufran una regresión con pérdida total o parcial de resistencia; regresión de la que tan hábil y elocuentemente nos expuso sus causas el Sr. Calleja, en la Asamblea del Hormigón Pre-

tensado que se celebró en Barcelona. También esto es a plazo largo, que puede ser de años, y se manifiesta principalmente en ambientes húmedos, como en el caso anterior.

Los dos ejemplos expuestos demuestran que la técnica del hormigón pretensado es altamente delicada; que es una técnica para especialistas, y que de la misma sólo caben elogios, si en su utilización se cumplen los requisitos necesarios; pero que puede ofrecer graves peligros y fatales consecuencias, si al aplicarla no se tiene todo el escrúpulo que su delicadeza requiere.

El tiempo se acaba y no puedo extenderme más en otras consideraciones que quisiera exponeros. Como resumen, si el Decreto de 31 de enero se lleva a la práctica con toda la amplitud que su contenido ofrece, y la vigilancia e inspección continuada de los talleres es eficaz y se realiza por técnicos de la administración expertos en esta materia, capaces de comprender la gran responsabilidad que su misión lleva implícita, renacerá la confianza entre los usuarios de la vigueta de hormigón pretensado, aun cuando para ello sea necesaria la desaparición de muchos talleres artesanos que, con mejor voluntad que acierto, fueron instalados indebidamente.

A este respecto me permito llamar respetuosa, pero insistentemente, la atención de nuestros Organismos oficiales, en lo que al cumplimiento del Decreto se refiere, ya que, el mismo, requerirá bastante energía y acertado enfoque por parte del Departamento encargado de hacerlo cumplir, lesionando, tal vez, intereses aislados que harán espinosa y difícil su misión.

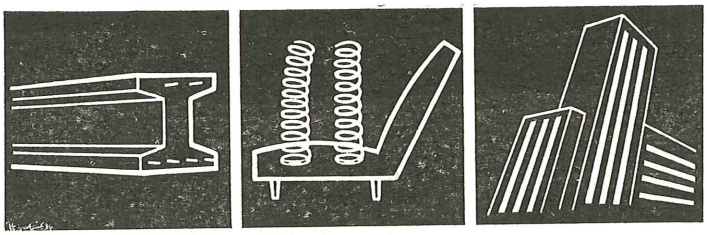
Ojalá las dos mil fábricas que, según se estima, existen de esta especialidad, pongan los medios y sean capaces de encajar en la disciplina de dicho Decreto y, ojalá también, a la vez, un floreciente Mercado permita absorber todo cuanto se fabrique, puesto que no deseamos más que la mayor expansión en la técnica del pretensado y que de la misma, se beneficien todos cuantos puedan. Sólo pedimos, eso sí, que se obligue a fabricar con responsabilidad.

Y mucho cuidado con los técnicos jefes de fábrica que el Decreto exige, pues ya se intenta "en obsequio a las pequeñas Empresas" (textual), conseguir que uno solo pueda servir y responsabilizarse de varios talleres a la vez. Creo será preferible "obsequiar" al usuario que, en definitiva, es quien paga las consecuencias.

En cualquier caso, los que queden, para condiciones análogas de calidad, producirán a costos parecidos y la competencia del Mercado será lícita y normal. El resto, es decir, los talleres que no estén en condiciones de adaptarse al nuevo sistema, tendrán que desaparecer sin derecho a protesta, ya que aquí sí que encaja bien la conocida frase de aquel popular y legendario madrileño del siglo pasado, cuyo nombre sobradamente conocido no hace al caso, al serle comunicada su pena de muerte: "Encuentro la sentencia muy justa, aunque algo tardía".



¿Es Vd. comprador de ALAMBRE DE ACERO?



ELIJA VD. EL QUE REUNA LOS MAS ELEVADOS INDICES DE RESISTENCIA A LA

- **TORSION**
- **FLEXION Y**
- **TRACCION**

Estas son las principales propiedades del

ALAMBRE DE ACERO

que le ofrece

INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE ACERO DE LA MAXIMA GARANTIA PARA

- ▶ VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO
- ▶ INDUSTRIAS DE MUELLES

Una fabricación "AD HOC" para unas necesidades concretas

INDUSTRIAS GALYCAS

ALAMBRES DE HIERRO Y ACERO

RIBERA DE DEUSTO, 1 (Camino de la Paz) TELEFONO, 350680 - BILBAO
PORTAL DE GAMARRA, 48 (Zona Industrial) TELEFONO, 5903 - VITORIA

SOLICITE MAS AMPLIA INFORMACION

VILA

las normas HP-1-60

AGUSTIN YUS, Aparejador

El Decreto de la Presidencia, núm. 124, de 20 de enero del año actual, expone, en su preámbulo, fundamentalmente "*la absoluta necesidad de establecer un control riguroso, para garantizar la calidad de la fabricación de los elementos resistentes para pisos y cubiertas*".

La Dirección General de Arquitectura, en 1.º de mayo de 1942, estableció la obligación de que los forjados de pisos a emplear en la construcción se autorizasen previamente por dicha Dirección General, entonces dependiente del Ministerio de la Gobernación, presentando una Memoria con las características técnicas que, aprobadas provisionalmente en tanto se efectuaban pruebas sobre los elementos resistentes de estos forjados, pasaban a la aprobación definitiva del sistema o procedimiento de ejecución, una vez comprobadas las características resistentes definidas en la Memoria.

Desde entonces y hasta la fecha, se han dictado varias Ordenes y Normas por el Ministerio de la Vivienda sobre este particular, y también otras sobre "*acciones en la edificación*".

Con este Decreto de la Presidencia a que nos referimos anteriormente, se pretende dar una orientación definitiva, para mayor garantía de los elementos resistentes y para su más correcta utilización en las Obras, ya que como sigue diciendo su preámbulo: "*La fuerte expansión de la construcción y la responsabilidad sentida por los Ministerios más estrechamente relacionados con este problema han aconsejado un conjunto de medidas necesarias, y que se establezcan unas normas que puedan ayudar, en forma importante, a garantizar las características proyectadas y oficialmente aprobadas de los elementos resistentes para pisos y cubiertas producidos por la industria nacional*".

Este preámbulo evidencia la preocupación que se siente actualmente por la seguridad de los forjados, que llega a manifestarse en forma oficial. Sin embargo, esta inquietud y preocupación se sentía, desde hace tiempo, en el empleo de toda clase de forjados, ya fuesen de viguetas de hormigón armado, de viguetas cerámicas (sobre todo las fabricadas a pie de obra), o de viguetas de hormigón pretensado. Estos últimos, desde su aparición, dan el mayor porcentaje de empleo en las construcciones de pisos, con notoria ventaja sobre los que le siguen, los de cerámica armada.

Los fracasos registrados por la defectuosa fabricación, consecuencia de la falta de conocimientos y preparación de muchos fabricantes, llevaban la intranquilidad a las Oficinas de Estudios y Proyectos Técnicos y temiendo, con razón, que ésta pudiera extenderse a la aplicación en general en España, de esta técnica del hormigón pretensado, que bien aplicada, tan magníficas realizaciones produce, como estamos viendo en estos días de la celebración de esta V Asamblea del Hormigón Pretensado, en Bilbao, la Asociación Española del Hormigón Pretensado, adscrita al Instituto Eduardo Torroja, decidió el estudio y publicación de unas "*normas para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado*".

Para este cometido se reunieron técnicos de la construcción, de la mayor solvencia y especialistas en hormigón pretensado; fabricantes de este material, y expertos en la construcción de obras, formándose varias comisiones para el estudio de los distintos apartados, precisos para la orientación y guía de los fabricantes de este material.

Los resultados de estos trabajos preparatorios se llevaron, a discusión y aprobación, a la IV Asamblea de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, celebrada en diciembre de 1959, en Barcelona.

Esta Asamblea, en la que la mayor parte de los trabajos trataron del estudio de estas Normas, se caracterizó por las numerosas intervenciones de fabricantes de todo el país, que aportaron informes de interés sobre su fabricación, y en ella se discutieron y revisaron, uno por uno, todos los apartados y artículos originales de las Normas. Recogidas todas las sugerencias interesantes e incorporadas al primer proyecto de articulado, la ya citada Asociación Española del Hormigón Pretensado, del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, se ocupó de la definitiva ordenación y publicación de estas Normas.

Estas Normas de Fabricación son de extrema claridad y de tal utilidad que sirven perfectamente de texto para una perfecta fabricación. No se ha olvidado ningún dato interesante. Se estudian las características que debe poseer cada uno de los materiales utilizados y la comprobación de su calidad. En el proceso de fabricación, y para cada operación, se determina la forma correcta de realizarla. Se especifican las condiciones que deben reunir las armaduras, la forma de efectuar su tesado y cómo debe medirse; los tipos de ensayo imprescindibles y aparatos de laboratorio precisos para todas las comprobaciones de las características de los materiales; las pruebas finales de los elementos fabricados, antes de su entrega a las obras, para garantizar la calidad y seguridad de su empleo.

Estas Normas no son impositivas, puesto que no es ésta la misión de la Asociación Española del Hormigón Pretensado, sino que se publicaron para dar unas directrices muy concretas para fabricar bien, unificando criterios, y definir así cómo han de fabricarse las viguetas de hormigón pretensado para su racional comportamiento en las obras.

Faltaba una Orden Oficial que obligase, aunque indirectamente, a fabricar bien, es decir, a tener en cuenta la calidad precisa y la garantía de lo que se fabrica, para la seguridad de su empleo en las obras. Esta disposición se ha concretado en el Decreto de la Presidencia del 20 de enero del actual, al que hemos aludido al principio.

Este Decreto no se refiere solamente a las viguetas de hormigón pretensado, sino que es extensivo a toda clase de forjados, entre los que están incluidos los construidos con estas viguetas. No normaliza la forma de efectuar la fabricación de unos u otros, sino

que se atiene únicamente a los resultados. Y, sobre todo, obliga a que se cumpla lo que autoricen los Ministerios de la Vivienda e Industria. Se confía en que, si en la solicitud de *autorización de uso* se determinan unas formas, una resistencia y una calidad, una vez autorizada esta solicitud, se produzcan estas formas, se cumplan estas resistencias y se garantice esta calidad.

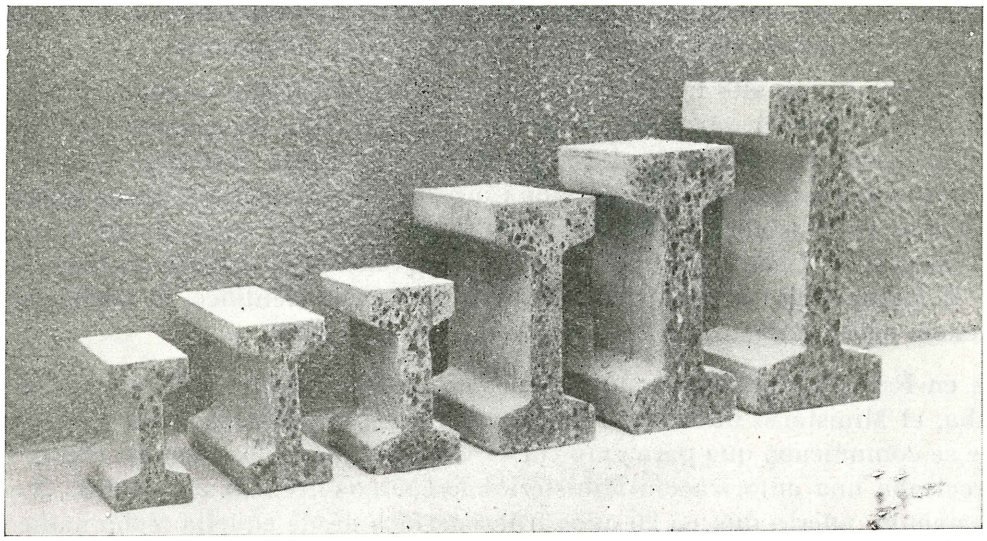


Fig. 1.—Diversos tipos de viguetas pretensadas, de un mismo modelo (desde 18 a 50 cm de canto).

La técnica actual del hormigón armado y pretensado no tiene ninguna dificultad en cumplir estos objetivos ampliamente y con toda garantía de seguridad. Una buena dirección, junto con unas correctas instalaciones de fabricación, pueden producir calidades excelentes en estos materiales. La existencia de Normas Oficiales para el hormigón armado, las Normas indicadas para el hormigón pretensado y las Disposiciones sobre fabricación y calidad de ladrillos y arcilla cocida, nos llevan de la mano para producir, con toda garantía, los elementos resistentes para los forjados construidos con cualquiera de estos materiales.

El Ministerio de la Vivienda dicta sus Disposiciones para que se cumpla lo que se le ofrece y autoriza; pero exige calidad y seguridad, lo cual no puede hacerse sino fabricando bien y conscientemente. No se puede estar al albur de una mixtificación de materiales, ni de una técnica o modo de hacer creado por la rutina o por una tradición que puede ser equivocada.

Cada día es más necesario poseer conocimientos para los ensayos, y su interpretación, sobre los materiales utilizados. Los Centros de Investigación hallan características en los materiales que los mejoran constantemente. Los materiales precisan un análisis constante de sus componentes y comprobar que poseen la calidad necesaria para su empleo.

El cemento ya no escasea; no se admite, sin más, que su calidad es la que describen los folletos de las fábricas. En la actualidad está normalizado en cuanto a su resistencia; y aún así, se debe controlar por medio de ensayos realizados en la fábrica de forjados, al emplearlo, admitiendo únicamente los que den los resultados previstos y garanticen la calidad de los productos con ellos fabricados, no sólo de inmediato, sino a lo largo del tiempo. A este respecto, las Normas de Fabricación de Viguetas de Hormigón Pre-

tensado a que nos venimos refiriendo definen claramente, en su primer artículo, que son de aplicación "*para las viguetas de hormigón pretensado fabricadas con cemento portland*"; en el apartado correspondiente a *cementos,* indica clases, resistencias y empleo, pero siempre para este conglomerante, y no otro.

Conseguir la rapidez del fraguado y endurecimiento del hormigón de las viguetas y la posibilidad de entregar éstas en obra a las pocas fechas de su fabricación, empleando adiciones de cloruro en el cemento portland, o empleando como conglomerante el cemento aluminoso o fundido, debe desecharse totalmente.

Sobre este tema, de tan alto interés, que parece haberse querido soslayar tantas veces como se ha pretendido tratar, y con respecto al último tipo de cemento indicado, recomiendo la lectura de la Monografía núm. 239 del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, del Profesor Lafuma, director del Centro de Estudios de la Industria de los Conglomerantes Hidráulicos de París, así como la del texto de la Conferencia del Dr. Calleja Carrete en la IV Asamblea de la AEHP, en Barcelona. El Profesor H. Lafuma en su trabajo expone, con todo rigor científico, la posible pérdida de resistencia del hormigón fabricado con cemento aluminoso.

Dice que en Francia, en 1943, a causa de los accidentes que el empleo de este cemento ocasionaba, el Ministerio de Obras Públicas dictó una circular, que cita en su trabajo, en la que se comunicaba que para emplear el cemento aluminoso en las Obras Oficiales se precisaba una autorización Ministerial, lo cual, de hecho, ha prohibido el empleo de este cemento, puesto que en 20 años transcurridos desde aquella fecha nadie ha solicitado tal autorización.

A continuación, cita experiencias de una fábrica francesa de este cemento, en donde se dan una serie de medidas y precauciones para su empleo y condiciones para su aplicación. Sigue diciendo que, posteriormente, en Alemania, por unos accidentes ocurridos —y leemos textualmente en la citada Monografía—: "la gran prensa alemana ha subrayado estos incidentes que han despertado emoción e inquietud y movido a la Administración a prohibir el empleo del cemento aluminoso en el hormigón pretensado".

El Doctor Calleja Carrete, en su citada conferencia en la IV Asamblea del Hormigón Pretensado, en Barcelona, explicaba las causas de la posible "regresión" de este conglomerante; y en su conferencia magistral del curso Cemco 66, en el Instituto Eduardo Torroja, sobre corrosión de armaduras, hace hincapié en el peligro que supone para éstas el cloruro cálcico añadido para la aceleración del fraguado. Las Normas de viguetas, por su parte, habían ya prohibido toda clase de acelerantes, en particular los compuestos de cloruro.

Pero no sólo es el cemento lo que debe ensayarse en el laboratorio de fábrica. Para el acero debe asimismo comprobarse si la calidad es la solicitada.

La siderurgia nacional produce excelente acero para las armaduras de hormigón armado, de la resistencia pedida, con entalladuras, grafilados y protuberancias para mejora de la adherencia. Lo mismo ocurre con los alambres y cables de acero de alto límite elástico y resistencia para hormigón pretensado. Pero aun con la confianza de estos suministros, y sobre todo, en el hormigón pretensado, hay que tomar precauciones asegurándose de que la resistencia pedida y el alargamiento bajo tensión son los correctos, que los alambres grafilados, o no, no aparecen engrasados o con películas adheridas de grasas o jaboncillos quemados por el paso a través de las hileras de trefilado.

Los ensayos en los que hemos de extremar nuestra atención son los de áridos y, posteriormente, del hormigón con ellos fabricado. Ya dijimos el otro día que el hormigón es el único material que fabricamos; el cemento y el acero ya nos vienen fabricados, todo lo más que hacemos sobre ellos es confirmar su calidad; por consiguiente, si a éstos les exigimos una garantía de calidad, es obvio que la debe tener también lo que nosotros fabricamos.

Pero esto no es fácil de conseguir: intervienen muchos factores en la elaboración de un buen hormigón; hay que combinar granulometría, dosificación óptima, grado de humedad, modo de mezcla, asentamiento, fraguado, curado, etc., etc., y, por lo tanto, se necesitan conocimientos concretos sobre todas estas operaciones para conseguir los resultados de resistencia previstos.

De lo expuesto se deduce la ineludible necesidad de hacer constantemente ensayos en la fábrica y de poseer una garantía técnica de que esto se hace y de que se hace bien.

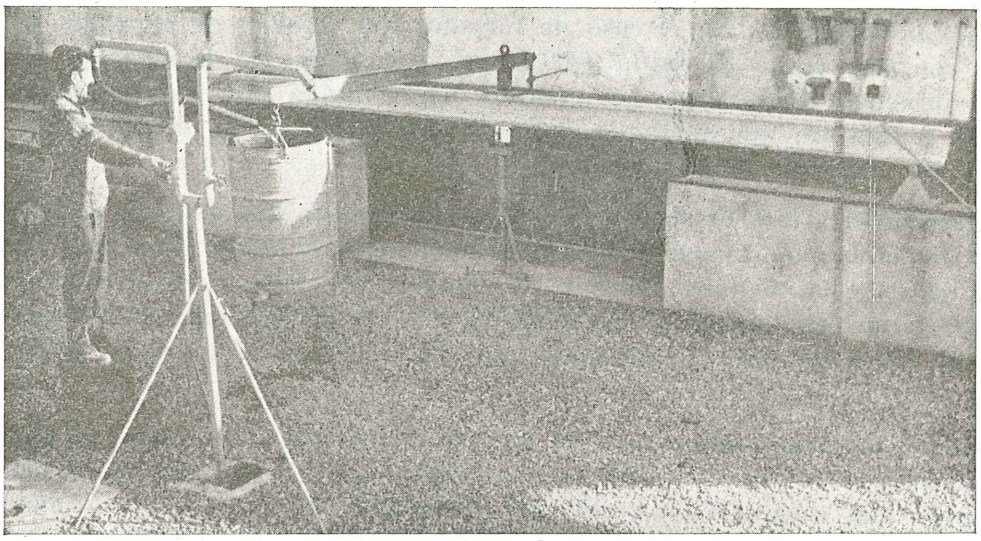


Fig. 2.—Banco de prueba de viguetas.

Puntos fundamentales en las discusiones de la IV Asamblea del Hormigón Pretensado, de Barcelona, referidas a las viguetas, fueron precisamente la dirección técnica de las fábricas y la existencia en ellas de este laboratorio de comprobación. Aspectos que recogen ahora, concretamente, las disposiciones del citado Decreto, con la exigencia, de la presencia de un técnico, de grado superior o medio, que garantice la fabricación, y de la existencia de un laboratorio que efectúe el control de los materiales que se emplean.

Esta discusión sobre estos dos temas concretos vuelve a suscitarse de nuevo, creando un malestar y desasosiego en un cierto sector de fabricantes. A esto hemos de aducir, para poner las cosas en su justo punto, que ambas medidas las exige la disposición oficial que comentamos.

Estamos viendo, en esta V Asamblea de Bilbao, las brillantes intervenciones de los señores Ponentes, junto con las interesantes comunicaciones presentadas. Don José Luis Ramírez nos habló y documentó, ampliamente, sobre el cemento apropiado, exclusivamente el *portland,* como más estudiado y conocido, y no hizo ninguna recomendación sobre el cemento aluminoso. Hemos oído la comunicación de D. Francisco Jimé-

nez Atienza, exhaustiva, sobre aceros y armaduras y las características de los alambres para pretensado; la de D. José M.ª Simón Serra sobre instalaciones, su complejidad y buen empleo; etc. Vemos que no se pueden ignorar las características pedidas a los materiales, que no se puede emplear esta técnica, ni hacer estas operaciones, por simple afición o presentimiento. Que hay que tener un conocimiento concreto de lo que se hace y de lo que se emplea para hacerlo. No debe olvidarse que, en definitiva, hay que lograr un resultado final y este resultado es la vigueta, que hay que emplearla en una vivienda y que ésta hay que habitarla con la mayor seguridad posible.

Otra disposición del referido Decreto del 20 de enero, se refiere a un tema que también las Normas tenían previsto; es el de la clasificación por Modelos, Tipos y Marcas, con indicación de las resistencias previstas. Sobre esto hay que hacer una aclaración fundamental.

La Norma M.V. 101, "*acciones en la edificación*", determina las cargas que deben soportar los forjados, y fija la concarga, esto es, la suma del peso propio y el de las cargas permanentes. En el caso de forjados con viguetas de hormigón pretensado, esta concarga es de 350 kg/m² (200 kg/m² de peso propio de viguetas, bovedillas y relleno de senos; 50 kg/m² por pavimento, y los 100 kg/m² por reparto de peso de tabiquería). A ésta hay que añadir la carga de uso, o sobrecarga, de 100 a 200 kg/m², según el uso o destino de la vivienda.

Con anterioridad a esta disposición no había un criterio fijo sobre la concarga, y se consideraba, en la mayor parte de los casos, únicamente el peso propio. Por esta razón, los catálogos de las distintas fábricas de viguetas o forjados estaban confeccionados partiendo de un peso propio de 150 a 200 kg/m², y se preveía una sobrecarga, o carga de uso, de 150 a 200 kg/m², resultando entre 350 y 400 kg/m² los pesos totales considerados.

Actualmente, la carga mínima que puede considerarse que actúa sobre un metro cuadrado de forjado de piso es de 500 kg. Por consiguiente, dichos catálogos deben actualizarse para una orientación correcta del proyectista que utiliza estos forjados. Sobre todo aquellos en los que en lugar de indicar el momento flector útil de las viguetas se incluyen tablas de utilización con inter-ejes fijos, basadas en las cargas anteriores, deberán modificarse, ya que las luces de las viguetas que se indican en las referidas tablas se han acortado ahora, para los mismos inter-ejes, al considerar las nuevas cargas.

Esta circunstancia, que el Decreto previene, debe tenerse muy en cuenta para que no pueda pasar por alto su aplicación. Ya que no conseguiremos nada si la vigueta que aplicamos en cada caso no está calculada o prevista para esta nueva carga.

Concretando todas las anteriores observaciones, nos encontramos con la obligación de cumplir con un Decreto, que nos obliga a garantizar la seguridad en el empleo de los materiales para forjados, o de los propios forjados, que fabricamos. Disponemos de materiales de calidad experimentados en todos los órdenes, y también, desde mucho antes de este Decreto, de unas Normas de Fabricación, amplias y concretas, que nos orientan para obtener nuestras viguetas con la calidad y garantía necesarias.

Sólo queda, a los técnicos responsables de la fabricación y a los fabricantes de viguetas y forjados, cumplir estas disposiciones y fabricar perfectamente siguiendo de cerca esta Norma HP-1-60. Con ello se conseguirá la seguridad tan imprescindiblemente necesaria en la construcción de estos forjados para pisos.

591-7-6

fabricación de viguetas de cerámica pretensada

AGUSTIN YUS, aparejador

Los forjados de cerámica pretensada son, en cierto modo, un perfeccionamiento de los forjados de piezas cerámicas con armaduras metálicas. Este perfeccionamiento se debe a que se precisa: mejor calidad y más uniformidad en el material cerámico; mayor resistencia en el hormigón que ha de armarse, y, sobre todo, una mayor perfección y esmero en la fabricación de los nervios de los forjados cerámicos.

Como los simplemente armados, se componen de unos nervios de hormigón-cerámica-armadura y de unas bovedillas o piezas de interconexión, en cerámica, que cubren el vano entre dos nervios contiguos.

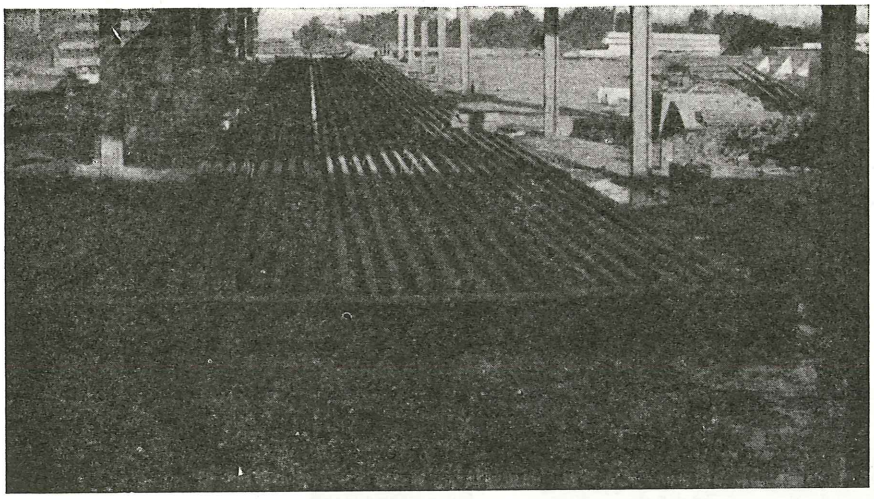


Fig. 1.—Banco triple de fabricación de 24 hileras de viguetas de 100 m l de longitud.

La fabricación de nervios en cerámica pretensada, fabricación ya antigua y que cobra ahora actualidad, viene respaldada por la experiencia y buen resultado de la fabricación y empleo de la vigueta de hormigón pretensado, de la que es una variante más ligera, aunque menos resistente; pero como las cargas que se hacen actuar sobre cada nervio son bastante menores que las que actúan sobre las viguetas pretensadas, debido al menor inter-eje de colocación (generalmente menor que la mitad) aseguran el mismo resultado con, a veces, la ventaja de tener menor peso propio la totalidad del forjado construido.

Para esta fabricación de nervios pretensados en cerámica, se precisa una determinada resistencia característica y una uniformidad de calidad en las piezas que constituyen el nervio. La uniformidad en la calidad y las resistencias precisas, no son difíciles de obtener ahora en las modernas fábricas de productos cerámicos para la construcción.

La industria cerámica ha dado últimamente un gran paso, no solamente en cuanto a la cantidad de producción, sino también en cuanto a la calidad, logrando una mayor uniformidad en las secciones de las piezas y en sus resistencias.

Se ha perfeccionado la clasificación y preparación de los barros y se dispone de máquinas de extrusión al vacío, mejoradas con la aplicación de vapor; de cortadores de piezas, sincronizados, que no producen rebabas en las secciones; de secaderos de túnel, con salidas de material sin grietas y, sobre todo, de los nuevos hornos continuos de calentamiento y enfriamiento progresivo que eliminan los encañes y pies de horno. A medida que se vayan modernizando estas instalaciones, la resistencia que ahora se alcanza a veces, de más de 250 kg/cm^2, será una resistencia corriente y normal en toda la producción de la industria cerámica, sin gran o con ninguna dispersión. En las fábricas que producen nuestros forjados cerámicos se alcanzan, en las piezas que se van a someter a compresión, los 500 kg/cm^2.

El estado actual de la técnica del hormigón pretensado, la existencia de Normas para su fabricación, las Especificaciones sobre cemento y acero, y las Disposiciones sobre material cerámico hacen posible, también, la fabricación de elementos de cerámica pretensada sin ninguna dificultad.

NERVIOS DE CERAMICA PRETENSADA

Hay que distinguir dos tipos de forjados de cerámica pretensada: uno, que confía únicamente en la resistencia de la pieza cerámica para absorber la tensión de compresión producida por la armadura tesa, y otro, en el que la pieza cerámica es, sustancialmente, un encofrado perdido de la sección de hormigón pretensado.

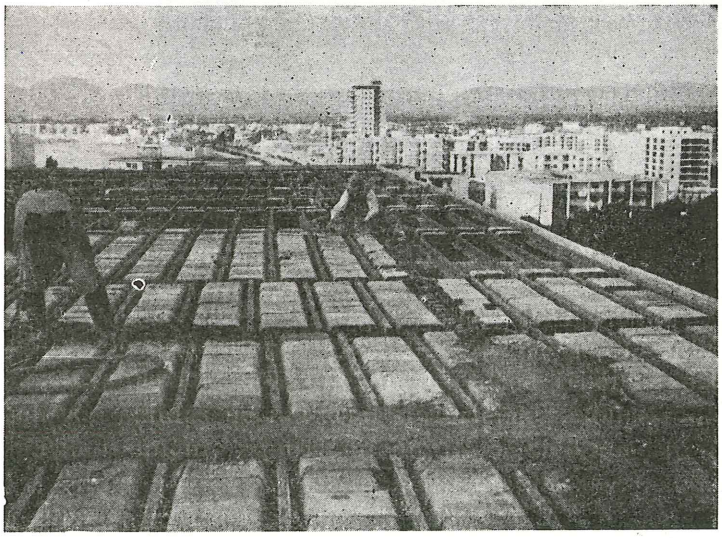


Fig. 2.—Forjado cerámico pretensado dispuesto para hormigonado.

En ambos tipos las viguetas o nervios cerámicos tienen el carácter de viguetas semiresistentes y, por lo tanto, precisan de la colaboración del hormigón del forjado para alcanzar la resistencia prevista. En consecuencia, para su colocación en obra y mientras se efectúa el endurecimiento del hormigón es necesario colocar apeos que sujeten estos nervios del forjado.

Trataremos únicamente de la fabricación de estos nervios de cerámica pretensada, de uno y otro tipo, y de las características especiales de esta fabricación, sin extendernos a los forjados completos, puesto que éstos tienen las mismas características que los tan conocidos de cerámica armada.

El primer tipo es una derivación de las vigas o dinteles de ladrillo pretensado que ideó Freyssinet, cuya patente original hubimos de conocer en 1947, poco antes de su caducidad. Consiste en ladrillos corrientes perforados o dovelas de cerámica, también perforadas, por donde se introducen los cables o los alambres con los que se somete a tensión el conjunto de piezas. Se forman, de esta manera, vigas, a base de dovelas cerámicas; dinteles a sardinel, u otros tipos de elementos resistentes postensados. Otras veces se hacen muescas longitudinales en las caras o en los cantos de los ladrillos, en las que se colocan los alambres, los cuales, una vez tesos se recubren con mortero de cemento. (Piezas con armaduras pretesas.)

Esta idea, ya más desarrollada y puesta a punto, conduce al desarrollo de varias patentes, casi todas italianas, muy en boga en aquel país.

En Suiza se sigue también este desarrollo y se produce lo que podríamos llamar el tipo clásico, con el nombre de Stahlton.

Todos estos sistemas consisten en una pieza cerámica de muy alta calidad (en este caso de resistencia a compresión de 500 kg/cm^2) que lleva unas entalladuras en una de las caras, en donde se alojan los alambres, que se tesan, rellenando después el hueco y recubriendo el alambre con hormigón de alta calidad.

La transmisión del esfuerzo de pretensado a la cerámica se produce por la adherencia de la armadura al hormigón y por la de éste a la cerámica, comprimiéndose, de esta forma, unas piezas contra las otras, formando un conjunto, gracias a la adherencia entre los tres materiales constitutivos.

Cuando se utilizan estas viguetas o nervios pretensados hay que tener un cuidado especial en su transporte y colocación en obra, debido a que, por tener muy poca altura, generalmente 5 ó 6 cm, pandean y pueden producirse grietas o roturas, sobre todo en el caso de longitudes importantes.

Como la fabricación de los dos tipos de nervios es similar, describiremos sólo el segundo, en el que la pieza cerámica es un encofrado perdido del hormigón pretensado que contiene.

Ya en el año 1948, cuando se empezó a utilizar en España el hormigón pretensado con armaduras ancladas por adherencia, patentamos un modelo de pieza para vigueta en cerámica, con la idea de evitarnos los moldes necesarios en la fabricación de las viguetas de hormigón que acabábamos de iniciar; moldes que no teníamos bien resueltos por la poca rigidez que se obtenía al construirlos en madera. Por otra parte, con la longitud inicial de nuestros bancos de fabricación, que era de 50 m, la mayor parte de

la vibración que aplicábamos era absorbida por los moldes. El construir estos moldes metálicos era entonces muy difícil debido a la falta de material.

Esta pieza inicial se ha ido perfeccionando hasta llegar a la que actualmente utilizamos para los forjados cerámicos y que funciona como un encofrado perdido del hormigón pretensado del nervio. La cerámica también colabora, es decir, también está pretensada; pero su misión no es transmitir las cargas, ya que su sección transversal resulta insuficiente para esta función. El cálculo de la vigueta se hace teniendo en cuenta únicamente la sección del hormigón contenido en los huecos dispuestos para este objeto en la pieza cerámica.

En este tipo de nervios de cerámica pretensada, como la sección de la pieza tiene casi la misma altura que el forjado y también está pretensada la parte superior de la sección, se obtiene un elemento de gran rigidez capaz de soportar ciertas cargas iniciales. Por lo tanto, su transporte y colocación en obra no necesita ya cuidados especiales. De todas formas, precisa la colaboración del hormigón del forjado, lo mismo que el tipo anterior, y en ambos, este hormigón no puede ser del tipo corriente para "relleno de senos" en viguetas resistentes, sino que ha de tener igual resistencia que el que constituye el nervio pretensado.

Para la fabricación de estos dos tipos de nervios se siguen los mismos procedimientos que para la de viguetas de hormigón pretensado, con simplificaciones de importancia y con eliminación de ciertas operaciones.

No son necesarias las bancadas vibrantes que indicábamos el otro día al referirnos a la fabricación de viguetas pretensadas; tampoco hacen falta las soleras metálicas móviles para contener la base de las viguetas ni, por descontado, los moldes para dar forma al hormigón, pues en uno y otro tipo éste se moldea en la misma pieza. Se utiliza como solera, o bien un pavimento liso de perfecta horizontalidad o unos tableros de fábrica formando una plataforma horizontal. Tanto el pavimento, en un caso, como la superficie levantada del suelo, en otro, precisan desagües y dispositivos para efectuar su limpieza.

En los extremos del pavimento o de los bancos de fabricación se colocan los macizos o vigas para el soporte de las placas de anclaje de las armaduras, con sus mecanismos de sujeción de alambres, gatos de tensión, etc., y que vienen a ser los mismos descritos al tratar de la fabricación de viguetas.

Las piezas que forman las viguetas se colocan unas a continuación de otras formando hileras paralelas a todo lo largo y ancho de la pista o banco de fabricación, y haciendo coincidir los huecos por los que han de pasar los alambres de pretensado.

Para esta operación pueden seguirse dos procedimientos; uno, el que se ha descrito; y otro, que consiste en colocar y tesar primero los alambres de las armaduras y levantarlos después para situar debajo de ellos las piezas cerámicas que forman el nervio.

De una u otra forma, enhebradas ya las piezas en los alambres y formadas las hileras de viguetas, se colocan en éstas los separadores de sus extremos; generalmente, son del tipo de peine para poder colocarlos después de tesar las armaduras. Estas placas de separación quedan sueltas y sin sujeción y no como en la fabricación de viguetas de hormigón pretensado, que quedan fijadas por la presión lateral de los moldes. Para sujetarlas y mantenerlas en su posición se recurre a distintos procedimientos, todos de fácil aplicación, consistentes en acodalamientos u otros sistemas análogos.

Una vez tesos los alambres de la armadura y situadas en su posición las piezas cerámicas se procede al hormigonado. Debe ponerse el mayor cuidado en esta operación, pues es de gran importancia para el buen resultado de la fabricación.

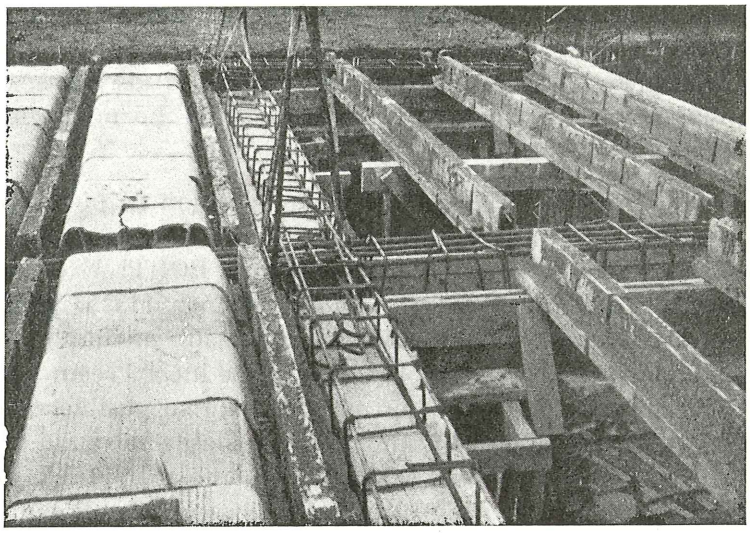


Fig. 3.—Detalle de colocación en obra.

En las viguetas del primer tipo, el hormigón se extiende sobre la superficie de las piezas. Este hormigón ha de ser de árido fino para poder macizar el pequeño hueco de la entalladura y rodear bien la armadura. Enrasada la superficie, se vibra aplicando un vibrador de patín y cuidando de que las piezas no se separen, apartándose unas de otras, deformando la hilera, ya que por sus uniones puede escaparse lechada y, como consecuencia, alterarse la dosificación del hormigón que se emplea. Un buen procedimiento para evitar esto es rejuntar las piezas con mortero rico antes del hormigonado; pero hay que tener en cuenta que el esfuerzo de pretensado ha de soportarlo la pieza cerámica y, por tanto, el material de este rejuntado ha de tener la misma resistencia que la pieza cerámica. Por ello, será preciso que se encuentre ya suficientemente endurecido antes de efectuar el hormigonado.

En el segundo tipo, de encofrado perdido, el hormigón puede estar constituido por áridos de mayor tamaño y, consecuentemente, de más fácil composición granulométrica. En este caso, los huecos para el hormigón son de mayor dimensión que en el anterior, pudiendo llegar a varios centímetros cuadrados. En este tipo de nervio es también conveniente el rejuntado de los extremos de las piezas cerámicas, no porque se precise el contacto de una pieza con otra para soportar el esfuerzo de pretensado, sino para no dejar escapar la lechada de cemento por la junta, al vibrar, lo que perjudicaría la resistencia del hormigón pretensado del nervio de la vigueta.

Para la vibración del hormigón contenido en las piezas cerámicas se emplean vibradores de láminas, que son vibradores de superficie, normales, a los que se adaptan pletinas, de distintas longitudes, situadas de canto en el chasis del vibrador. Estas se introducen, vibrando, a lo largo de los huecos continuos de las piezas cerámicas que forman el nervio.

Las piezas cerámicas han de ser abundantemente regadas antes de efectuar el hormigonado de los huecos, porque, de otra forma, absorben el agua de la masa vertida y

rebajan su relación agua-cemento. Esta circunstancia es de especial importancia, porque es corriente verter el hormigón muy flúido, en la creencia de que la cerámica de la pieza absorberá el agua sobrante; pero como no se puede saber con precisión la cantidad de agua que será absorbida, pues depende del grado de humedad de la pieza y es engorroso determinar ésta cada vez que se hormigona, resulta dudoso el valor real de la relación agua/cemento empleada y, como consecuencia, de la resistencia final obtenida en la vigueta. Por esto es preferible, en todos los casos, tener las piezas saturadas en el momento del hormigonado y emplear el hormigón con la relación agua/cemento prevista.

El hormigón, como todo el que se emplea en la fabricación de piezas pretensadas por adherencia, ha de estar: exento de adiciones de cloruro bajo la denominación comercial que sea; bien dosificado en cantidad de cemento PORTLAND; muy bien compactado, y deberá además envolver perfectamente la armadura, puesto que siendo ésta de sección muy pequeña hay que evitar su corrosión mediante un buen recubrimiento de hormigón, bien continuo y compacto. Desde luego creemos que no debe emplearse hormigón de cemento aluminoso o fundido dada su posible regresión de resistencia, facilitada en este caso por la pérdida incontrolable de agua al ser absorbida por la pieza cerámica. Una buena dosificación de cemento PORTLAND debe preferirse siempre al empleo de acelerantes o de otros tipos de cemento de endurecimiento rápido, pero dudoso.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que en esta fabricación no hay moldes que liberar, para su nuevo empleo, en las menos horas posibles y, por lo tanto, pueden permanecer más tiempo las viguetas en sus bancadas sin grandes alteraciones económicas en la producción. Además, insistimos de nuevo, la garantía de calidad que han de proporcionar estos elementos no se consigue más que con la utilización de buenos materiales acreditados.

NORMALIZACION

La normalización de la fabricación de nervios de cerámica-hormigón pretensados, tal y como se hizo para las viguetas por la Asociación Española del Hormigón Pretensado sería, a nuestro modo de ver, de un gran interés, porque si la fabricación de viguetas pretensadas de hormigón, material muy concreto y perfectamente estudiado, ha dado lugar a la conocida dispersión de resultados de unas fábricas a otras, en estas viguetas cerámicas, en las que se simplifican considerablemente las operaciones de fabricación, en las que se reducen las secciones de hormigón a comprimir y en las que la cuantía de acero es mínima por nervio, la dispersión de resultados entre fábricas podría llegar a ser mayor que en las anteriores. Y unas Normas que fijaran la calidad del material cerámico, y orientaran sobre los métodos más aconsejables de fabricación, evitarían esta posible dispersión, uniformando la calidad pedida a estos productos, tal y como ha ocurrido en el caso de las viguetas de hormigón pretensado con la Norma HP-1-60.

La Asociación Española del Hormigón Pretensado debería tomar en consideración esta sugerencia, ya que, en este caso, la redacción de estas Normas se vería facilitada considerablemente por las ya existentes redactadas por la Asociación para viguetas pretensadas y por las reglamentaciones y disposiciones vigentes sobre material cerámico.

591-0-11

informe general sobre el tema V:
estudio y descripción de obras de hormigón pretensado

C. FERNANDEZ CASADO
Dr. Ingeniero de Caminos

Aunque tenemos en Tempul y Alloz dos obras pretensadas, de fecha anticipada la primera, 1926, y de primicias la otra, 1941, en el momento actual vamos con retraso, por causa justificada, pues hubo una época, no lejana, en que no teníamos aceros especiales ni tampoco cementos normales. Pero en estos últimos 10 años, gracias al esfuerzo de todos y especialmente del Instituto Eduardo Torroja, hemos avanzado a marchas forzadas. Actualmente conseguimos hormigones con resistencias de 450 kg/cm² en probeta cilíndrica y tenemos aceros nacionales de 5 y 7 mm, importándose sin dificultad otros sistemas. Tenemos nuestro sistema de pretensado nacional Barredo, y construimos con Freyssinet, Dywidag, BBRV, CCL y otros.

Podemos considerar tres sectores principales de aplicación:

1. **Estructuras de edificación propiamente dicha, incluyendo cubiertas para luces medias.**
2. **Estructuras industriales e hidráulicas para grandes cargas.**
3. **Puentes.**

Vamos a pasar una rapidísima revista al camino recorrido y realizaciones, dentro del margen escaso que nos permiten los 15 minutos asignados.

1. Edificación y cubiertas de tipo medio

La vigueta pretensada en banco longitudinal apareció desde los primeros tiempos en fábricas organizadas y también en talleres improvisados con deficiente instalación y sin ningún control, utilizando alambres de acero de procedencia varia, cables usados, por ejemplo, que dieron una pauta torcida a gran parte de este sector. Gracias a los esfuerzos de los propios fabricantes y del Instituto se ha encauzado definitivamente este asunto a partir de la publicación de las "Normas para viguetas pretensadas".

Además de las viguetas pretensadas, también se han prefabricado en taller elementos planos para forjados, de los cuales hemos visto algunas aplicaciones interesantes en estas jornadas, principalmente para cubiertas.

La cerámica pretensada está en vías de aplicación y puede ser interesante si se utiliza buena cerámica como recomendaba Cassinello en su comunicación.

En la ejecución de elementos de edificación para fines variados: la espléndida perspectiva de aplicación integral con elementos definitivos y aparentes que nos ha mostrado Fisac en su comunicación.

En piezas prefabricadas para casos especiales: las realizaciones de graderíos en la Plaza de Toros de Bilbao y los del estadio del Atlético de Madrid.

En el ramo de las cubiertas: se han conseguido realizaciones importantes desde los primeros tiempos. Recordaremos las cubiertas de SICOP para naves de almacenes y silos de arroz, donde se habían alcanzado ya los 38 m cuando el Congreso de Amsterdam (1955), donde Vicente Mortes llevó una comunicación muy valiosa. Eran vigas prefabricadas, sección T, con pretensado Freyssinet.

Las cubiertas Barredo, con su disposición original en Y de altura variable y moldeo en dovelas que permiten repetición de moldes para fabricación en plan industrial, y en taller de obra. También han conseguido los 30 m habiéndose repetido en diversas ocasiones; nosotros las hemos utilizado en las naves para fabricación de Berkshire, en Madrid. Su autor ha aprovechado los moldes para un voladizo de 16 m construido por avances sucesivos.

En construcción industrializada: las viguetas Pacadar, que permiten desde luces normales a luces de tipo cubierta y sobrecargas desde las reducidas de cubiertas hasta las extraordinarias de puentes. También hay que citar las realizaciones de Albajar que tiene su fábrica en Huesca.

En cubiertas con vigas especialmente estudiadas para el caso, pero prefabricadas en obra: las proyectadas por los jóvenes ingenieros Corral y Fernández Ordóñez, las del frontón de Guernica de Ingeniería Civil que hemos tenido ocasión de visitar, y las del aeropuerto de Barajas, de Cudós, que también han sido objeto de comunicación a esta Asamblea.

De tipo laminar: la de la Universidad Laboral de Tarragona, proyectada por E. Torroja, del Pozo y Páez y estudiada en modelo reducido en el Laboratorio Central de O. P., por Benito y del Pozo. También se estudió en este Laboratorio una cubierta laminar en gaviota que no ha llegado a construirse.

En lámina colgante pretensada: la de la Feria de Muestras de Barcelona, de Páez, y la que hemos empezado en el Picadero cubierto del Club de Campo, de 70 $\times$ 40 metros.

2. Estructuras industriales e hidráulicas

En naves industriales para estructuras con luces medias y fuertes sobrecargas tenemos varias realizaciones, entre las cuales podemos citar la losa para encepado de pilotes de una nave de hornos de cok en la Siderúrgica de Sagunto, construida por Agromán.

Reactor atómico de la Moncloa, con proyecto de del Pozo.

Vigas trianguladas para la nave de laminación de Avilés, con luces desde 26 a 30 m para soportar cubierta y puentes-grúa de gran potencia, que fue comunicación nuestra al Congreso de Berlín.

Vigas de cubierta en V para la nave de tejidos de Intelhorce en Málaga, construidas por P. P. P., sirviendo de apoyo para la cubierta y de canal para aire acondicionado.

En otros tipos de estructuras: chimeneas con piezas prefabricadas y pretensado circunferencial; postes para conducciones eléctricas, también prefabricados, y pilotes de tipo Raymond de elementos tubulares enlazados por pretensado longitudinal.

En estructuras hidráulicas: las construcciones prefabricadas de acequias pretensadas y prefabricadas en taller que se transportan a obra, llegando a elementos de gran tamaño en los acueductos para canales, como ha expuesto Castro en estas jornadas.

En el ramo de tuberías, resistiendo especialmente grandes presiones para su empleo en sifones, es muy interesante la comunicación de Carril.

Nosotros hemos proyectado un puente sifón sobre el Guadalquivir en Bembézar, en el cual vigas cajón con sección hueca en círculo sirven a las dos funciones, de resistir la flexión longitudinal y la presión interna del agua que conducen. Son cinco vanos continuos de 35 metros.

En la serie de depósitos elevados: el de Fedala, proyectado por E. Torroja y construido con pretensado Barredo.

En depósitos sobre el terreno: algunos cilíndricos del tipo Preload (Intelhorce, en Málaga) y los construidos por Barredo con una envolvente cilíndrica de ladrillo o de bloques de hormigón que se pretensa después mediante cables circulares abarcando un tercio de circunferencia anclándose en pilastras verticales.

Otro depósito de tipo circular es el de Lasarte.

En estructuras marinas: la airosa cabria flotante, proyectada y construida por Romero.

3. Puentes

El primer puente construido es el de San Celoni en 1952 con dintel continuo y pretensado Dywidag. La siguiente obra es la ampliación del paso sobre el ferrocarril en Las Rozas, prefabricando vigas que se lanzaban mediante una pasarela auxiliar compuesta por tetraedros Roglá.

El primer puente con sistema de pretensado Barredo es el de Almarail, proyecto de Torroja y Páez, sobre el Duero, con luces laterales de 20 m y central de 30 m en tramos ménsula con tramo central apoyado de hormigón armado. Cables externos en un solo mazo a cada lado que forma horquilla abarcando el tramo correspondiente a cada ménsula y vano lateral adyacente.

Yo construí un pequeño paso sobre ferrocarril en el poblado de ENASA, también con pretensado Barredo y cables rectos y externos (1957); y después, las losas prefabricadas para cubrir el espacio entre coronaciones de anillos en el puente de Mérida (1959), en una longitud de 480 metros. Se han construido un gran número de tramos simplemente apoyados, llegando hasta una luz de 49 m en el de La Barca, sobre el Narcea, de López Jamar. Hay una serie de puentes en la reconstrucción de los del Vallés, el del Tinto en San Juan del Puerto (35 m), etc.

Un grupo especial de puentes lo constituyen los de restauración de comunicaciones interrumpidas por los embalses. Se caracterizan por la gran altura de pilas: los de Talarrubias y Herrera del Duque con tramos sencillos de 35 m en los embalses del Guadiana, los de Garrovillas y Alarza en el Tajo, de Martínez Santonja. Rompiendo con la

rutina de tramos simplemente apoyados está el del Ahigal, de tramos ménsula sobre apoyos en palizada doble y luces de 23,50 y 35 m. En el embalse de Belesar el de Puerto Marín, de análoga estructura.

Un conjunto de puentes interesante por la feliz aplicación de la prefabricación de dovelas es el de los pasos sobre el canal de la zona inferior del Guadalquivir con 46 m de luz en un modelo que se repitió 16 veces (Martínez Santonja).

El puente de mayor luz es el de Almodóvar en el Guadalquivir, cerca de Córdoba, con tramos ménsula en vanos de 35 + 70 + 35, flanqueados por tramos simplemente apoyados de 20 m. Actualmente tenemos en construcción el de Castejón sobre el Ebro, con tres vanos de 25 + 100 + 50 y tramos laterales continuos de 30 metros.

En puentes de ferrocarril, el primero es el de Térmicas, sobre el Nalón, con tramos simples de 16 m, de tablero inferior, construido por dovelas que se montaron aprovechando el tablero del puente adosado para carretera y ripando cada una de las dos vigas transversalmente. El tablero se construyó in situ y se pretensó transversalmente. El segundo fue el paso de la Alameda de Osuna, sobre la autopista de salida hacia Zaragoza. Otros puentes bajo carriles son los de San Pedro y Puerto de Sta. María, con tramos simplemente apoyados; y el pórtico de un vano para el ferrocarril de Talavera-Villanueva. El primero fue construido por Huarte; el segundo, por Agromán, y los otros dos, por Dragados.

En puentes continuos, además del puente del Ahigal y el pórtico ferroviario, ya mencionados, tenemos el pórtico de 50 m en la sustitución del tramo levadizo del puente de San Telmo, proyectado por Puyal para obra fija; el de Corella sobre el río Alhama, de tramo compensado con luz central de 50 m, proyectado por E. y J. A. Torroja.

Otro tipo de puente que está desarrollándose rápidamente es el de paso de autopista, bien sea superior o inferior a la misma. Los de paso inferior pueden normalizarse; y los de paso superior, sólo en el caso de caminos secundarios que pasen en cruce perpendicular. Tenemos los de la autopista Madrid-Villalba, que han sido objeto de nuestra conferencia, con luces entre 25 y 50 m para los superiores y losas de 16 m para los inferiores.

La competencia entre puentes pretensados y de hormigón armado normal queda resuelta a favor de aquéllos al rebasar los 20 m. La gran ventaja del pretensado es su aptitud para la prefabricación por la disminución del peso a manejar al reducir alma y altura de tablero. En un caso reciente y precisamente local, el viaducto de Olaveaga para cruce de la ría canalizada, la comparación de soluciones metálica y de hormigón pretensado ha sido favorable a esta segunda, ya en presupuesto inicial. La competencia con los tramos metálicos está decidida en puentes de carretera por la inexistencia de un servicio de conservación y la poca diferencia en problemas constructivos. En ferrocarril hay cierta ventaja inicial a favor de los metálicos, que tienen por otro lado los inconvenientes del coste de conservación y su más pronto agotamiento al aumentar la sobrecarga. Hay que hacer constar que los ferroviarios no han puesto ningún obstáculo a la introducción del hormigón pretensado en sus dominios.

591-0-12

aplicación del cálculo electrónico al proyecto de estructuras de hormigón pretensado

DOMINGO ESCUDERO LOPEZ, Dr. Ingeniero Aeronáutico
Jefe de la Sección de Estructuras de EPTISA.
Asesor de CIBECESA

1. INTRODUCCION

El proyecto de las estructuras de hormigón pretensado ha necesitado normalmente de la experiencia del Ingeniero proyectista para poder dimensionar las secciones y disponer los cables de una manera adecuada, a la vista de los resultados del cálculo manual. Por otra parte, el cálculo manual en el hormigón pretensado es frecuentemente laborioso por el número de tanteos necesarios antes del proyecto definitivo de la estructura. Aun refiriéndose al cálculo de estructuras isostáticas pretensadas, resulta siempre engorroso determinar manualmente las características geométricas o mecánicas de las secciones de vigas, como momentos de inercia, áreas, posición de la línea neutra, etc., y después de fijada la disposición de cables, la comprobación de tensiones en las distintas secciones de la viga resulta una operación engorrosa, aunque sea sencilla.

En las estructuras hiperestáticas la complicación aumenta por la necesidad de tener que llegar al proyecto definitivo mediante un análisis que obliga normalmente a obtener la solución por aproximaciones sucesivas.

Para fijar ideas, supongamos que se trata del proyecto de una viga continua en hormigón pretensado. Los procedimientos para el proyecto son: o bien obtener los momentos totales aplicando el principio de los trabajos virtuales mediante unas integraciones a lo largo de la viga, o bien obtener los momentos parásitos o secundarios debidos a la presencia del pretensado en las ligaduras hiperestáticas, por cualquier otro procedimiento clásico del cálculo estructural. Ambos métodos obligan a prefijar el número y disposición de los cables, así como a un dimensionado previo de la estructura. Evidentemente, si el predimensionado diera tensiones inadmisibles, habría que repetir el cálculo manual con un nuevo dimensionado. Este proceso es, evidentemente, lento y pesado.

Muchos autores han tratado de facilitar el cálculo manual valiéndose de métodos que directamente den la disposición del cable y las fuerzas de pretensado. Mediante el "cable concordante", designando así al cable teórico que daría momentos parásitos nulos en las secciones donde están situadas las ligaduras hiperestáticas, y mediante las llamadas transformaciones lineales, que conservan la curvatura del cable en cada sección, se puede buscar una disposición del cable teórico y predeterminar las disposiciones de los cables reales que resuelvan el problema de encontrar, en cada sección, un momento total de pretensado y una fuerza normal, para limitar las tensiones dentro del campo de utilización; pero en todo caso, es normalmente obligado efectuar diversos tanteos, antes de encontrar una solución satisfactoria desde los puntos de vista estructural y económico.

El cálculo electrónico efectúa, en tiempos brevísimos, todos estos tanteos. Esto permite, por tanto, proyectar la estructura con rapidez y seguridad y obtener el dimensionado más adecuado, liberando la atención del Ingeniero proyectista de los engorrosos procesos del cálculo manual para permitirle fijar su atención en las verdaderas concepciones del proyecto.

2. ESQUEMA DEL PROYECTO DE ESTRUCTURAS HIPERESTATICAS UTILIZANDO EL CALCULO ELECTRONICO

2.1. Anteproyecto

Antes de comenzar el proyecto formal es necesario efectuar, en todo caso, un predimensionado de la estructura y definirla geométricamente, así como adoptar las solicitaciones a considerar, fijadas por las Instrucciones vigentes en cada caso.

En la figura 1 (*) indicamos esquemáticamente el proceso del estudio de una estructura hiperestática en hormigón pretensado.

Como dato inicial se parte de una sección definida geométricamente y que en principio se espera convenga a la estructura a proyectar.

Mediante un programa de cálculo electrónico (Programa 1, ver fig. 1) (*) "Características de la Sección", obtenemos inmediatamente los momentos de inercia, la sección, la posición de la línea neutra, etc.

El tiempo de duración de este cálculo electrónico es del orden de 5 minutos, aun para secciones geométricas de bastante complicación.

Con estos datos entraremos en un nuevo programa (Programa 2) de cálculo electrónico. El resultado de este programa es la distribución de esfuerzos a lo largo de la estructura.

A la vista de esta distribución, el Ingeniero proyectista tiene que pensar en la disposición geométrica más adecuada del cable teórico. Sin embargo, este proceso es normalmente muy sistemático, pues suele reducirse a fijar las excentricidades de este cable teórico en el centro de cada vano y en los apoyos; valores que normalmente vienen condicionados por las disposiciones constructivas de la sección, y por la posición óptima de los puntos de inflexión que fijan, a su vez, la parábola central y los radios de los cables en las zonas de momento flector negativo.

Con la disposición del cable teórico, el resultado de los esfuerzos obtenidos por el Programa 2 y las características obtenidas por el Programa 1, entramos en un nuevo programa (Programa 3), con el cual obtenemos directamente los momentos debidos a un pretensado ideal, los esfuerzos normales y los momentos parásitos inducidos por dicho pretensado. Con el valor de la fuerza normal y el área de la sección, se obtiene una medición aproximada de la estructura y, en consecuencia, un presupuesto aproximado para la misma. Con esto concluye el anteproyecto.

Se comprende que si estos resultados no son satisfactorios, nuevos tanteos, variando la sección geométrica, se pueden efectuar en tiempos mínimos, con una intervención muy sencilla del Ingeniero proyectista.

Para el caso de estructuras normalizadas, y concretamente, el proyecto de puentes tipo, como pueden ser los pasos superiores de autopistas, estos tanteos sistemáticos pueden efectuarse mediante otro programa preparado al efecto y así se resuelve actualmente el proyecto de puentes tipificados.

Todavía se puede aún simplificar la intervención humana contando con los modernos ordenadores de gran capacidad, en los cuales, y después de haber sistematizado las distintas intervenciones de cálculo normal, en estructuras tipo, un programa único puede resolver directamente el proyecto total de la estructura.

(*) Ver figuras al final del artículo.

2.2. Proyecto definitivo

Cuando los resultados del anteproyecto se consideren satisfactorios, el Ingeniero puede considerar el proyecto definitivo de la estructura. Los resultados del anteproyecto, esfuerzo de pretensado y excentricidad, así como la disposición geométrica del cable teórico, pueden orientar al Ingeniero para elegir una disposición conveniente de los cables. Elegida esta disposición podemos entrar en el Programa 4, que nos dará directamente las tensiones normales y principales y las cortantes, tanto debidas al esfuerzo cortante como a la torsión si la hubiera.

3. CALCULOS ESTRUCTURALES CON COMPUTADOR ELECTRONICO

3.1. Aplicación de programas estructurales al hormigón pretensado

En el esquema de cálculo al que hemos aludido anteriormente, hemos indicado como Programa 2 aquel que resolvía el pórtico tipo indicado en la figura 1, al que hemos hecho referencia a título de ejemplo. Existen multitud de programas destinados al cálculo estructural y, en general, todos ellos son de aplicación a estructuras de hormigón pretensado sin más que introducir las acciones del pretensado como cargas exteriores o, sencillamente, superponiendo sus efectos (Programa 3). Estas acciones son (fig. 2) las fuerzas en los anclajes, F, y la reacción de los cables, q.

Si llamamos e a la excentricidad del cable en cada punto puede verse que:

$$q = F \frac{d^2e}{dx^2} \simeq F \frac{e_{n-1} - 2e_n + e_{n+1}}{(\Delta x)^2},$$

expresando la derivada en diferencias finitas para facilitar su cálculo en aplicaciones prácticas. En el caso de cable parabólico tendremos sencillamente:

$$q = F \frac{8f}{l^2} \quad \text{(fig. 2)}.$$

Con estos valores de F y q podemos entrar en el programa de cálculo estructural o superponer después su efecto como se indicó en el esquema de cálculo (fig. 1).

3.2. Estructuras porticadas

Existen actualmente diversos programas para la resolución, por cálculo electrónico, de estructuras reticuladas o porticadas, pudiendo emplear el más adecuado en cada caso. Sus diferencias estriban, fundamentalmente, en la presentación de sus resultados. Los más completos dan los esfuerzos en distintas secciones de cada elemento estructural, después de haber seleccionado la solicitación pésima de la estructura.

Algunos, preparados para el hormigón armado, dan directamente la armadura (sección de acero) necesaria en cada cara de la sección correspondiente del miembro de la estructura y la armadura de alma necesaria para absorber el esfuerzo cortante. Pero los más importantes para el hormigón pretensado son los preparados, a propósito, para puentes de pórticos o vigas continuas, que dan líneas de influencia o esfuerzos en las hipótesis de solicitación más desfavorables y en los que se pueden introducir los datos de pretensado para un trazado fijo del cable teórico.

3.3. Losas y emparrillados de vigas

La resolución de estos problemas, por medio del cálculo electrónico, se basa en el procedimiento de diferencias finitas a partir de las ecuaciones fundamentales de las placas. Esto implica la resolución de un sistema de tantas ecuaciones como puntos tiene la malla de cálculo, lo que, evidentemente, haría impracticable el método manual.

El caso del emparrillado de vigas se resuelve estableciendo las ecuaciones de continuidad de la estructura en cruces y apoyos de elementos.

En ambos casos, la acción del pretensado puede introducirse como se explicó en el apartado 3.1.

Los datos de entrada son los geométricos de la losa y la solicitación; y como resultado se obtienen líneas de influencia de esfuerzos, y momentos máximos, con sus direcciones.

3.4. Viaductos en curva

Hay un programa preparado para el cálculo de viaductos en curva, de modo que, con los datos del trazado, de la sección transversal, e hipótesis de cargas permanentes y sobrecargas, pueden introducirse las fuerzas debidas al pretensado y obtenerse los esfuerzos en las secciones que se deseen. Las tensiones pueden obtenerse después mediante un programa análogo al número 3 de la figura 1.

4. PROGRAMAS PREPARADOS PARA EL HORMIGON PRETENSADO

4.1. Secciones de hormigón pretensado

Sucintamente describimos en el apartado 2 los Programas (núms. 1, 3 y 4) de aplicación exclusiva al hormigón pretensado. Su desarrollo es puramente aritmético a partir de las fórmulas conocidas de cálculo manual. El que denominamos Programa 1 da las características geométricas y mecánicas de la sección y no es más que un programa auxiliar para los otros citados.

4.2. Determinación de los esfuerzos totales y acciones del pretensado

Nos referimos al Programa 3 (fig. 1). La entrada en el programa se realiza con los siguientes datos:

a) características de la sección esquematizada (resultados del Programa 1);

b) características del hormigón: resistencia en compresión a flexión, ídem a tracción, tensión cortante admisible por esfuerzo cortante o torsión, aislados, y por ambos superpuestos;

c) esfuerzos (obtenidos del programa de cálculo estructural correspondiente);

d) disposición del cable teórico (datos análogos a los indicados en la fig. 3), excentricidades, forma (circular parabólica o cualquiera), radios, abscisas de los puntos de inflexión, etc.

El programa estudia incluso la influencia del rozamiento de los cables, y da como resultados los esfuerzos totales y la acción necesaria del pretensado, corrigiendo la excentricidad supuesta.

Como este programa se utiliza fundamentalmente en anteproyecto, basta con los datos de una sección fundamental y sin considerar torsiones, pues el único objeto es obtener los resultados para el proyecto definitivo.

Si los resultados obtenidos no son satisfactorios porque la excentricidad no sea admisible constructivamente o porque el cálculo muestre que se rebasan las tensiones supuestas, será necesario efectuar un nuevo tanteo modificando la sección (fig. 4) antes de efectuar la comprobación del proyecto definitivo con el programa que describimos a continuación.

4.3. Determinación de las tensiones

Nos referimos al Programa 4 (fig. 1). Se entra en este programa con las características de la sección adoptada, los datos de la acción del pretensado y la disposición de cables, y su resultado son las tensiones normales, las cortantes debidas al esfuerzo de corte y a la torsión y las tensiones principales resultantes.

Todas estas tensiones se obtienen en distintos puntos de especial importancia en la sección (normalmente los indicados en la fig. 5).

5. LAS APLICACIONES PRACTICAS

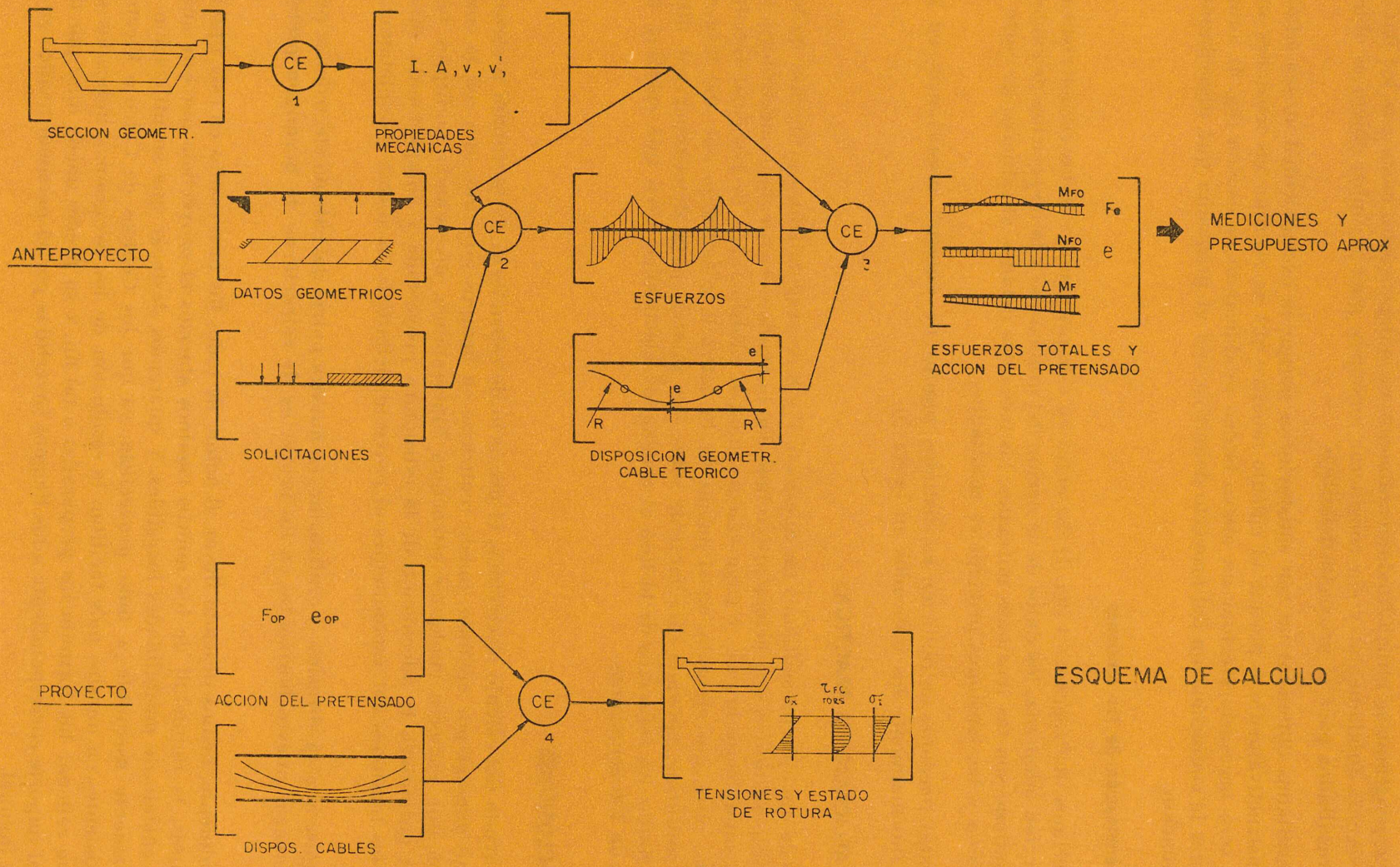
A título de ejemplo presentamos las figuras 6, 7 y 8 correspondientes a algunos de los puentes hiperestáticos que hemos proyectado con la ayuda del ordenador electrónico, en tiempos sumamente breves, y cuyo cálculo manual saldría fuera de las posibilidades prácticas; pues, por ejemplo, en el puente de la figura 6, constituido por una losa de espesor uniforme, apoyada directamente sobre sus pilares, para determinar por diferencias finitas los esfuerzos de la losa el ordenador electrónico tuvo que resolver un sistema de 180 ecuaciones.

6. CONCLUSIONES

Con la ayuda del cálculo electrónico, el proyecto de estructuras de hormigón pretensado, como puentes por ejemplo, puede realizarse en tiempos mínimos, aun con la complicación que encierra cualquier estructura hiperestática, efectuando múltiples tanteos que garanticen la adecuación de la estructura proyectada y comprobando, finalmente, las tensiones correspondientes al proyecto definitivo en forma completamente segura.

Esperemos que la difusión y utilización en nuestra patria del cálculo electrónico, permita alcanzar nuevos horizontes en los proyectos de estructuras de hormigón pretensado.

Personalmente, hemos deseado llevar al ánimo de todos los interesados en este tipo de estructuras, la inquietud de los nuevos caminos abiertos al proyectista por este auxiliar de cálculo de posibilidades increibles. Y queremos destacar que su utilización es perfectamente asequible a todo proyectista, ya que los Centros de Cálculo Electrónico existentes en nuestro país facilitan la resolución de los programas indicados sin más que rellenar los formularios preparados a tal fin, y su precio queda muy por debajo del importe correspondiente a los tiempos invertidos por el personal técnico en el cálculo manual.



ESQUEMA DE CALCULO

Fig. 1.

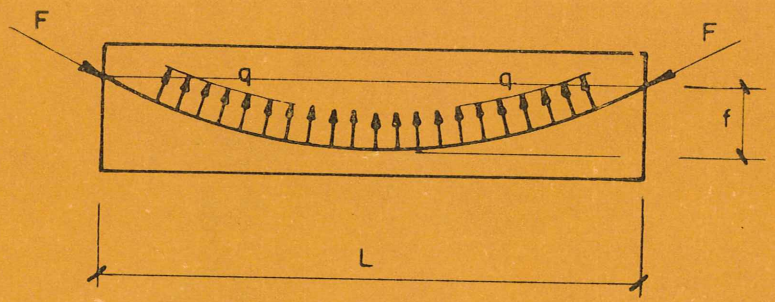


Fig. 2

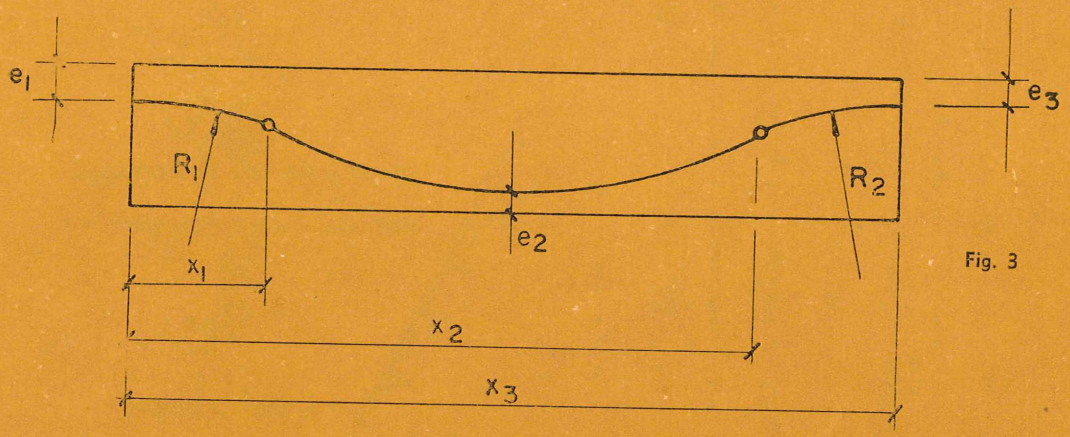
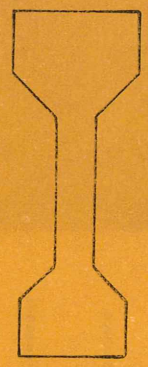
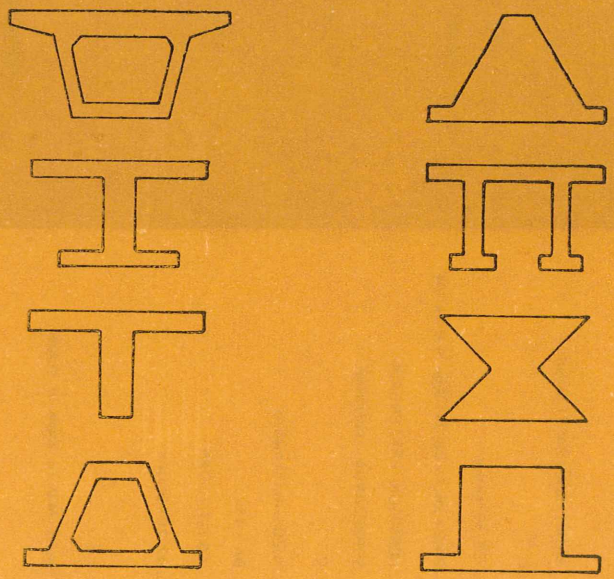


Fig. 3



SECCION TIPO

Fig. 4



SECCIONES EQUIVALENTES

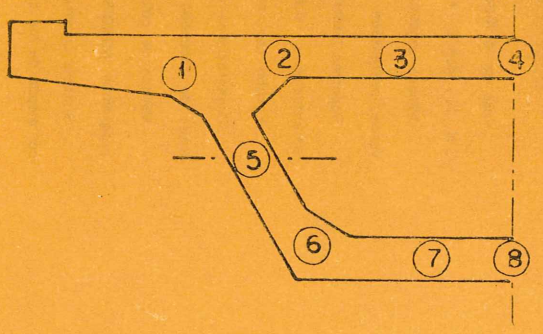


Fig. 5

PASO SOBRE LA C.N. II

SITUACION; _____ BADALONA (BARCELONA)

Nº DE CALZADAS. _____ 2

LONGITUD TOTAL _____ 123,30 metros

LUCES DE VANOS _____ 24,2 + 26,7 + 28,0 + 29,6 + 14,8 metros

ESTRUCTURA: _____ HORMIGON PRETENSADO

TREN TIPO: _____ SOBRECARGA UNIFORME

OBLICUIDAD DE TABLERO: ___ 0

ALTURA DE SOPORTE _____ 5,20 ÷ 6,00 metros

REFERENCIA E.P.T.I.S.A. ___ BA – 451

FECHA PROYECTO _____ AGOSTO 1965

PRESUPUESTO: _____ 32 207 915 pts

DESCRIPCION

Paso de la Autopista Barcelona - Mataro sobre la actual C.N. II, Madrid - Francia

Tablero constituido por losa maciza continua de cinco vanos, pretensada en las dos direcciones principales.

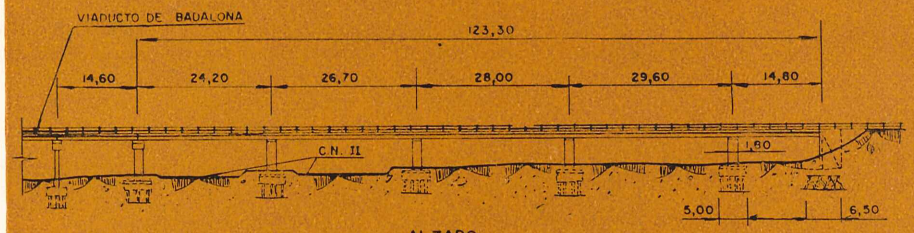
Soportes exentos de sección circular empotrados en cimentación y libres en el extremo superior.

Estribo con muro frontal y contrafuertes.

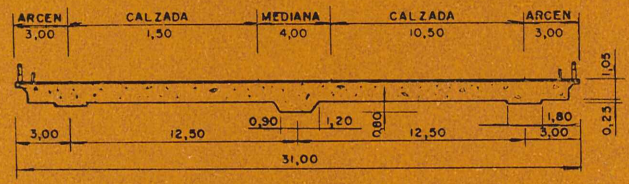
Cimentaciones con pilotes de Ø 0,65 m recogidos en losas de encepado corridas.

Método de cálculo elastico mediante ordenador electrónico, programas NORDISKA ADB.

Sistema constructivo, in situ mediante cimbras y tensados por etapas de los cables de pretensado.



ALZADO



SECCION TIPO DE TABLERO

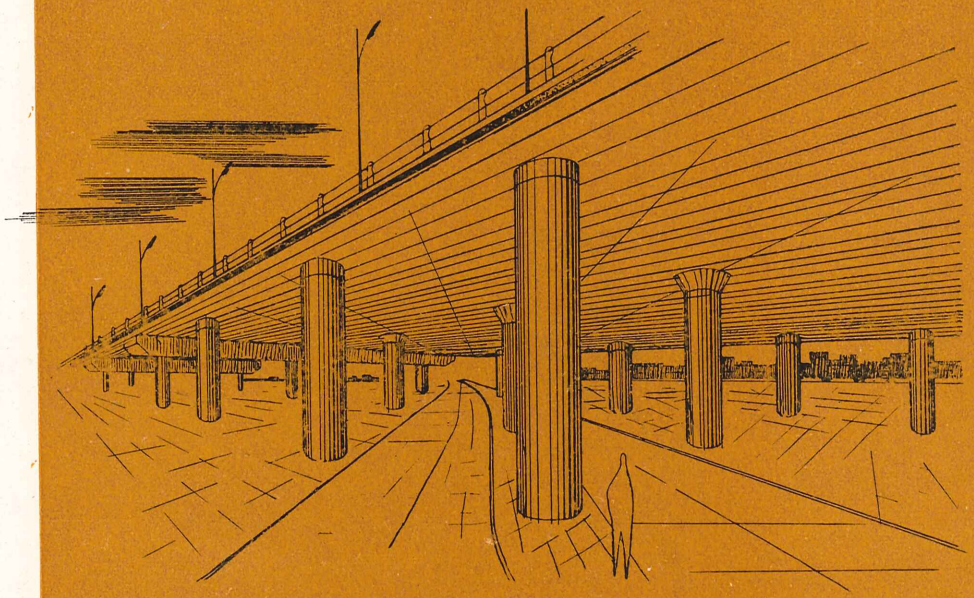


Fig. 6

VIADUCTO DE L'ALIGA

SITUACION _____ L'ALIGA (TARRAGONA)

Nº DE CALZADAS _____ 1

LONGITUD TOTAL _____ 215 metros

LUCES DE VANOS _____ 40,80 metros

ESTRUCTURA _____ HORMIGON PRETENSADO

TREN TIPO _____ Nº 4

OBLICUIDAD DE TABLERO __ 0

ALTURA DE SOPORTE _____ 25 metros

REFERENCIA E.P.T.I.S.A __ PL - 428

FECHA PROYECTO _____ NOVIEMBRE 1963

PRESUPUESTO _____

DESCRIPCION

Paso de la Variante del Perelló, en la CN-340 de Cadiz a Barcelona, sobre el barranco de L'Aliga.

Tablero formado por 4 tramos con sección transversal en cajón

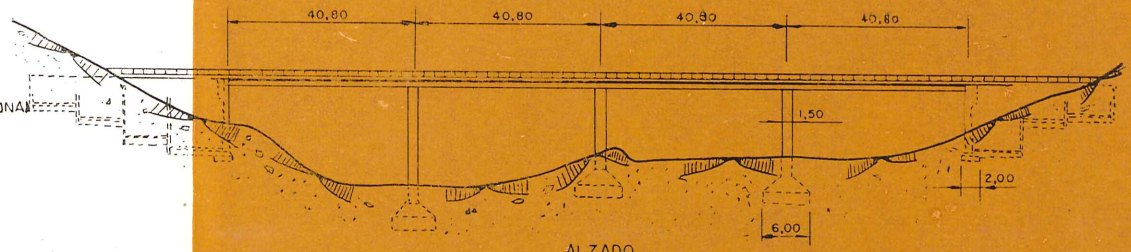
Soportes en tabique macizo de hormigón armado, empotrados en zapata y libres en el otro extremo superior.

Estribos en cajón con células, con muro frontal, y muros en vuelta y tabiques de arriostramiento.

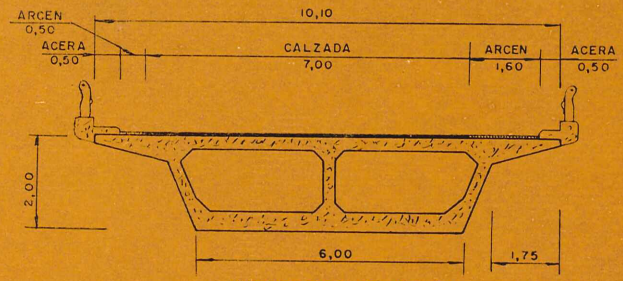
Cimentaciones directas por zapatas

Metodo de cálculo elástico con ordenador electrónico

Sistema constructivo in situ mediante cimbras



ALZADO



SECCION TIPO DE TABLERO



Fig. 7

PUENTE DEL ENLACE CON LA RED ACTUAL

SITUACION: _____ MONCADA (BARCELONA)

Nº DE CALZADAS: _____ 2

LONGITUD TOTAL. _____ 80 x 2 metros

LUCES DE VANOS: _____ 14+52+14 metros

ESTRUCTURA: _____ HORMIGON PRETENSADO

TREN TIPO: _____ Nº 2 MODIFICADO

OBLICUIDAD DE TABLERO: _ 46°

ALTURA DE SOPORTE: ____ 5,50 metros

REFERENCIA E.P.T.I.S A.. ____ BA-451

FECHA PROYECTO: _____ JULIO 1964

PRESUPUESTO: _____ 18.683.137 pts.

DESCRIPCION

Paso superior de la Autopista Barcelona – La Junquera. sobre la red de enlace con la C.N. – 152.

Puente en pórtico en el que las sustentaciones se forman con células trapeciales, compuestas de bielas y tirantes.

Tablero tipo losa aligerada.

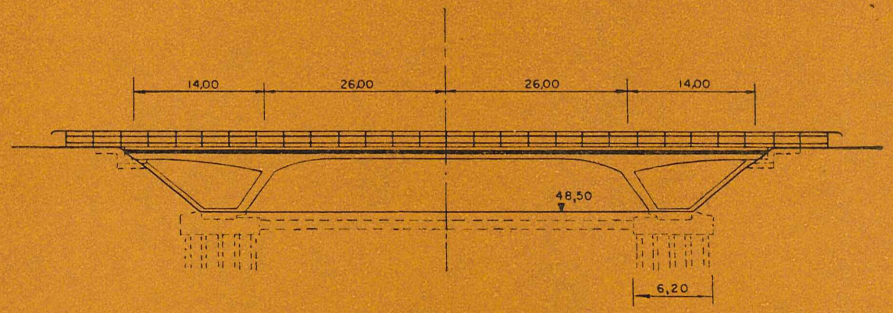
Biela de compresión en hormigón armado.

Tirante con cables de pretensado.

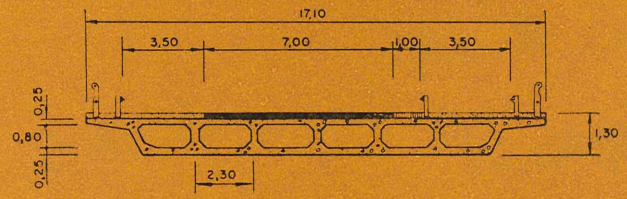
La cimentación es por pilotes de Ø 0,65 m

Metodo de cálculo elástico. con ordenador electrónico

Sistema constructivo in situ, mediante cimbras, con tensados sucesivos y con pretensado de compensación en los tirantes.



ALZADO



SECCION TIPO DE TABLERO

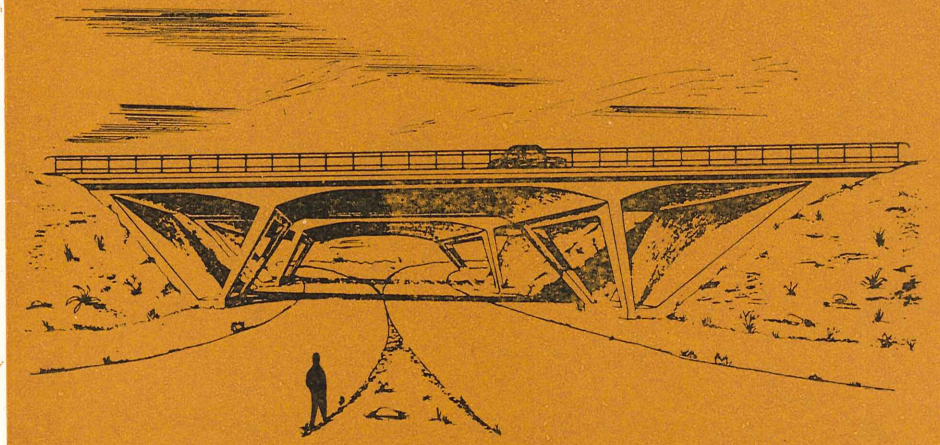


Fig. 8

591-9-16

descripción de obras en hormigón pretensado realizadas por "Industrias del Cemento-Viguetas Castilla, s. a."

JUAN A. DE SALABERRI

0 INTRODUCCION

En primer lugar, antes de iniciar la exposición del tema de que vamos a tratar, quiero advertir que no se van a descubrir nuevas aplicaciones del hormigón pretensado, ni siquiera que se van a ver obras que, por su importancia o su volumen, salgan de lo que habitualmente se considera como aplicación normal de esta nueva técnica.

Nuestro propósito es únicamente el dar a conocer algunas aplicaciones del hormigón pretensado realizadas en nuestros talleres para la prefabricación de elementos de hormigón.

Naturalmente, no se incluyen las piezas que consideramos de serie y que son de fabricación normal, sino las que se han estudiado para una aplicación concreta con diseño y cálculo resistente nuevo, especial para cada caso.

Haremos, como digo, un repaso rápido a algunas de estas piezas y, en cada caso, pretendemos indicar sus características especiales, las características de los materiales empleados en su fabricación, y las razones que han motivado la aplicación del hormigón pretensado en cada una de ellas.

1 PLAZA DE TOROS VISTA ALEGRE. BILBAO

1.1. Antecedentes

Como es bien sabido de todos ustedes, la antigua plaza de toros de Bilbao, de estructura de madera, sufrió el 5 de septiembre de 1961 un incendio que la arrasó por completo. Con las ruinas, aún humeantes, se planteó la necesidad de reconstruirla en un brevísimo plazo de tiempo, plazo que no era prácticamente alcanzable empleando los

procedimientos de construcción convencionales. Se proyectó, entonces, la nueva plaza por el arquitecto señor Gana, de forma que pudiera prefabricarse una parte sustancial de la obra —el graderío—, al tiempo que se erigía la estructura soporte.

La solución que se dio tuvo la forma de pórticos escalonados radiales construidos in situ, con un graderío prefabricado en taller, que apoyaba en los mencionados pórticos.

En la figura 1 puede verse una sección de este graderío mostrando el pórtico y la forma en que las gradas iban apoyadas sobre el mismo. Esta figura es un dibujo de anteproyecto y no se determina exactamente la forma individual de las gradas, que si en la zona de andanadas fueron sensiblemente iguales a las de este dibujo, en la zona de tendidos tuvieron secciones diferentes. Más adelante veremos esta sección definitiva de las gradas de tendido.

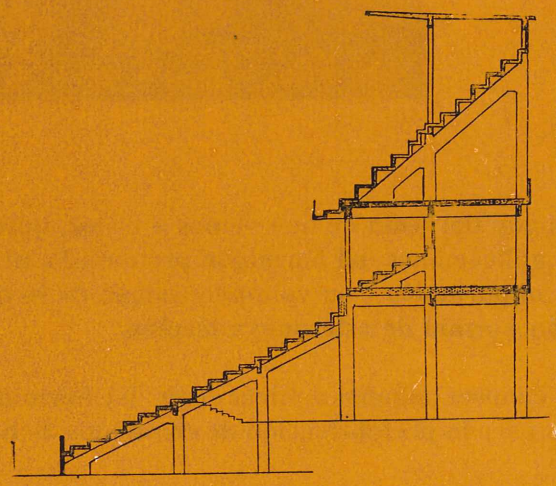


Fig. 1

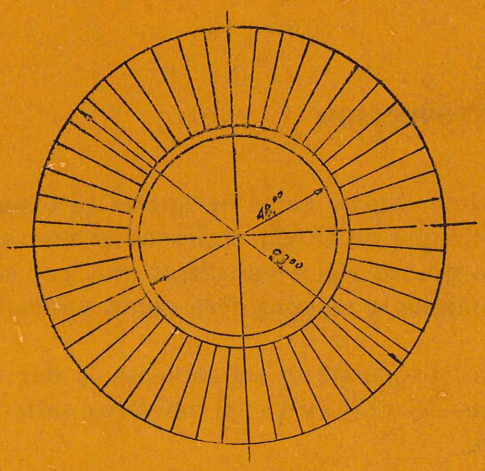


Fig. 2

La figura 2 muestra una planta esquemática de la situación relativa de los pórticos. Puede apreciarse que las longitudes de las piezas, iguales en cada fila, iban aumentando a medida que se subía en el graderío.

La prefabricación en taller, al tiempo que se erigían los pórticos, consiguió un ahorro sustancial en la duración de la obra. Efectivamente, mientras el contratista iba realizando la explanación y cimentaciones, en el taller se iban construyendo gradas a un ritmo tal, que cuando se terminaron los pórticos estaba fabricado prácticamente todo el graderío, el cual no necesitó ya más que ser colocado por una grúa, operación que se realizó rápidamente.

Así se consiguió, como digo, acortar la duración de la obra, de tal manera que iniciado el derribo el mes de octubre de 1961, y el hormigonado el 12 de diciembre del mismo año, se inauguró la nueva plaza el 19 de junio de 1962; esto es, a los 6 meses de comenzada su construcción.

El graderío se prefabricó en 70 días, o sea, en menos de 3 meses.

1.2. Motivos de la utilización del pretensado

Una vez proyectada la plaza contando con el empleo de elementos prefabricados en hormigón, se planteó el problema de la elección del sistema que debía utilizarse en la prefabricación de estos elementos: hormigón armado u hormigón pretensado.

El graderío correspondiente a los tendidos se calculó y ejecutó en hormigón pretensado.

Las razones que motivaron esta decisión son las siguientes:

Primero, *economía*. El empleo del hormigón pretensado suponía, como es normal, una reducción de secciones de hormigón y de acero. Por otra parte, el encarecimiento que podía suponer el empleo de hormigones de altas resistencias iniciales estaba ya impuesto, aunque se realizasen las piezas en hormigón armado, para conseguir una utilización diaria de los moldes y útiles de fabricación. También con este procedimiento se conseguía un sensible abaratamiento de la mano de obra, sobre todo en lo que respecta a preparación de armaduras y llenado de los moldes.

La segunda razón por lo que se decidió el empleo del hormigón pretensado fue la *durabilidad*, y quizá haya sido ésta la más poderosa de las razones que influyeron en el empleo de este material. Efectivamente, al estar las gradas a la intemperie, podía temerse, si se realizaban en hormigón armado, la fisuración del hormigón y la subsiguiente oxidación de armaduras. Esto traía consigo un peligro, no sólo desde el punto de vista resistente, sino incluso desde el punto de vista estético.

Empleando hormigón pretensado y calculándolo de manera que, a lo largo de toda la sección, aun en momentos máximos de carga, cualquier punto de esta sección esté sometido solamente a esfuerzos de compresión, no puede tener lugar la fisuración.

En el caso presente, en la fibra inferior de la sección, a plena carga, en el centro del vano, se obtenía una tensión de compresión de 1 kg/cm².

Además de estas ventajas que podríamos considerar fundamentales, se conseguían con el pretensado deformaciones de la pieza menores que con la misma sección en hormigón armado, y una mayor elasticidad de la misma, ya que, aun en el caso improbable de que las cargas reales fueran, en breves y determinados momentos, muy superiores a las de cálculo y llegaran incluso a fisurar levemente la pieza, el pretensado volvería a cerrar fisuras, instantáneamente, al cesar esta excesiva sobrecarga.

1.3. Características de la sección

En la figura 3 se indican las dimensiones principales de la sección de hormigón.

El hormigón se consideró con una resistencia a la compresión de 200 kg/cm² en el momento de destesar y de 400 kg/cm² a 28 días, midiendo las resistencias en probetas cúbicas de 15 × 15 centímetros.

La armadura de pretensado estaba constituida por alambre de 5 mm de ∅; resistencia a la rotura, 140 kg/mm²; y límite elástico, 110 kg/mm². La tensión inicial introducida fue de 70 kg/mm².

Las luces máximas para las que se calcularon estas piezas fueron de 5,80 m; y la sobrecarga de cálculo, 500 kg/m².

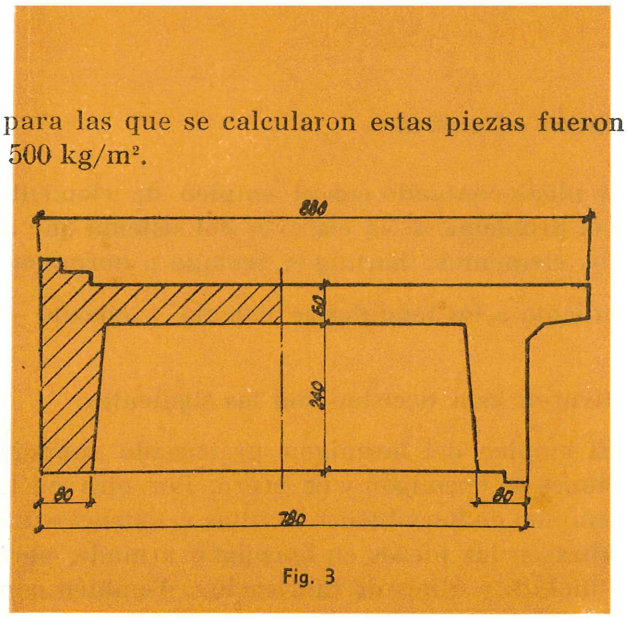


Fig. 3

En el dibujo puede observarse que la sección se halla dividida, por su centro, en dos zonas. Una de ellas se ha sombreado para distinguirlas mejor.

Esta división indica que cada nervio se calculó por separado, tomando para cada uno la sobrecarga de la superficie mitad del ancho total de la pieza y considerando como secciones resistentes individuales las señaladas en la figura.

Con objeto de evitar el posible paso del agua de lluvia a la parte inferior del graderío, las gradas estaban dotadas, como se ve en el dibujo, de un dentado en la parte superior del nervio trasero de cada pieza y un diente en la parte inferior del nervio delantero de la misma.

De esta manera se conseguía un encaje de cada grada (fig. 4) con las inmediatamente superior e inferior.

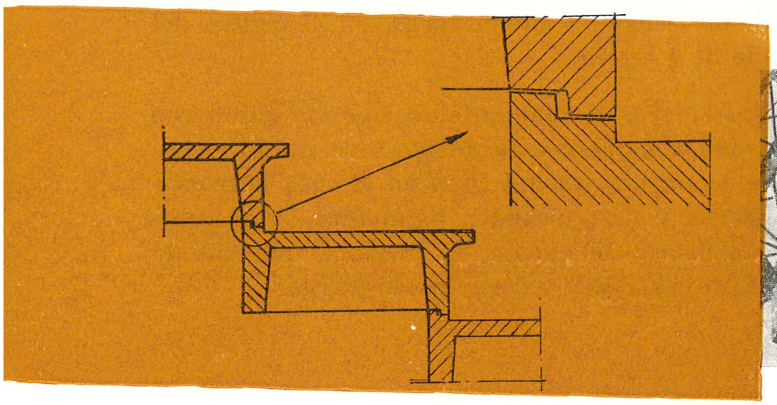


Fig. 4

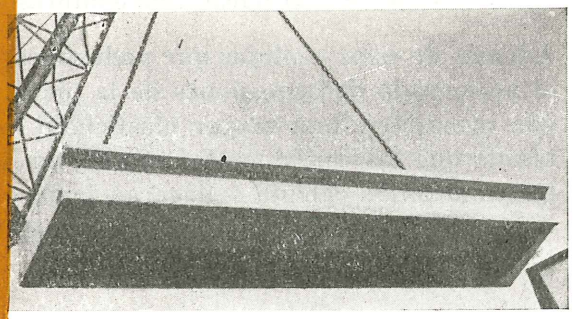


Fig. 5

Dando a estos dientes una pequeña pendiente hacia adelante se lograba expulsar el agua que tendía a introducirse en la parte baja.

De todos modos, esta junta fue calafateada, así como las juntas transversales de unión entre dos piezas contiguas sobre cada pórtico.

La figura 5 muestra una grada vista desde debajo. Se puede apreciar en ella los velos de hormigón en sus dos extremos.

El objeto de estos velos era conseguir mayor robustez en la pieza, y evitar posibles fisuras de la placa superior en los movimientos de manejo en fábrica, transporte y colocación.

1.4. Montaje y acabado en obra

Una vez comentados brevemente los puntos anteriores, en los que hemos indicado la forma de la estructura de la plaza de toros y de las piezas prefabricadas, las características de las mismas y de los materiales que se emplearon en su fabricación, a continuación se incluyen algunas fotografías en las que pueden apreciarse diversos aspectos de la fabricación, transporte y montaje de los graderíos prefabricados y de la obra terminada (figs. 6, 7, 8, 9, 10 y 11).

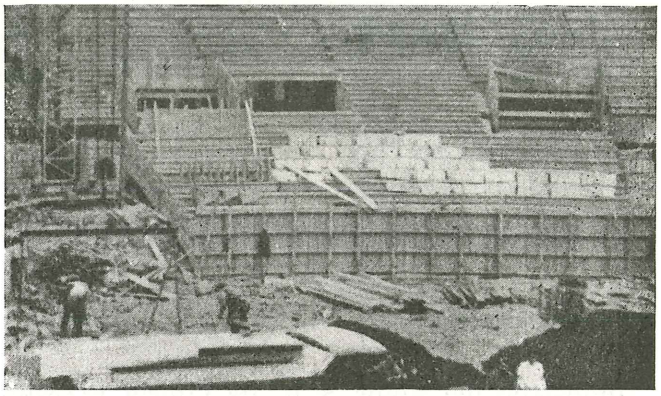


Fig. 6.

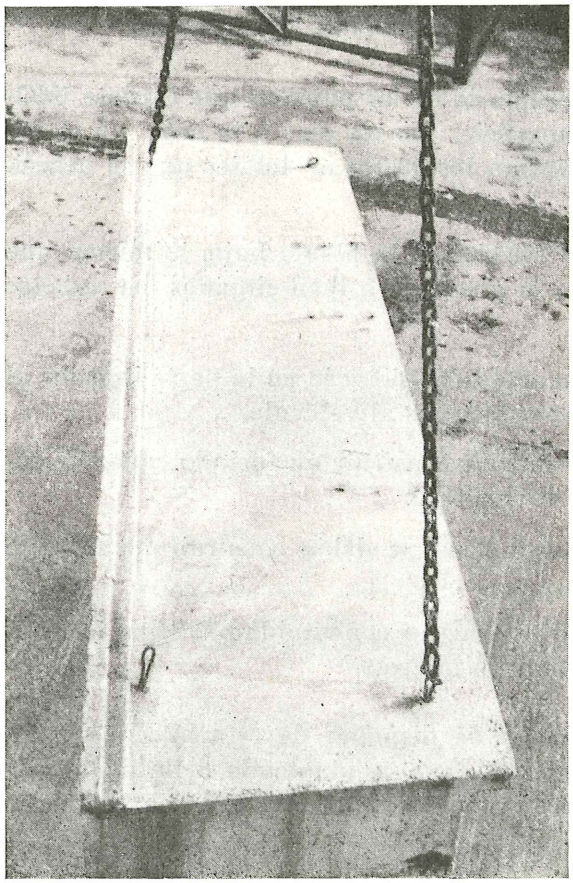


Fig. 7

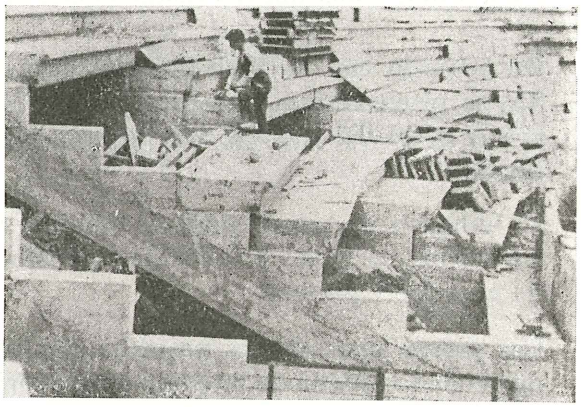


Fig. 8

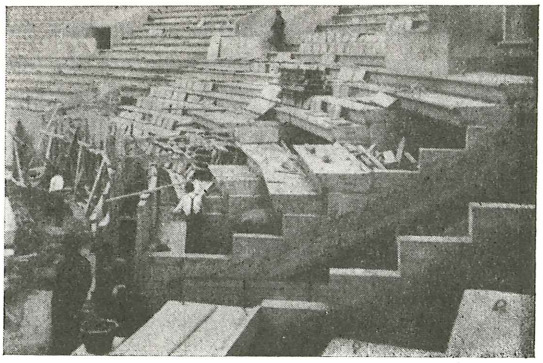


Fig. 9

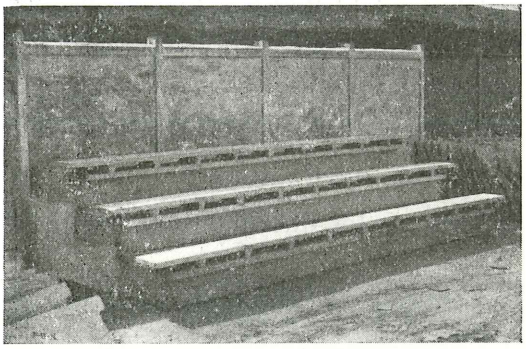


Fig. 10

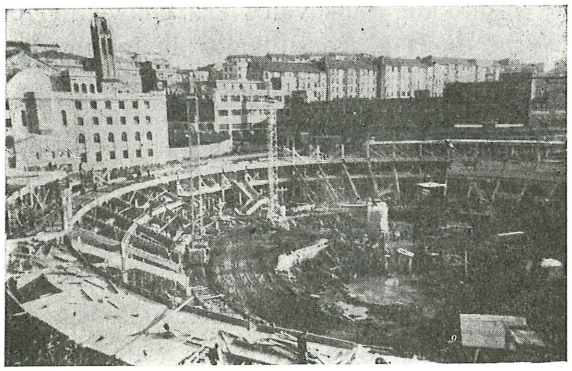


Fig. 11

2. PLACAS PRETENSADAS PARA 5.000 kg/m² DE SOBRECARGA

2.1. Antecedentes

Industrias del Motor, S. A., de Vitoria, necesitó ampliar sus instalaciones, con objeto de fabricar un nuevo modelo de furgoneta que pensaba lanzar al mercado.

Para situar estas nuevas instalaciones necesitaba unos 40.000 m² de superficie.

De acuerdo con la Sociedad alemana concesionaria de las patentes que explota IMOSA, se proyectó una nave de 20.000 m² de superficie, con un piso a la cota +5 m sobre el nivel del terreno, con lo que se conseguían los 40.000 m² totales que se necesitaban.

El almacén de piezas para el montaje se localizaba en la planta baja, lo mismo que vestuarios, servicios y taller de acabado, y en la planta alta iban situadas las cadenas de montaje y pintura.

Las piezas individuales pasarían por montacargas del almacén en la parte inferior al punto de la cadena de montaje donde serían incorporadas al vehículo.

Esta disposición del taller planteaba el problema de construir un forjado capaz de soportar el peso, muy elevado, de las cadenas de montaje.

Se calculó que, teniendo en cuenta estas circunstancias, se debía construir un forjado capaz de soportar 5.000 kg/m² de sobrecarga.

A la estructura soporte se le dio la forma de cuadrícula, constituida por vigas de apoyo del forjado que reducían la luz del mismo a 2,5 metros.

Por otra parte, la urgencia que tenía la Sociedad de disponer de esta nave obligaba a que la construcción se fuera realizando antes de tener replanteada definitivamente la situación de las máquinas y escaleras, accesos, montacargas, etc., que debían existir para la comunicación entre las dos plantas.

Si se construía el forjado con una losa monolítica de hormigón vertido in situ, se tropezaba con el inconveniente de que si se variaba la posición de máquinas, escaleras, etcétera, con relación a lo proyectado en principio (cosa muy probable, ya que, como

hemos dicho, no estaban los elementos situados en los planos de manera definitiva a la hora de construir la nave), había que romper la losa de forjado en algunos sitios, quizá reforzarla en otros, etc.

Sin embargo, si el forjado se prefabricaba en forma de piezas individuales (placas) simplemente apoyadas, se tenía la posibilidad de situar huecos en cualquier punto del mismo, sin más que quitar el elemento o elementos prefabricados situados en dicho punto. Esto, naturalmente, daba al forjado una gran flexibilidad para la situación de los accesos, sin tener que recurrir a roturas costosas y a refuerzos engorrosos y no siempre realizables correctamente.

Esta circunstancia, aliada con la urgencia de disponer de la nave, hizo que se decidiera la realización del forjado mediante placas prefabricadas de hormigón. Estas placas apoyaban directamente sobre las vigas de la estructura, sirviendo las vigas perpendiculares a las de apoyo, o sea en las que no apoyaba el forjado, de arriostramiento de la estructura completa, ya que esta misión no se encomendó al forjado prefabricado, aunque podía haberse hecho así.

Naturalmente, no existe un forjado de fabricación en serie capaz de soportar 5.000 kg/m² de sobrecarga, por lo que hubo de proyectarse una nueva pieza.

Una vez decidida, por las razones antes citadas, la conveniencia de prefabricar el piso, se planteó, como en el caso de la Plaza de Toros que acabamos de comentar, el problema de cómo realizar la obra, si en hormigón armado o pretensado.

Se estudiaron dos soluciones, una en cada tipo. El volumen grande de la obra a realizar permitía la fácil amortización de un número elevado de moldes y útiles como era el exigido para utilizar una hilera de pretensado que, en nuestro caso, tenía un mínimo de 60 metros.

Por las mismas razones que hemos visto antes, sobre todo por la cuestión económica (ahorro de materiales, acero principalmente, mano de obra, etc.), nos decidimos por la solución pretensada.

2.2. Características

Las dimensiones de la sección de hormigón se indican en la figura 12.

El hormigón se consideró con una resistencia a la compresión de 175 kg/cm² en el momento del destesado y de 350 kg/cm² a los 28 días, medidos en probeta cilíndrica de 15 × 30 centímetros.

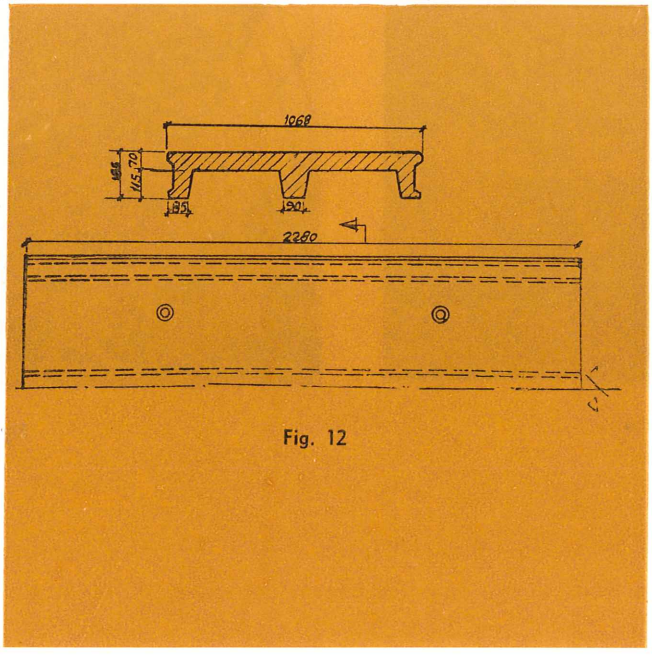


Fig. 12

Estas cifras son sensiblemente iguales a las mencionadas al tratar de la Plaza de Toros, teniendo en cuenta la diferente forma de las probetas en aquel caso y en éste. Recordemos que se obtiene de un 20 a un 25 % más de resistencia en la probeta cúbica que en la cilíndrica.

La armadura de pretensado estaba constituida por alambre de 5 mm ∅, de características iguales a las de los empleados en Vista Alegre.

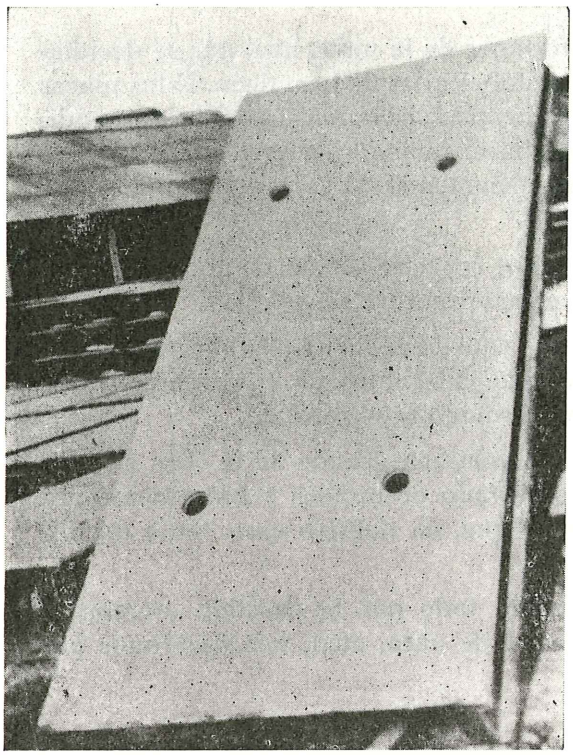


Fig. 13

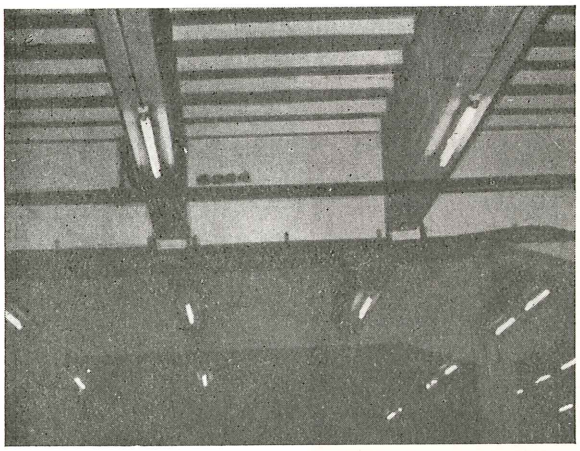


Fig. 14

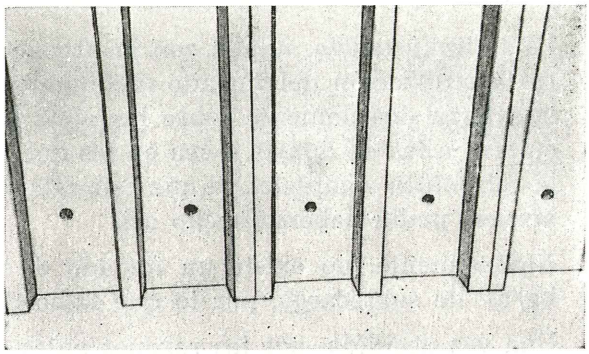


Fig. 15

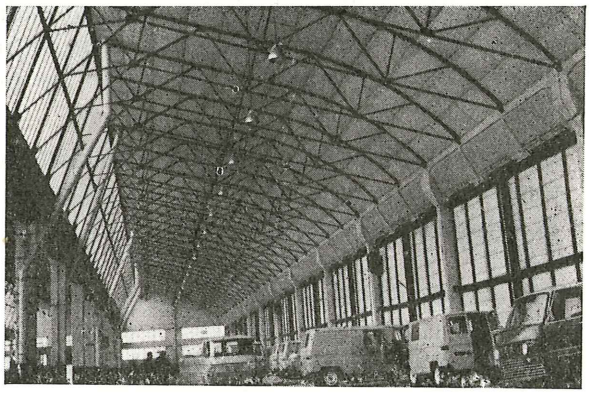


Fig. 16



Fig. 17

El cálculo de la pieza se realizó de una manera totalmente normal en estos casos. Unicamente cabe señalar que el coeficiente de seguridad a la rotura se mantuvo por encima de 3, en lugar de por encima de 2 como indica la norma (HP1-60). En un ensayo con carga uniformemente repartida que se realizó hasta llegar a la rotura, el coeficiente de fisuración fue de 1,81 y el de rotura 3,88, haciendo todo el ensayo con aplicación de cargas muy lentas hasta el punto de que la carga de rotura originó ésta, al cabo de una hora de ser aplicada.

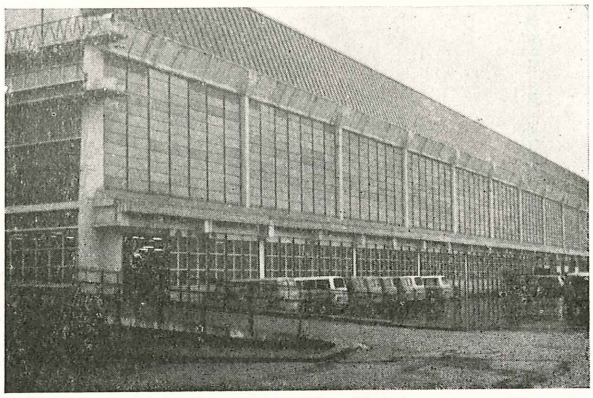


Fig. 18



Fig. 19

2.3. Montaje en obra.

No tienen estas piezas ninguna particularidad más, digna de ser mencionada. Las figuras 13, 14, 15, 16, 17, 18 y 19 muestran varios aspectos de la pieza y de la obra concluida.

3 CIELORRASO PRETENSADO

3.1. Antecedentes

La obra cuya ejecución se va a comentar a continuación, no tiene otra particularidad que ser una aplicación del pretensado a unas piezas cuya forma y utilización se sale de lo normal.

Con objeto de alojar la mayor máquina de papel prensa de España, Papelera Española, S. A., debía construir una nave industrial en su fábrica de Rentería.

La zona de nave correspondiente a la máquina de papel, con una extensión de 3.000 metros cuadrados aproximadamente, debía disponer de un techo horizontal totalmente plano.

La estructura transversal de la nave puede apreciarse esquemáticamente en la figura 20. Con objeto de constituir el techo plano, se pensó en colgar un cielorraso de los tirantes de los arcos.

Este cielorraso debía constituir asimismo un forjado resistente, ya que la zona que quedaba entre el mismo y la cubierta debía alojar tuberías, instalaciones eléctricas,

etcétera, y debía también ser visitable para poder realizar las operaciones de reparación y mantenimiento. A la vez se conseguía una cámara entre el cielorraso y la cubierta que, convenientemente caldeada, servía para mantener la temperatura de la nave por encima de un mínimo requerido por necesidades de fabricación.

Era evidente la necesidad de prefabricar este cielorraso, ya que, en este caso, era materialmente imposible (dentro de los límites que marca la economía) realizar una placa de hormigón moldeada in situ.

Por otra parte, la necesidad de conseguir una superficie totalmente lisa era tan importante, que hasta los aparatos de iluminación debían ir colocados de tal manera que no sobresalieran, ni se hundieran con respecto al plano del cielorraso; esto obligaba a realizar agujeros en las zonas de situación de estos aparatos con objeto de alojarlos.

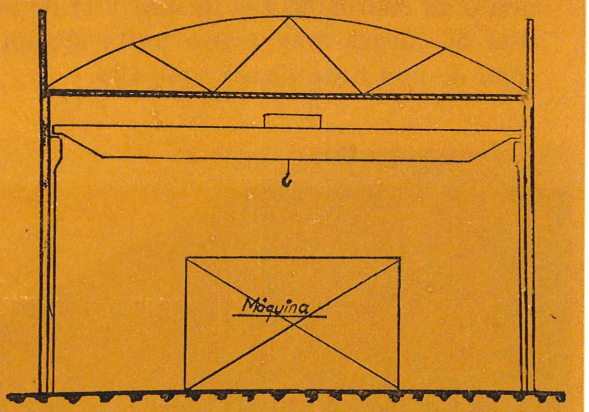


Fig. 20

Se nos consultó sobre la posibilidad de prefabricar piezas de la forma que se puede apreciar en la figura 21. Estas piezas serían colocadas según se indica en la figura 22, colgando del tirante de los arcos de la estructura.

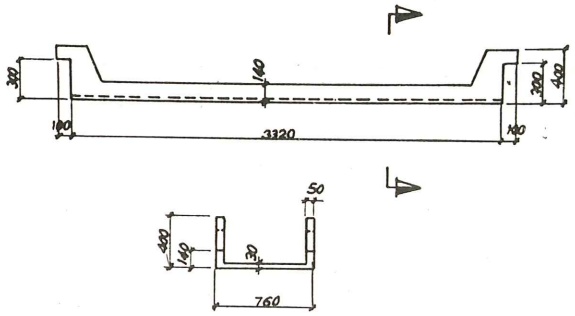


Fig. 21

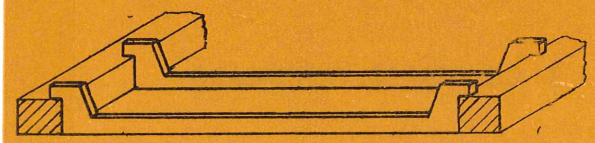


Fig. 22

La ejecución de esta forma ofrece grandes dificultades, si se pretende realizarla en serie, sobre todo en el llenado y desencofrado de las piezas.

A la vista de estas dificultades, se propuso al cliente una modificación de la forma individual de las piezas, descomponiendo en tres partes la pieza propuesta, de la manera que a continuación se indica.

3.2. Forma de la sección definitiva

El cielorraso se constituyó por vigas en simple T (fig. 23), cuyos extremos tenían forma de góndola para su apoyo en el tirante del arco. De esta manera, la parte inferior de la viga quedaba a la altura del borde inferior del tirante. En las alas de esta viga apo-

yaban las placas que constituían el cielorraso propiamente dicho (fig. 24). Las figuras 25 y 26 muestran cómo se organizaba el montaje.

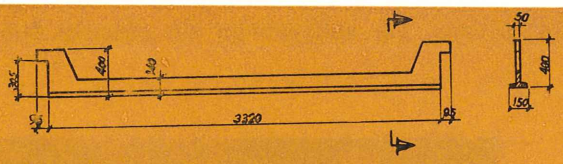


Fig. 23

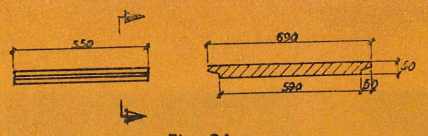


Fig. 24

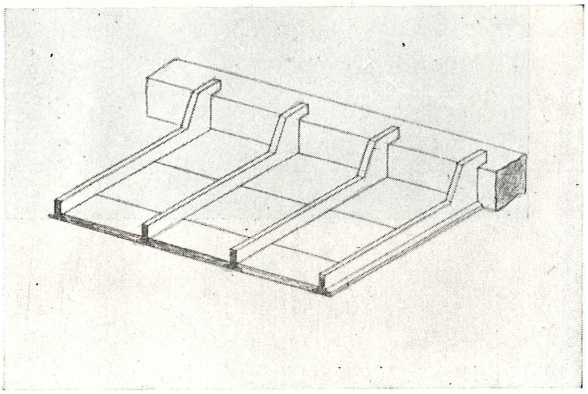


Fig. 25

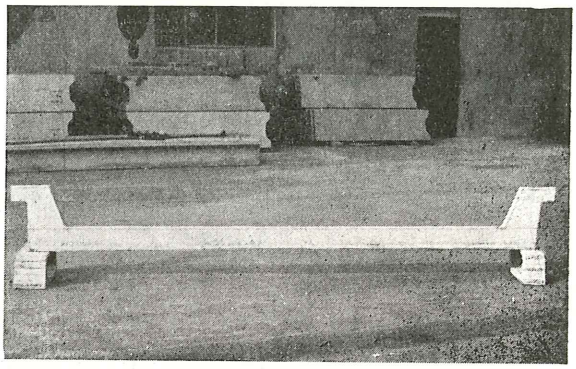


Fig. 26

Estas formas que acabamos de ver son de fabricación más sencilla que las primitivas y permiten la fabricación en hileras, condición imprescindible para ser pretensadas.

3.3. Motivos de la utilización del pretensado

Fueron sensiblemente los mismos que en los casos anteriores: fundamentalmente, economía y prevención de fisuras en el hormigón. No hay que perder de vista que, en este caso, el peligro de oxidaciones en las armaduras era muy fuerte, ya que el cielorraso estaba sometido, en su parte baja, a la acción de los gases, sobre todo al vapor de agua que despide la máquina de papel, y en su parte superior, a un ataque más fuerte de vapor de agua, ya que el caldeo de la cámara de cubierta —a que hemos hecho referencia antes— se conseguía a base de introducir vapor en la citada cámara. Por todo esto, no cabía admitir de ninguna manera la presencia de la más mínima grieta en el hormigón, y para conseguirlo, con la máxima seguridad, lo más indicado era el empleo del hormigón pretensado.

3.4. Características de los materiales

Se exigió al hormigón una resistencia a compresión de 200 kg/cm² al destesar y de 400 kg/cm² a 28 días, en probeta cilíndrica de 15 × 30 centímetros.

La armadura de pretensado estaba constituida por alambre de 3 mm ∅, resistencia a rotura, 160 kg/mm², y límite elástico aparente, 130 kg/mm². La tensión inicial de los alambres fue de 100 kg/mm².

El empleo del alambre de ∅ 3, en lugar de otro diámetro superior, fue debido a que la cuantía de acero necesario era muy pequeña, ya que con el empleo de diámetros pequeños de alambre se consigue una mejor adherencia acero-hormigón, y un reparto mayor de la carga de pretensado sobre las piezas. La sobrecarga de cálculo fue de 200 kg/m².

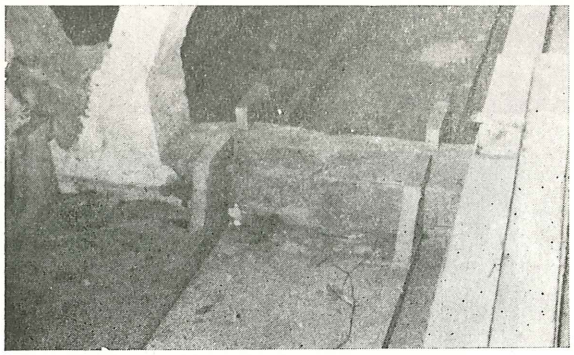


Fig. 27

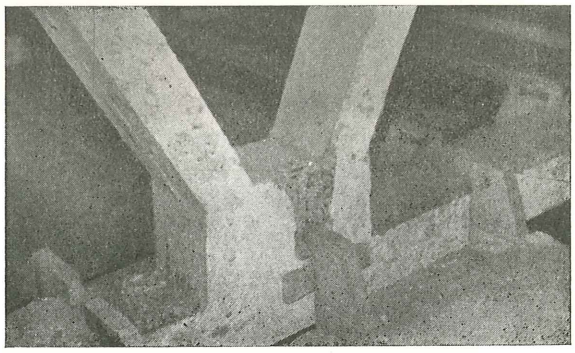


Fig. 28

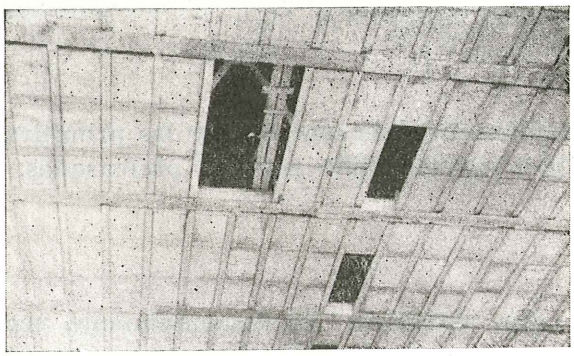


Fig. 29

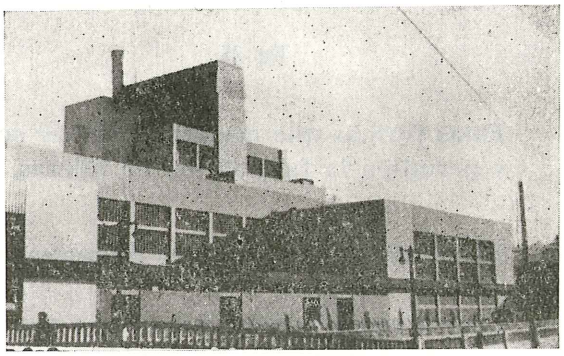


Fig. 30

3.5. Montaje y obra terminada

En las figuras 27, 28, 29 y 30 se ven las piezas empleadas en este cielorraso, algún detalle de su colocación y varios aspectos de la obra terminada.

4 OTRAS REALIZACIONES

Aunque hemos realizado una exposición muy ligera de los puntos anteriores, el tiempo de que disponemos —o, mejor dicho, del que no disponemos—, nos impide continuar detallando otras aplicaciones prácticas del hormigón pretensado realizadas en nuestros talleres.

Vamos solamente a indicar algunas más, sin entrar en detalles. Si alguien quisiera profundizar en alguna de estas obras, nos tiene a su disposición para aclarar cualquier duda.

4.1. Placas de hormigón pretensado para cubiertas.

Aunque estas placas hoy casi las podemos considerar como de fabricación en serie, las traemos aquí porque su fabricación se inició para resolver un problema concreto.

Se trataba de cubrir una nave industrial, de 50.000 m² de superficie, de Altos Hornos de Vizcaya. Antes de esta obra, ya Altos Hornos de Vizcaya había cubierto otras instalaciones con placas de hormigón armado, pero este tipo de placas resultaba engorroso de fabricar por necesitar nervios donde alojar la armadura, y, al no poderse fabricar en serie, la exactitud de sus dimensiones dejaba bastante que desear.

Con la aplicación del pretensado se consiguió una placa de 4 cm de espesor, sin nervios, de fácil fabricación en serie, de gran exactitud en sus dimensiones y además más barata.

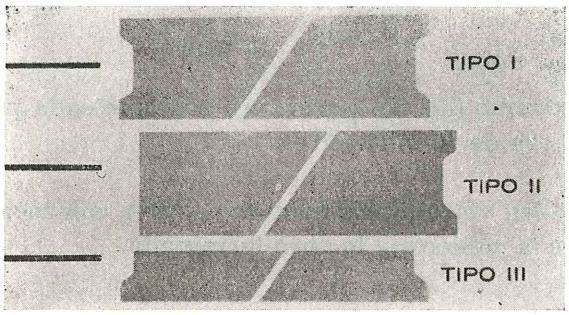


Fig. 31

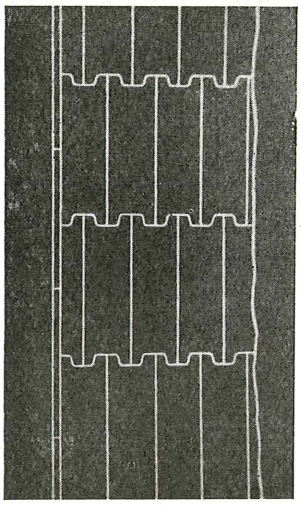


Fig. 32

La cubierta se realizó aplicando tres tipos de placas (fig. 31), de las cuales la normal es el tipo I, siendo el II y el III formas para rematar la cubierta en su perímetro. Así la cubierta quedaba organizada según indica la figura 32, en la que se puede apreciar un extremo de la misma y la aplicación de los diferentes tipos de placas.

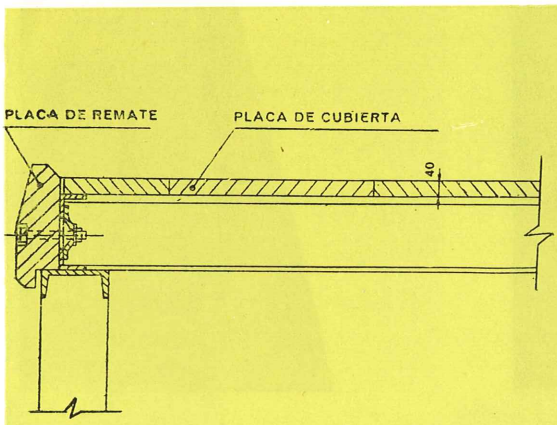


Fig. 33

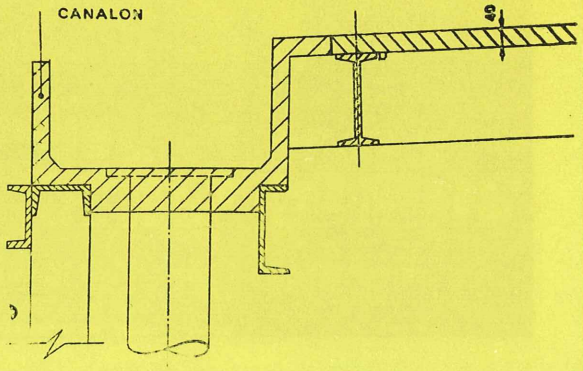


Fig. 34

Con objeto de rematar el emplacado, tanto en el sentido longitudinal como en el transversal, se proyectaron piezas de bordillo y canalones pretensados.

El bordillo (fig. 33) se sujetaba a la estructura de la cubierta e impedía el movimiento de las placas en sentido paralelo al eje de la nave, en el plano de la cubierta.

Su forma se proyectó de manera que no se produjeran cambios bruscos de dirección en el impermeabilizante, a fin de evitar grietas en la lámina asfáltica del mismo o en su recubrimiento de aluminio.

Los canalones (fig. 34), también sujetos a la estructura, impedían el movimiento en el sentido del faldón y, a la vez, realizaban la recogida de las aguas.

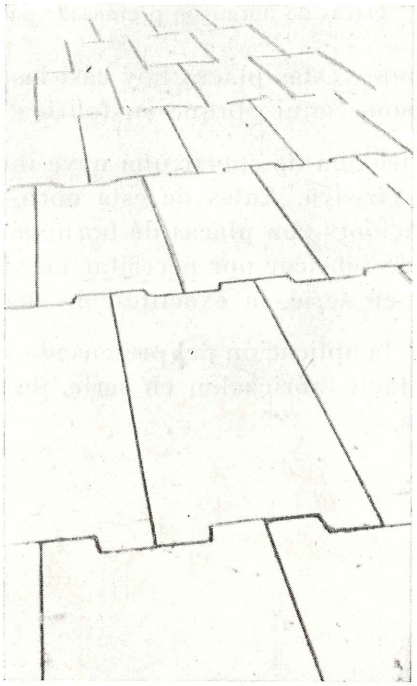


Fig. 35

Dada la estrechez del ala del perfil que se empleó para formar las correas, se dotó a las placas de una forma especial en el extremo (fig. 35) para conseguir que cada pieza apoyara en todo el ancho del ala, que era de 70 milímetros.

En las figuras 36, 37, 38, 39, 40 y 41 se pueden ver algunos momentos de la colocación de las piezas, de la impermeabilización de la cubierta y la obra terminada.

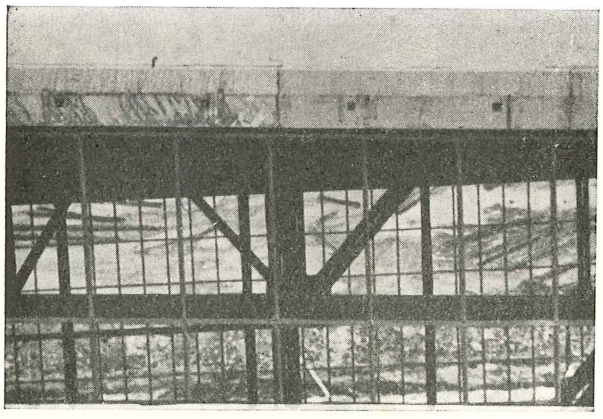


Fig. 36

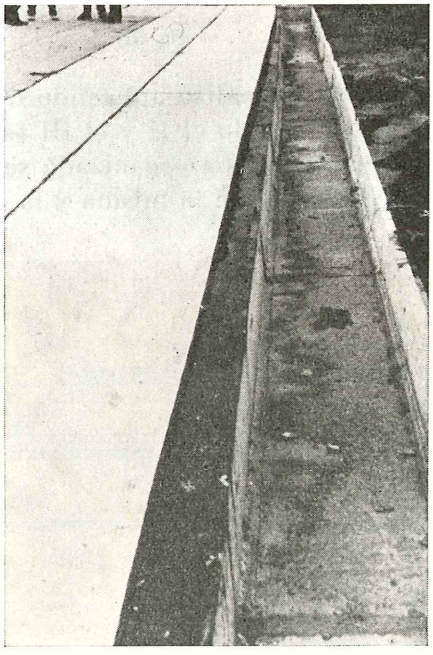


Fig. 37

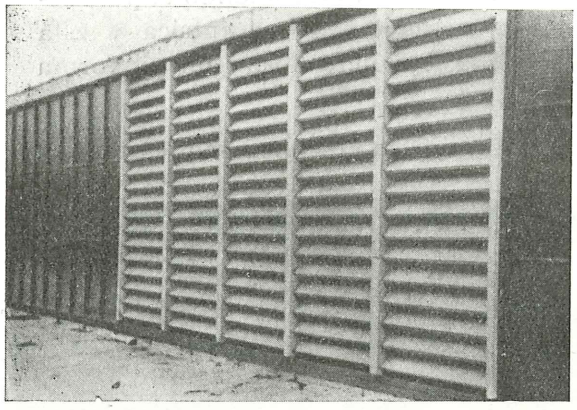


Fig. 38

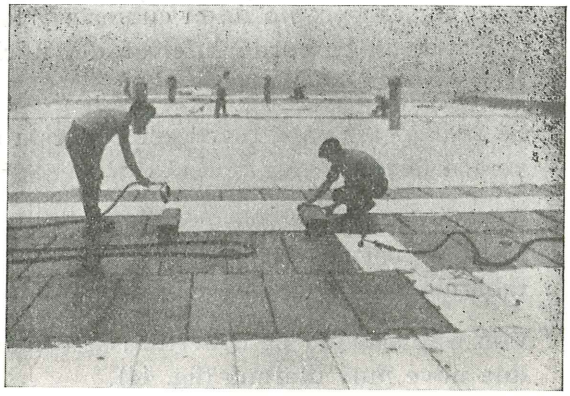


Fig. 39

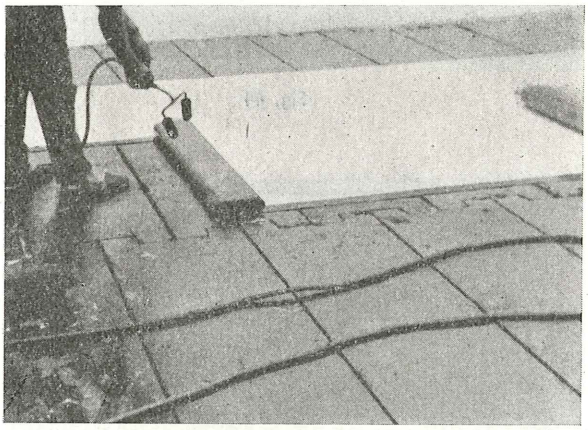


Fig. 40

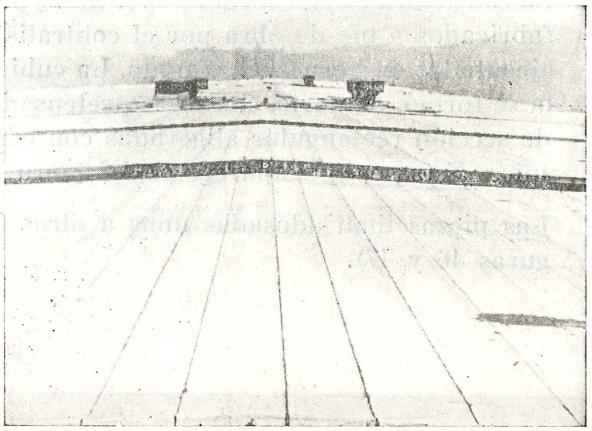


Fig. 41

4.2. Cercha de hormigón pretensado

Es una cercha de pares de hormigón pretensado y tirante metálico con tensor (fig. 42). Solamente queremos hacer resaltar la situación de la rótula (fig. 43).

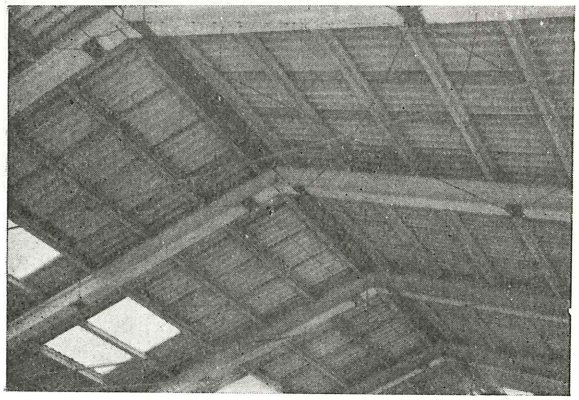


Fig. 42

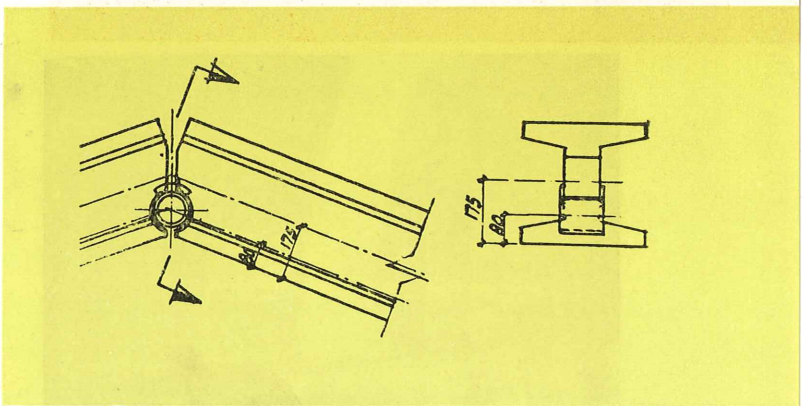


Fig. 43

Esta rótula está colocada de manera que la compresión a que está sometido el par, debido al peso propio de la cubierta y las sobrecargas actuantes, es excéntrica y está aplicada en el borde inferior del núcleo central de la sección de hormigón que forma par.

Se realizó así para favorecer con esta compresión excéntrica el comportamiento de la viga a flexión.

Aparte de esta acción que podemos llamar de auto-postensado, la viga de hormigón estaba ejecutada en hormigón pretensado.

Con este sistema de cobertura se consiguió una nave muy diáfana (fig. 44).

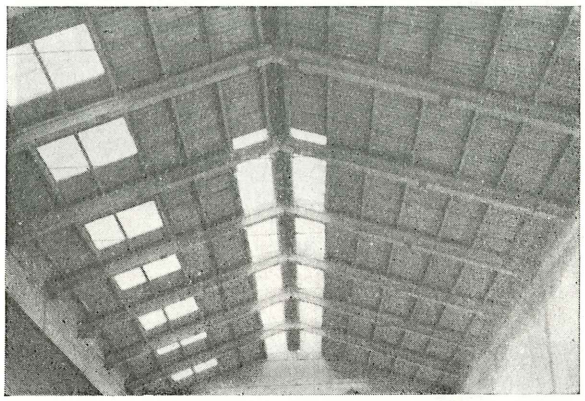


Fig. 44

4.3. Cubierta almacén

La estructura estaba formada por arcos prefabricados a pie de obra por el contratista, ejecutados en hormigón armado. La cubierta se formó, en parte, con losas pretensadas de sección rectangular aligeradas con cerámica. Esta sección aparece en la figura 45.

Las piezas iban adosadas unas a otras (figuras 46 y 47).

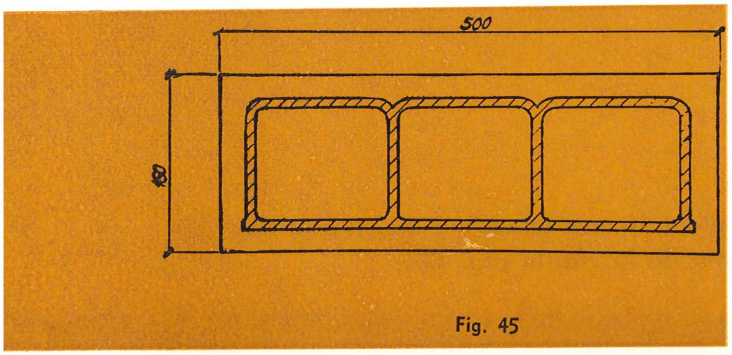


Fig. 45

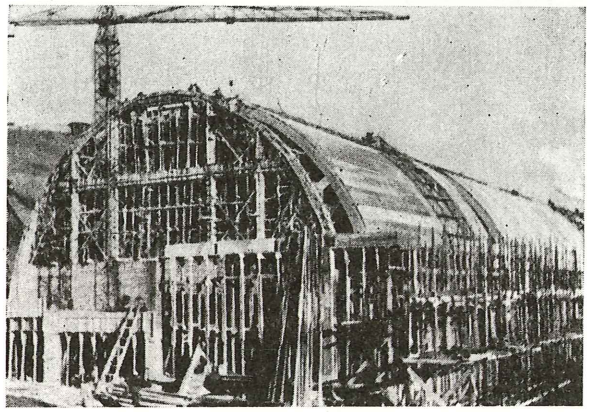


Fig. 46

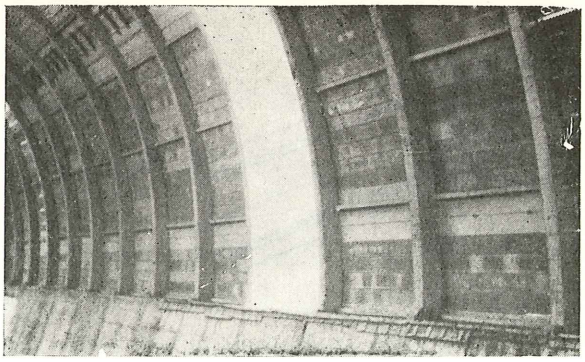


Fig. 47

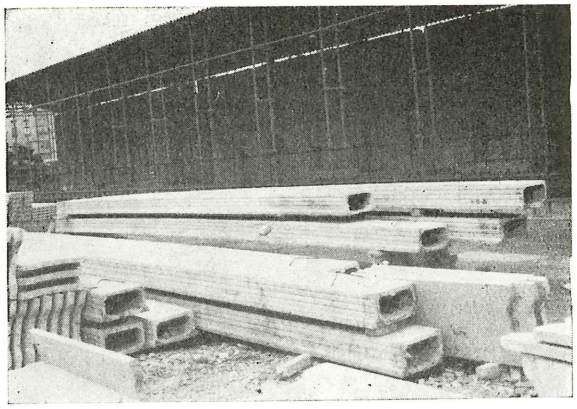


Fig. 48

Una aplicación parecida a la de estas piezas tienen las vigas tubulares de sección en cajón (fig. 48), con las que se pueden cubrir grandes luces con fuertes sobrecargas y un peso propio relativamente pequeño.

Estas piezas consiguen además, por su forma, un buen aislamiento térmico y acústico.

5 CONCLUSIONES

A pesar de que en el transcurso de esta breve charla, ya hemos indicado, en algunos casos, las ventajas que comportaba el empleo del hormigón pretensado y las razones que hacían necesario, o, por lo menos conveniente, su empleo, no queremos terminar sin hacer un resumen de las ventajas e inconvenientes que, desde un punto de vista general, tiene la utilización de este material.

No es que estas circunstancias no sean conocidas sobradamente por ustedes, ni que pretendamos darlas a conocer en este momento.

Hay veces, sin embargo, en que este material no se emplea por olvido de su existencia, o por desconfianza en su comportamiento, en circunstancias que harían totalmente aconsejable su utilización.

Los primeros culpables de este olvido y esta desconfianza hemos sido, creo yo, los propios fabricantes de estos materiales que, desgraciadamente, en muchos casos no conocíamos perfectamente la técnica que empleábamos o no vigilábamos suficientemente los materiales y la ejecución de las piezas que construíamos, preocupados más en atender a la cantidad que a la calidad.

Creemos que hoy en día, superadas las dificultades que en otros tiempos hayan podido concurrir, la construcción de elementos resistentes en hormigón pretensado se encuentra en manos conscientes y responsables.

Vamos, pues, a analizar las ventajas o inconvenientes del proceso en sí, haciendo abstracción de las personas que lo ejecutan.

En primer lugar, analizaremos el comportamiento de las piezas aisladas y después veremos su conducta colocadas en obra, formando ya un todo con el resto de la estructura, de acero o de hormigón, ejecutado en obra.

Las ventajas en pieza aislada, pueden resumirse en las siguientes:

1.º Economía

En *hormigón,* según estudios realizados por el Ingeniero Giovanni Arosio, se obtienen reducciones del 35 al 50 % en volumen y peso, y del mismo orden en la altura o canto de las piezas.

Esta economía, no sólo influye —como es lógico— en el costo de la materia prima, sino en el de la mano de obra, movimientos de extracción del molde, transporte dentro de la fábrica, cargue y transporte de la fábrica a la obra y colocación.

En *acero,* la reducción del peso, con respecto al necesario para realizar la misma pieza armada, es, según el mismo autor, del orden del 60 al 80 %. Teniendo en cuenta el diferente precio del acero de pretensado con respecto al acero normal de construcción, la reducción en precio es del orden del 50 por 100.

En *mano de obra,* la reducción casi es del mismo orden que en el acero en cuanto a costo, ya que se evita todo el trabajo de ferralla (estirado, cortado, doblado, etc.), e incluso, generalmente, no es necesario ni siquiera el atado de estribos a la armadura principal, puesto que, estudiando convenientemente su forma y dimensiones, pueden los estribos quedar fijos en la armadura tesa, por la rigidez de la misma.

2.º Seguridad

En la técnica del pretensado, el proceso de fabricación constituye por sí mismo una prueba de los materiales.

Si el acero no tiene la resistencia a tracción supuesta en el proyecto, o el alambre tiene alguna sopladura, poro, defecto de sección, o cualquier imperfección, al tesarlo se rompería o, por lo menos, experimentaría unos alargamientos anormales que denunciarían el defecto cuando todavía es subsanable.

Igualmente sucede con el hormigón, ya que está sometido, en el momento de transferirle la tensión del acero, a tensiones normalmente más altas que las que va a soportar en cualquier momento posterior, aun en los de máxima sobrecarga.

Si por un defecto en la calidad del hormigón, o en el llenado del molde, las tensiones fueran excesivas, la pieza rompería en fábrica, aun antes de ser extraída de su molde o lugar de fabricación.

Aunque no es momento de entrar en detalles, recordaremos, simplemente, que el pretensado también favorece la absorción de esfuerzos cortantes por parte del hormigón.

3.º Durabilidad

En el proceso de cálculo de una pieza de hormigón pretensado no se suele admitir en ningún punto la existencia de tracciones en el hormigón, en contra del cálculo del hormigón armado en que todas las tracciones se confían al acero, suponiendo, como principio de cálculo, que el hormigón está fisurado, aunque luego se tomen medidas (recubrimientos, diámetro máximo de barras, etc.) para evitar en lo posible la fisuración.

Esta propiedad del pretensado, lo hace ventajosísimo en lugares a la intemperie, o sometidos a la acción de vapor de agua, gases ácidos, etc., que pueden introducirse por las fisuras, por pequeñas e impeligrosas que parezcan, provocando la oxidación de armaduras, su hinchamiento y el desconchamiento de las piezas en las zonas del recubrimiento, con lo que quedan las armaduras totalmente expuestas a los agentes que han provocado la iniciación del proceso.

No queremos prolongar esta enumeración, una vez dadas las ventajas que creemos más importantes. Vamos a comentar brevemente algunos de los inconvenientes:

1.º Hormigón más caro

Al necesitarse elevadas resistencias del hormigón a plazo muy breve (muchas veces un día) con el fin de realizar un mayor aprovechamiento de los moldes, mesas y útiles de pretensado, las dosificaciones de cemento suelen ser mayores, la selección y calidad de los áridos más cuidada y la puesta en obra más esmerada.

Incluso, a veces es necesario disponer de elementos de caldeo del hormigón (por resistencia eléctrica o por vapor de agua) para conseguir mayores resistencias.

Todo esto encarece el precio del m^3 de hormigón.

Hemos de decir que, de todas maneras, y teniendo en cuenta la reducción de volumen que se suele obtener, este encarecimiento no implica un mayor costo absoluto de la pieza.

Además, esta desventaja es, aunque en menor grado, inherente a todo proceso de prefabricación, aunque se realicen las piezas en hormigón armado.

2.º Necesidad de hileras largas de moldes

Este inconveniente puede tener lugar a la hora de proyectar una pieza especial. La prefabricación en pretensado implica la utilización de líneas del orden de 60 a 100 m y, por lo tanto, la ejecución de moldes para toda esta longitud. Puede ocurrir que si el volumen a realizar es pequeño, sea más económica la realización en hormigón armado con 10 m de molde, por ejemplo, ya que la amortización de los útiles en otro caso, cargaría el costo de las piezas de tal manera que podría sobrepasar la economía conseguida por otros conceptos con el empleo del pretensado.

Este inconveniente no tiene lugar naturalmente cuando se fabrican piezas en grandes series, ya que permiten amortizaciones fuertes, o cuando las piezas se realizan con postensado, cosiendo piezas que no son pretensadas individualmente, sino en conjunto y apoyando el gato sobre la misma pieza a postensar.

Finalmente, vamos a considerar el comportamiento de la pieza pretensada prefabricada situada en una estructura y formando parte de un todo.

En líneas generales, el comportamiento de una pieza pretensada, desde este punto de vista, no tiene ninguna diferencia con la manera de actuar que tendría la misma pieza si hubiera sido calculada y ejecutada en hormigón armado.

Es muy frecuente, cuando se comentan las características de estas piezas, oír opiniones que afirman que este tipo de construcción presenta dos inconvenientes fundamentales en su comportamiento con respecto al resto de la estructura.

Uno de ellos, de tipo más bien estético que resistente, es la formación de fisuras en los enlaces entre dos piezas prefabricadas o entre pieza prefabricada y estructura realizada in situ.

El otro inconveniente que se achaca a las uniones de estas piezas entre sí, es la imposibilidad de formar nudos rígidos o resistentes a la flexión.

Con respecto al primero de estos inconvenientes —el de formación de fisuras— diremos que no cabe duda de que es un peligro evidente que encierra el empleo de piezas prefabricadas.

Sin embargo, creemos que, visto el problema, en muchos casos, analizando las causas que pueden producir estas fisuras es posible llegar a soluciones prácticas para evitarlas.

Cuando se prefabrican paneles, el empleo de mástique o masilla para tapar las uniones entre ellos se ha generalizado mucho, sobre todo hoy en día que se producen masillas que mantienen indefinidamente sus propiedades elásticas.

El número de casos que podrían presentarse es muy grande. En cada uno de ellos, es necesario estudiar la solución particular más apropiada que siempre existe, y generalmente no es difícil ni cara.

En lo que respecta al problema de "atado", que según parece se crea al emplear elementos prefabricados en la construcción, antes de nada debemos decir que éste es simplemente un problema de cálculo.

Una estructura, ya sea prefabricada, ya sea construida in situ, se comporta de la manera que exige de ella el calculista y según cómo la ejecuta el constructor.

Si, por ejemplo, se desea que dos pilares y una viga prefabricados se unan de manera que formen un pórtico rígido, el calculista no tiene más que calcular las piezas individuales con esa hipótesis y determinar los enlaces entre las piezas para que sean capaces de absorber los esfuerzos que el cálculo le señale.

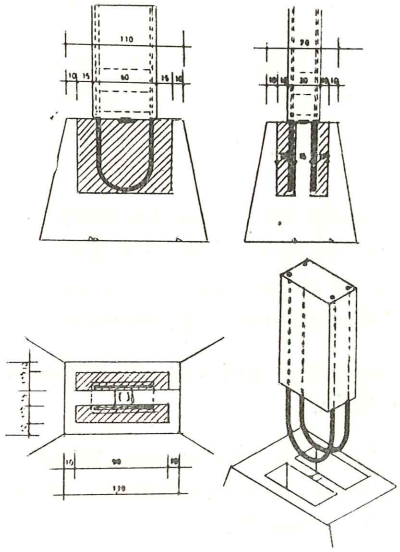


Fig. 49

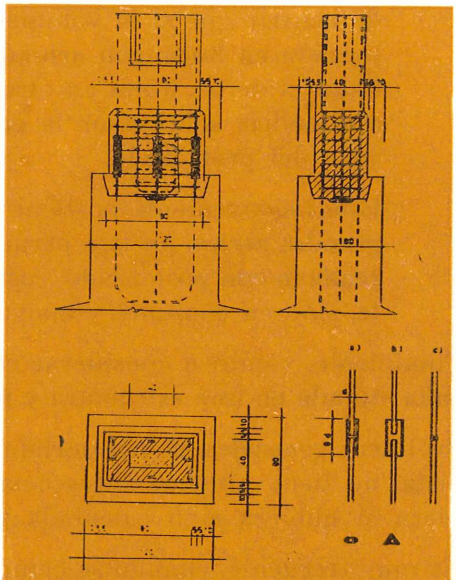


Fig. 50

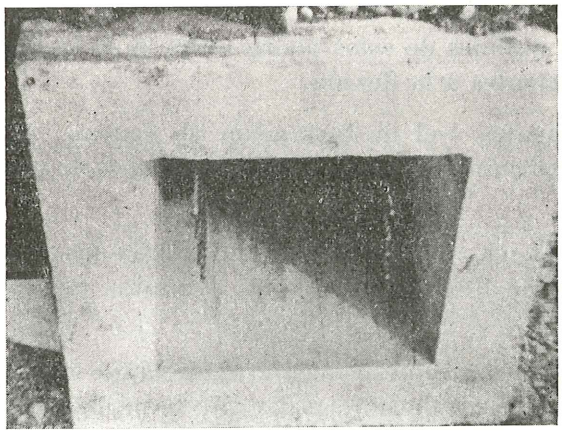


Fig. 51

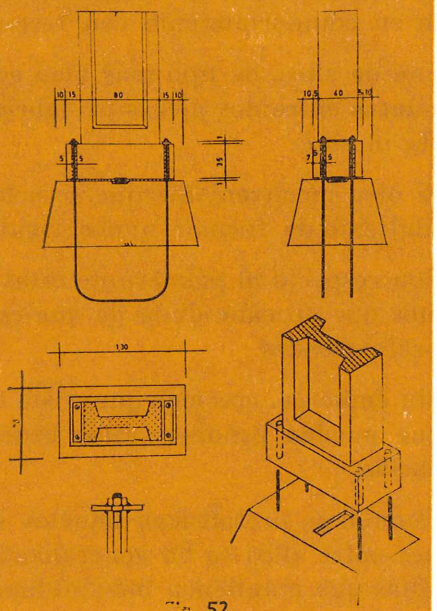


Fig. 52

El único problema que presenta la ejecución de obras hiperestáticas con el empleo de materiales prefabricados, es el del cálculo de los enlaces; por otra parte, muy sencillo de realizar.

Para acabar, a continuación se incluyen varias figuras en las que pueden verse algunas maneras prácticas de ejecutar estos enlaces.

En la figura 49 puede observarse la unión de un pilar con una zapata de una manera muy sencilla, sólo válida cuando el momento que ha de ser absorbido por la unión es de pequeño valor.

En la figura 50 se ve otro sistema, empleado cuando el momento flector a absorber es elevado.

Se dejan unos redondos salientes de la cimentación, que se sueldan a otros que previamente se han dejado al prefabricar el pilar. El conjunto se reviste de hormigón.

La figura 51 muestra un pozo de cimentación preparado para recibir el pilar prefabricado.

El mismo resultado se obtiene con el método indicado en la figura 52, en el que en la zapata se dejan unos espárragos roscados que se introducen en agujeros dispuestos en la base del pilar y luego se atornilla n al mismo. Es necesaria bastante precisión, en la ejecución, para el empleo de este sis tema.

Para la formación de un pórtico rígido a base de piezas prefabricadas, uno de los sistemas es el que indica la figura 53.

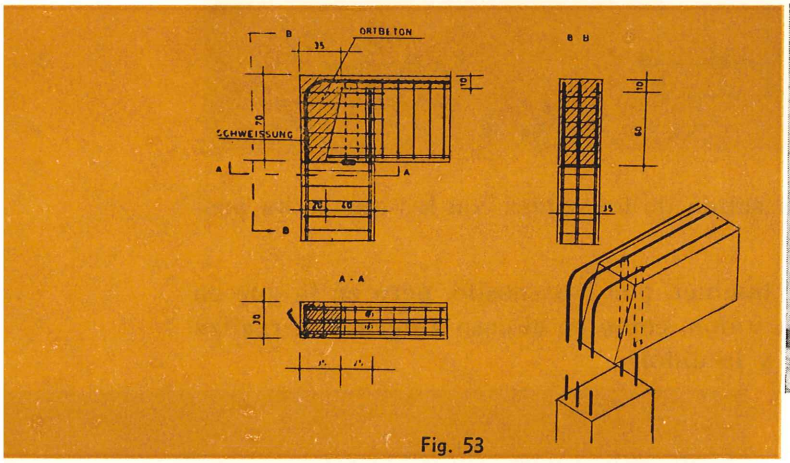
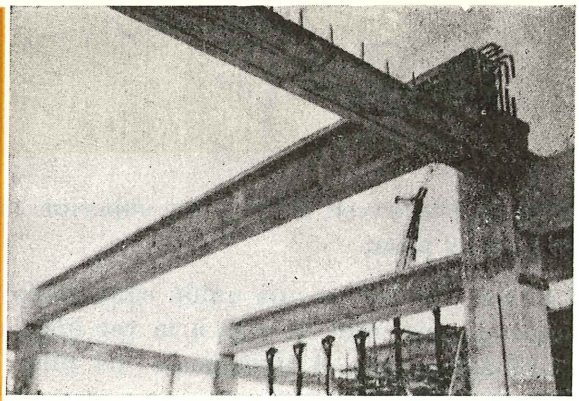


Fig. 53


Fig. 54

La viga lleva unos agujeros y unos redondos salientes, y en el pilar se prolonga su armadura por la parte superior, de manera que una parte de la misma se introduce en los agujeros de la viga y la otra parte se suelda a los hierros vistos de la misma. El nudo se acaba revistiéndolo de hormigón.

La figura 54 presenta una estructura realizada con este sistema y preparada para soldar la armadura y rellenar de hormigón.

Un método parecido es el de la figura 55, con la única diferencia que la viga lleva en su extremo un alojamiento corrido en lugar de los agujeros del caso anterior, tiene la ventaja de no necesitarse una exactitud tan grande en la situación de armadura del pilar y agujeros de la viga.

El procedimiento, quizá más recomendable para conseguir estas uniones rígidas, consiste en el cosido mediante el postensado de las piezas fabricadas individualmente.

La figura 56 muestra esta unión de pilares a viga, mediante el postensado. En un caso, se ha dejado en el pilar una pequeña ménsula para apoyo de la viga antes del postensado; y en otro, se ha dotado al pilar de un apoyo metálico para sujetar provisionalmente la viga, apoyo que se elimina una vez realizado el postensado.

La figura 57 es un detalle de la aproximación de la viga al pilar en el momento en que se introducen los cables de tensión en los agujeros practicados anteriormente en

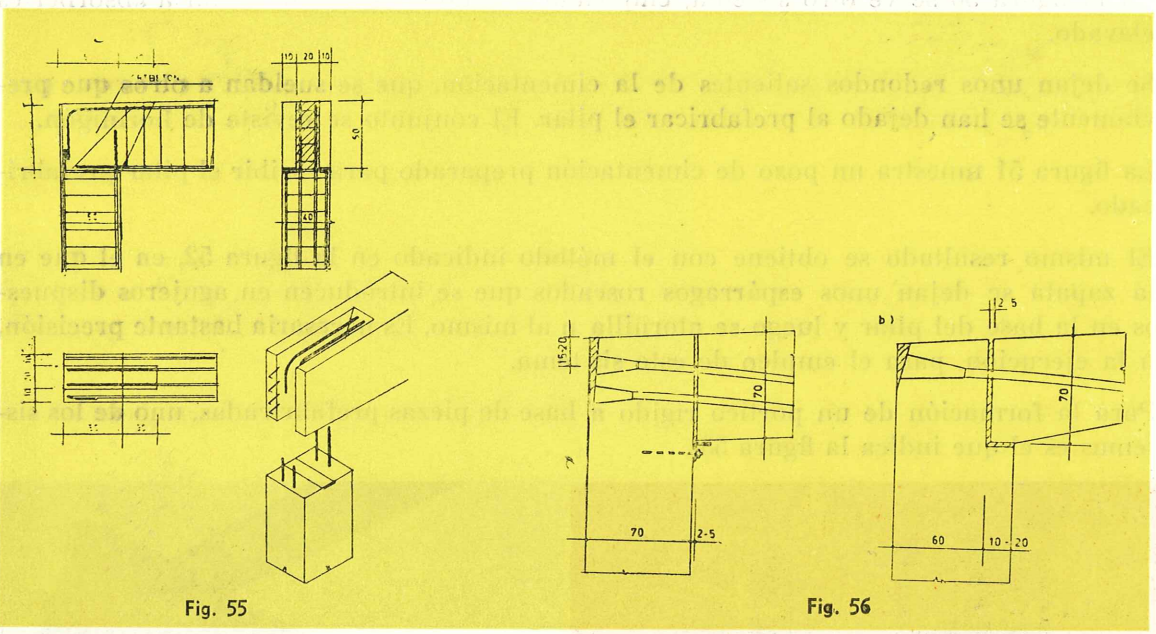


Fig. 55

Fig. 56

el pilar. Obsérvese, en la parte superior, la salida de los cables con los que se ha postensado el pilar.

La figura 58 indica una unión conseguida también por postensado, pero en la que en lugar de postensar la viga a la vez que la unión, como en el caso anterior, se realiza simultáneamente el postensado del pilar y la unión.

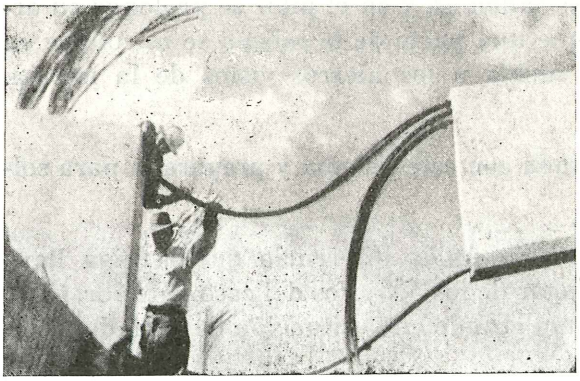


Fig. 57

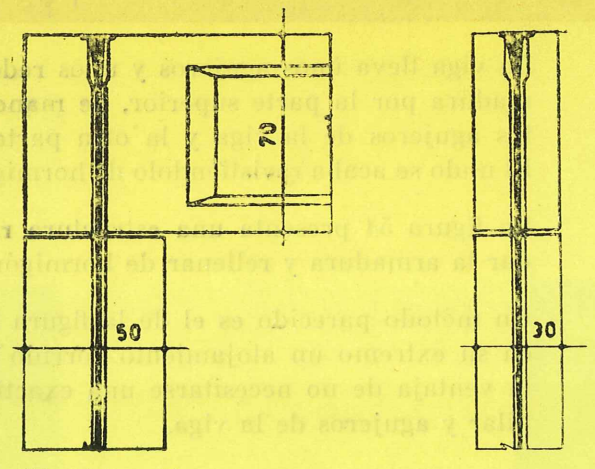


Fig. 58

Una unión rápida y precisa se consigue, imitando a la construcción metálica, soldando entre sí pequeñas piezas de acero que se han incorporado a la viga y al pilar durante su preparación (fig. 59).

Otro problema de unión entre piezas prefabricadas se presenta cuando se quiere constituir con dos piezas una viga continua.

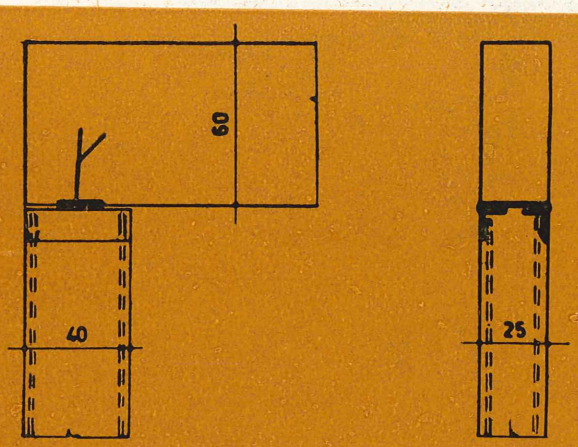
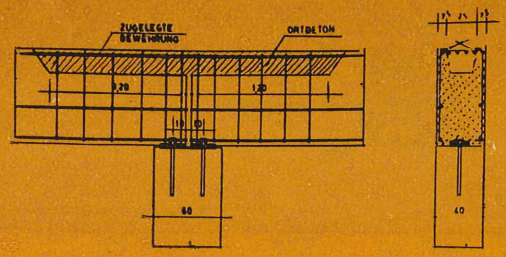
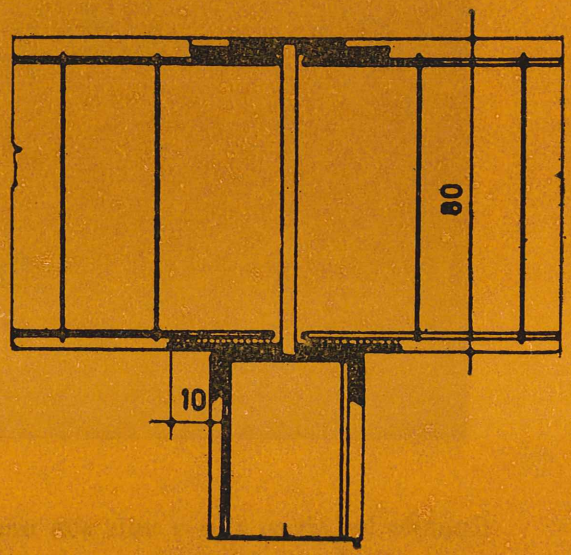


Fig. 59





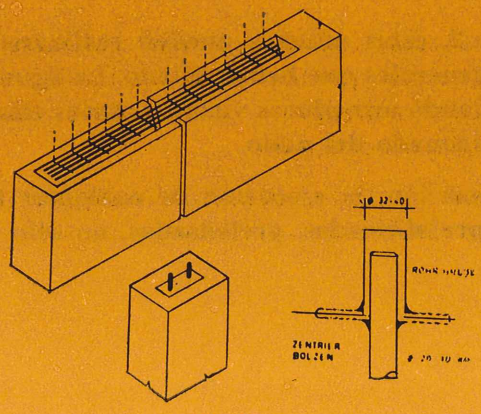


Fig. 60

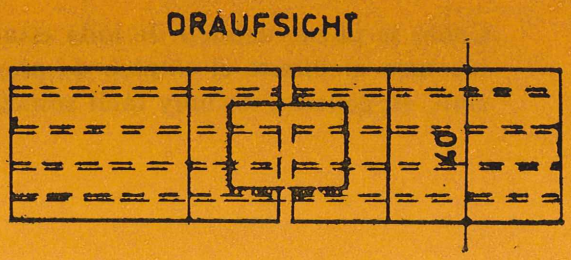


Fig. 61

Una solución de este problema (fig. 60) es practicar en la parte superior de las vigas un vaciado, el cual, una vez situadas las piezas en su posición definitiva, recibe la armadura para soportar los momentos flectores negativos y el hormigón que completa la sección de la viga.

También se consigue esta unión soldando piezas de acero embebidas en el hormigón (fig. 61) y con el postensado de las vigas (fig. 62).

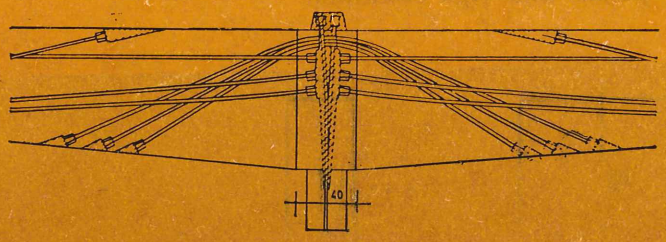


Fig. 62

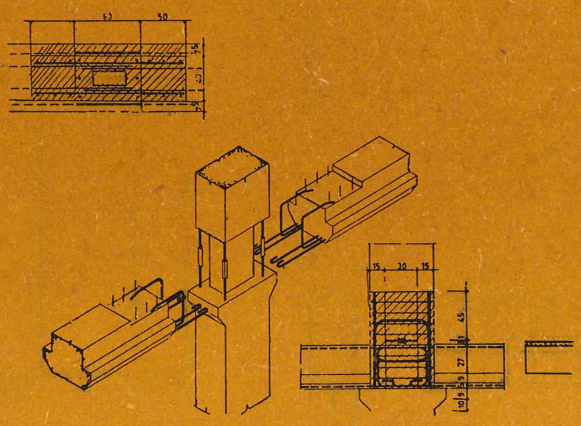


Fig. 63

Cuando los elementos a unir son más de 2, estas uniones pueden realizarse perfectamente siguiendo los mismos principios generales que hemos citado. La figura 63 muestra la unión de dos vigas a un pilar, dejando armaduras vistas en todos ellos, mediante soldadura de las armaduras y hormigonado del nudo.

Como se puede deducir de toda esta exposición, la ejecución de cualquier tipo de estructura mediante el empleo de piezas prefabricadas, pretensadas, no sólo es posible, sino, en general, de muy fácil solución.

UN NUEVO SIMBOLO

para designar al **tor-50, último producto** aparecido en el mercado de la construcción, y que **tetracero, s. a.** oferta como auténtica superación técnica.

tor-50, fabricado en España bajo patente austríaca, es un acero de alta resistencia -para el armado de estructuras de hormigón- retorcido y estirado en frío, con características y perfil especiales que le prestan **aún mayores** índices de adherencia y resistencia, suponiendo un **ahorro en peso del 52%** y una **economía del 32'5%**.

tor-50 presenta un **límite elástico** de **5.000 Kg/cm²** y una **tensión admisible** de **2.500-3.000 Kg/cm²** sirviéndose en **barras rectas** con diámetros que van desde **6 mm.** a **32 mm.** También pueden servirse en horquillas o madejas.



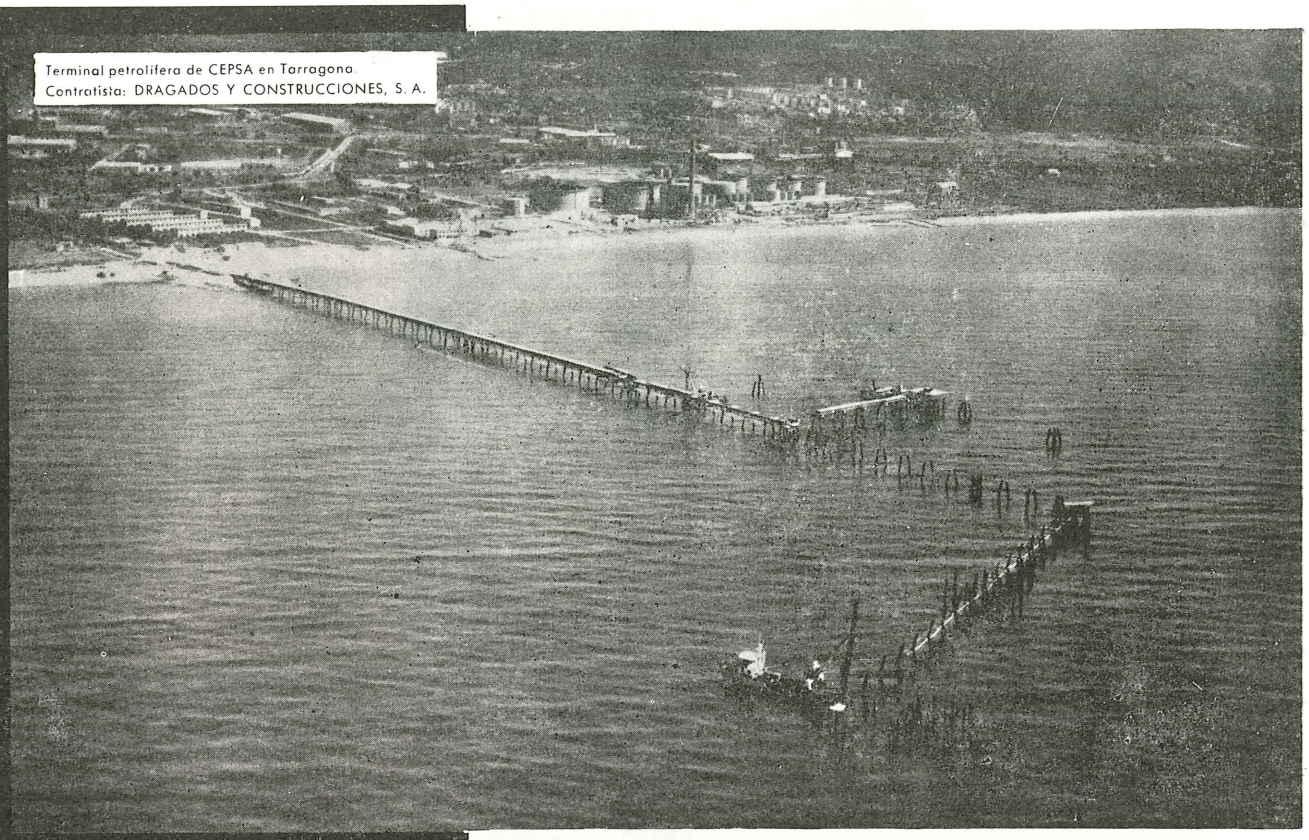
ARGE, S.A.

tor-50

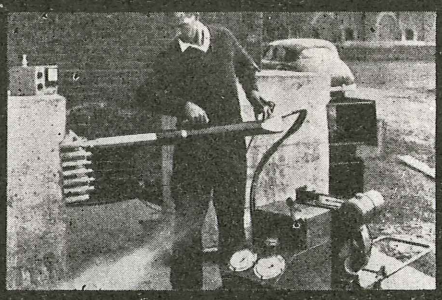
tetracero s.a.

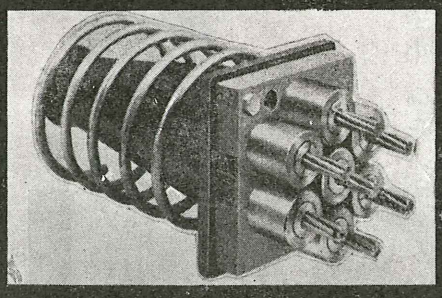
Solicite más amplia información, o plantee su problema concreto a nuestro Departamento Técnico - Sección. 14

TETRACERO, S.A. Ayala, 5 Tels. 2763702-03-04 MADRID-1



Terminal petrolífera de CEPSA en Tarragona.
Contratista: DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.





Sistema CCL para

PRETENSAR Y POSTENSAR

RECLAMO

Anclajes de alambres y cordones por cuñas de acción directa. • Posibilidad de obtener grandes y pequeñas concentraciones de esfuerzos. • Gatos sencillos y manejables. • Equipos de inyección. • Placas de apoyo de neopreno. • Economía de precios. • Asistencia técnica.

Solicite informacion y referencias
de obras realizadas en España a

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS S.L.

Valencia, 308 - T. 215 57 85 - Barcelona (9)
Santiago Bernabeu, 2 - Tel. 261 44 73 - Madrid (16)

Ruego me envíen documentación sobre el sistema CCL
para pretensar ☐ y postensar ☐

Nombre ..... **Profesión** .....

Dirección .....

Localidad ..... **Provincia** .....

591-9-17

descripción de obras construidas por el procedimiento Freyssinet

LUIS ANGULO PROTA, Dr. Ingeniero de Caminos

Nuevamente tengo el agrado de dirigirme a ustedes para tratar de entretenerles unos minutos pasando revista a alguna de las obras de hormigón pretensado realizadas y en ejecución en España, en los últimos tres años, utilizando los procedimientos Freyssinet.

No se incluyen en esta relación las obras realizadas por la empresa Agromán, sobre las que les hablará mi compañero Rafael Romero.

Comenzando con el capítulo de puentes y pasarelas, el número total de los construidos o actualmente en ejecución es de 37; éstos, sumados a los 17 construidos y a los 6 que tiene en comienzo Agromán, totalizan 60 puentes.

La mayor parte de estos puentes corresponden al tipo de tableros rectos de vigas simplemente apoyadas, es decir, a la solución isostática más sencilla. El número de vigas de cada tablero oscila, según el ancho de la obra, desde 2 en algunos casos hasta 14, y generalmente van solidarizadas por un pretensado transversal.

Las luces van desde los 16 hasta los 49 m del puente sobre el río Narcea en Soto de la Barca, que creo es una de las mayores construidas en puentes simplemente apoyados.

Pasando una rápida revista, y comenzando por los puentes para carretera, se construyeron en el año 1963, en la provincia de Badajoz y para la Confederación Hidrográfica del Guadiana, los puentes sobre el arroyo Benazaire y sobre el río Valmayor, de cinco y tres tramos, respectivamente, ambos con tableros formados por 3 vigas de 34 m de luz. Se emplearon cables Freyssinet de 12 ∅ 5. En la figura 1 vemos el puente de Benazaire cuando aún no se había puesto en servicio el embalse.

En este mismo año 1963 se construyó el citado puente del río Narcea para acceso a la Central del Salto de Moncabril. Es un puente estrecho, pero de gran longitud, de un solo tramo y pretensado por cables Freyssinet de 12 ∅ 7, tanto longitudinal como transver-

salmente. En la figura 2 se ve la obra que se construyó in situ sobre cimbra en arco Roglá, utilizándose apoyos de neopreno zunchado STUP.

En 1964 se construyó, en la carretera general de Santander a Oviedo, el viaducto de Migoya, próximo a Infiesto, de cuatro tramos, siendo los dos centrales de 25 m de luz y de hormigón pretensado. Es proyecto del Ingeniero de Caminos D. Florencio del Pozo y se emplearon cables Freyssinet de 12 ∅ 5 tanto para el pretensado longitudinal como para el transversal.

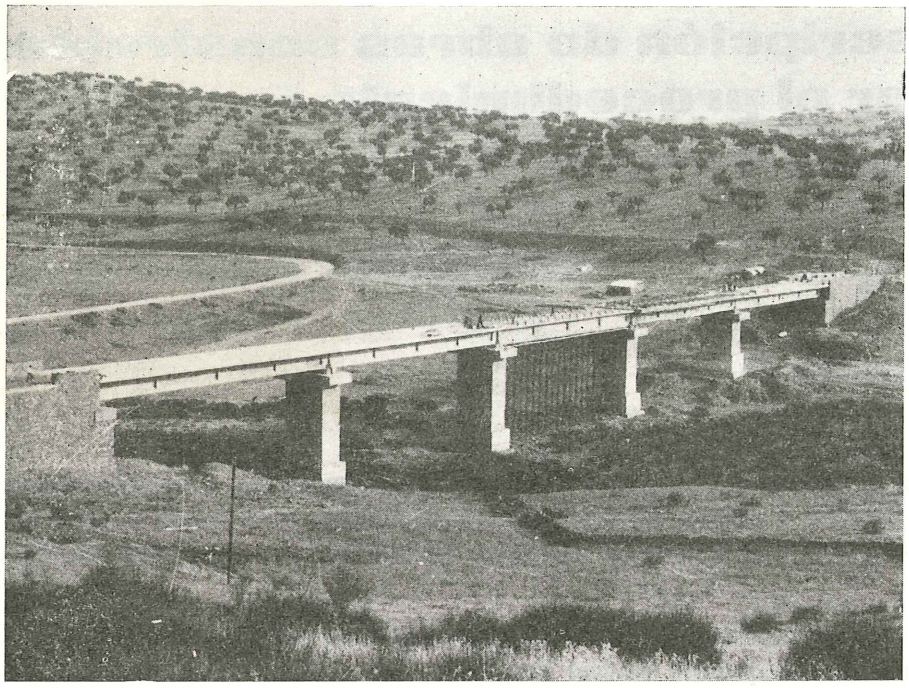


Fig. 1.—Puente de Benazaire (Badajoz)

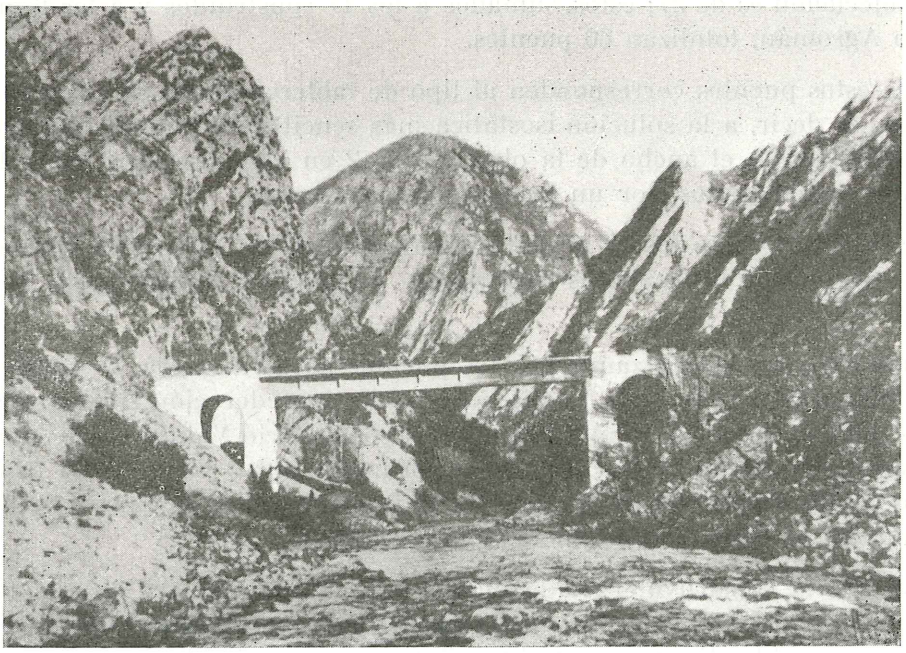


Fig. 2. — Puente de la Barca, sobre el río Narcea (Asturias)

Las vigas se construyeron en parque en el acceso lado Oviedo y se montaron con una viga de lanzamiento propiedad del contratista.

En la figura 3 pueden verse las vigas en el parque preparadas para su montaje y, al fondo, la viga de lanzamiento.

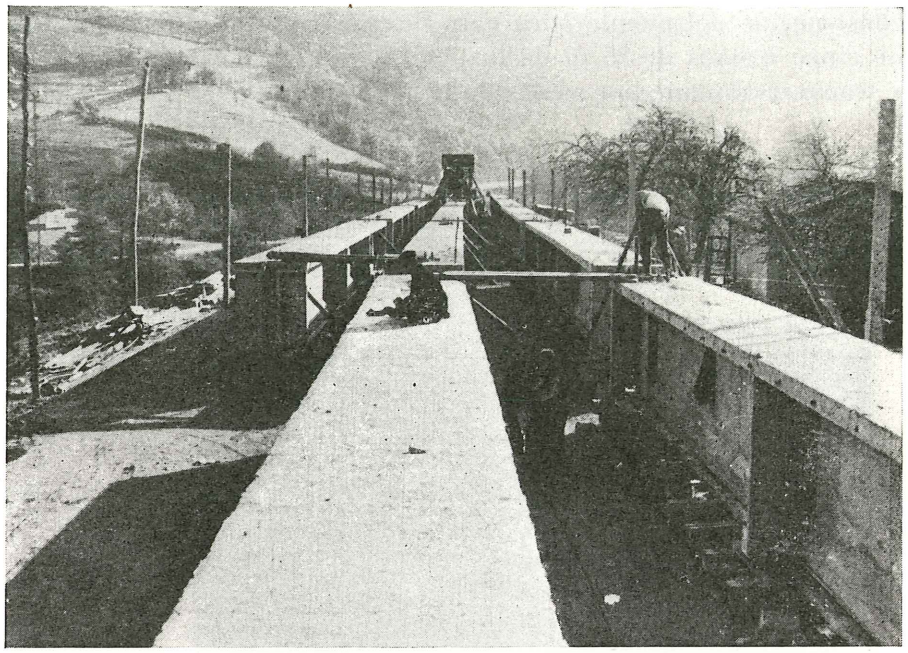


Fig. 3.—Puente de Migoya (Asturias)



Fig. 4.—Puente de Perlora (Gijón)

También en Asturias se construyó el puente sobre la carretera de Perlora, en las proximidades de Gijón, con tramo oblicuo de 25 m de luz, según proyecto del Ingeniero de Caminos D. Miguel Angel Hacar, prefabricándose las vigas y montándose con la misma viga de lanzamiento empleada en Migoya. Los cables utilizados son de 12 ∅ 5. En la figura 4 se ve el montaje de una de las vigas. Los apoyos son de neopreno zunchado STUP.

En Villanueva de los Infantes, a pocos kilómetros de Valladolid, se construyó un puente de 24 m de luz sobre el río Esgueva, proyecto también del Sr. Hacar. En la figura 5 se ve esta pequeña obra construida por el Servicio de Concentración Parcelaria para un camino rural. Está formado por 5 vigas, utilizándose cables de 12 ∅ 5 para el pretensado longitudinal y transversal. La obra se construyó sobre cimbra y descansa sobre apoyos de neopreno zunchado STUP.

En el Salto de Velle de Fenosa, en las proximidades de Orense, se llevó a cabo la construcción del puente para paso de la carretera sobre la coronación de la presa. Tiene cinco tramos de 25 m de luz, con 5 vigas por tramo y va pretensado longitudinal y transversalmente por cables de 12 ∅ 7.

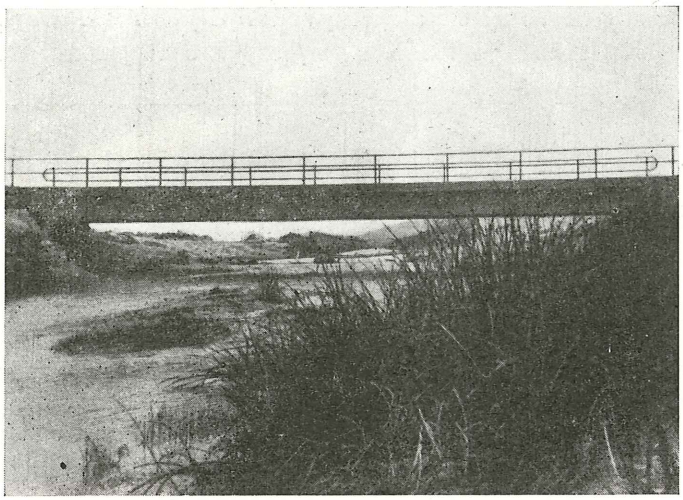


Fig. 5.—Puente de Villanueva de los Infantes (Valladolid)

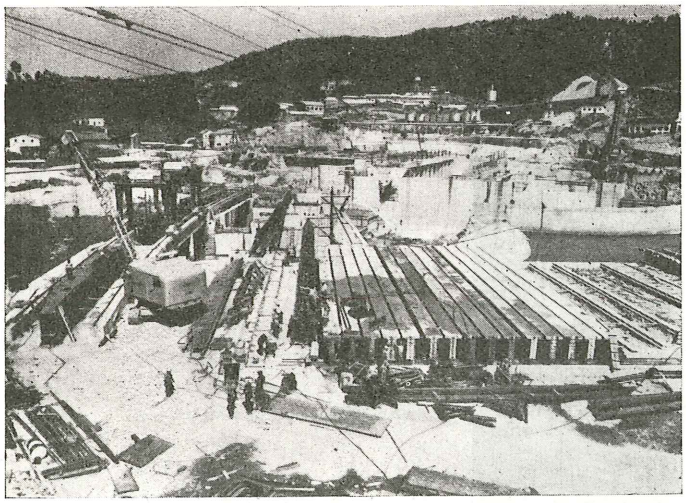


Fig. 6. — Puente sobre la presa de Velle (Orense). Parque de fabricación

Las vigas se construyeron en parque y se montaron con vigas auxiliares Roglá. En la figura 6 se ve el parque de vigas, y en la 7, el puente prácticamente terminado. Los apoyos son placas de neopreno zunchado STUP.

Otras pequeñas obras realizadas en 1964 fueron: el ensanche de un paso superior sobre el ferrocarril en Llodio, con 2 vigas montadas con grúa de 20 t; la solidarización

de vigas de hormigón armado del puente de Luchana por un pretensado transversal, y una pasarela de peatones en Galindo (Vizcaya) que proyectamos de 2 tramos de 18 y 8 m de luz, respectivamente, y que se muestra en la figura 8.

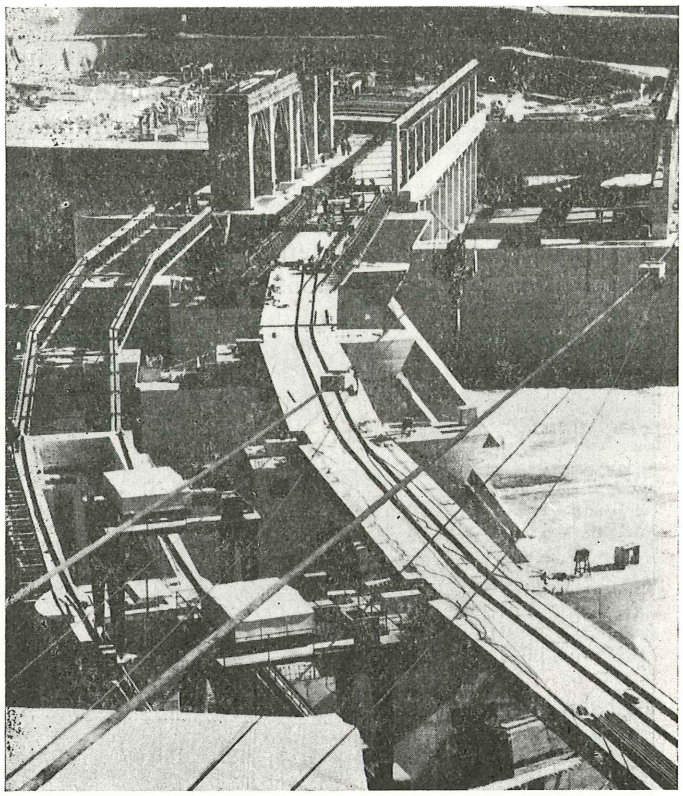


Fig. 7. — Puente sobre la presa de Velle (Orense)

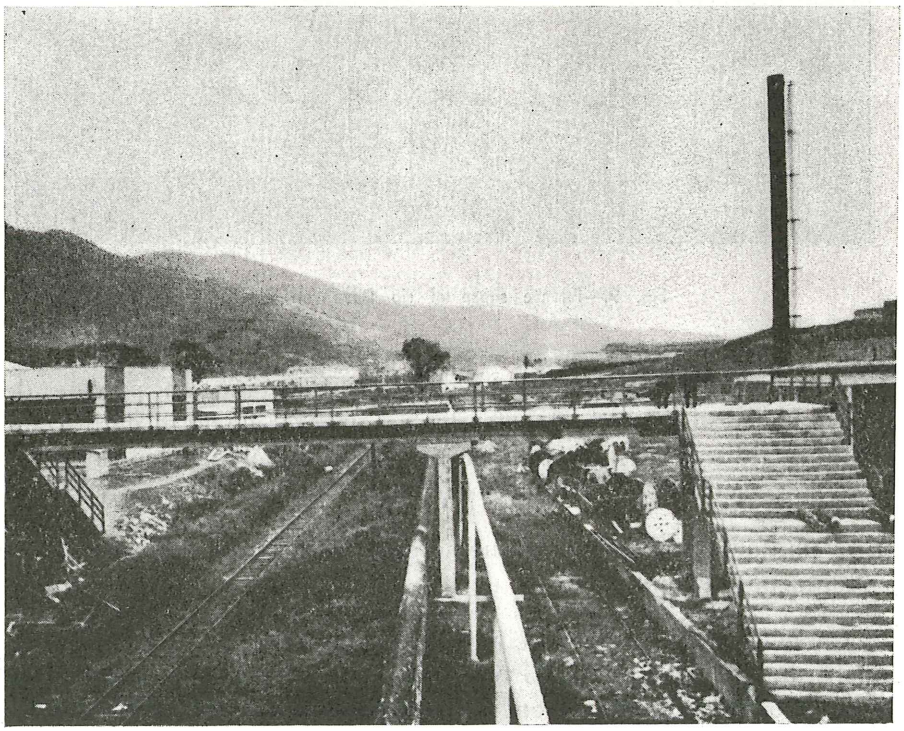


Fig. 8.—Pasarela en Galindo (Vizcaya)

En estas tres obras se emplearon cables de 12 ∅ 5.

En 1965 proyectamos para la Diputación de Guipúzcoa el puente sobre el río Deva en Elgóibar, con tramo oblicuo de 37 m de luz formado por 5 vigas postensadas por cables de 12 ∅ 7.

Para el postensado transversal se utilizó el mismo tipo de cables. En la figura 9 puede verse el tablero, que se construyó sobre cimbra, terminándose de montar los cables y armaduras. Esta obra, que se encuentra terminada, lleva apoyos de neopreno zunchado STUP.

En las proximidades de Sahagún se construyeron, para el servicio de Concentración Parcelaria, dos pequeños puentes de 16 m de luz que hemos proyectado y que están formados por 5 vigas postensadas con cables de 12 ∅ 5.

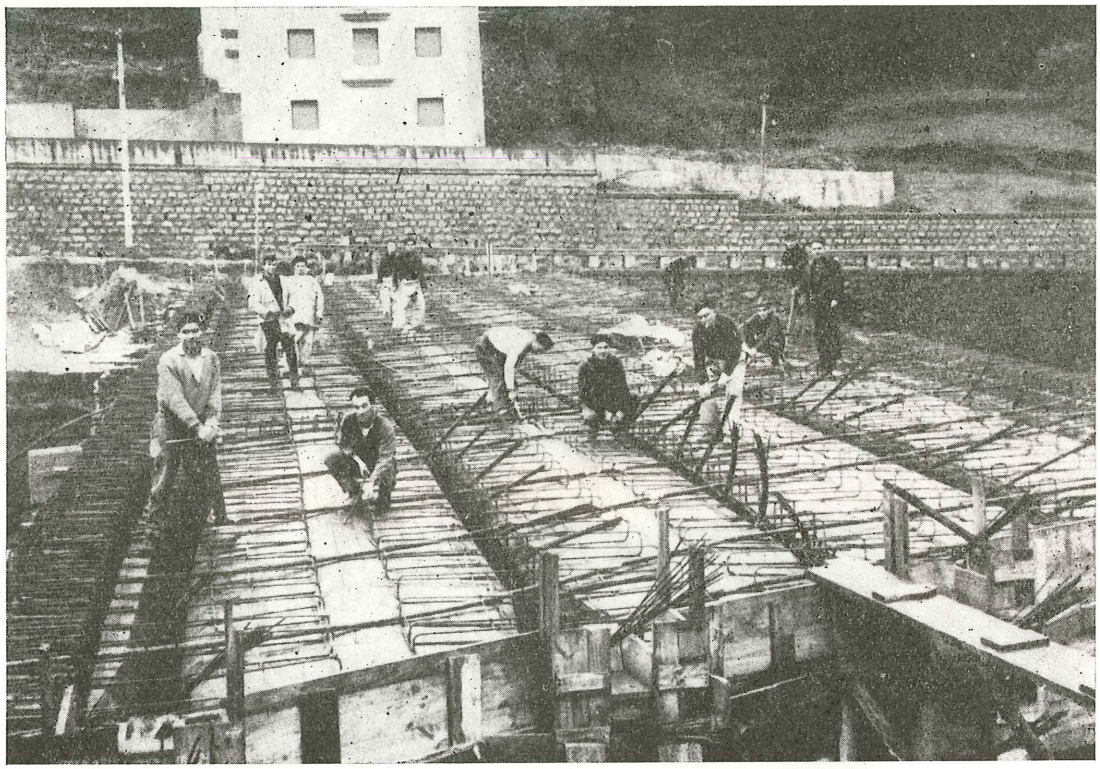


Fig. 9.—Puente sobre el río Deva, en Elgóibar (Guipúzcoa)

En el Barco de Valdeorras se inició la construcción en parque de las vigas para el puente sobre el río Sil. Consta de tres tramos de 40 m de luz con 10 vigas por tramo. Actualmente está terminándose toda la cimentación y las vigas de uno de los tramos. Es un proyecto de D. Tomás Mur, de la Jefatura de Puentes y Estructuras.

En el pantano de Guadarranque se construyó la pasarela de acceso a la torre de toma formada por tramos de 18 m de luz postensados con cables de 12 ∅ 5.

En Castellote, en la provincia de Teruel, se inició el puente sobre el río Regatillo, que consta de tres tramos de 25 m de luz, con 8 vigas por tramo, postensados con cables de 12 ∅ 5. Este puente se encuentra actualmente en construcción.

También en 1965 se inició el paso sobre la estación de Campo Sepulcro, Zaragoza, de un solo tramo de 18 vigas de 18 m de luz construidas en parque para su montaje posterior. Esta obra está prácticamente terminada, habiéndose utilizado cables de 12 ∅ 7 y de 12 ∅ 5.

En la frontera de Hendaya, sobre el río Bidasoa, se construye, estando prácticamente terminado, el nuevo puente internacional en régimen mancomunado hispano-francés. Consta de seis tramos de 22,40 m de luz con 8 vigas. En la figura 10 puede verse una vista de la obra y del sistema de montaje, que consiste en vigas Roglá y pórtico metálico. Los apoyos son de neopreno zunchado STUP.

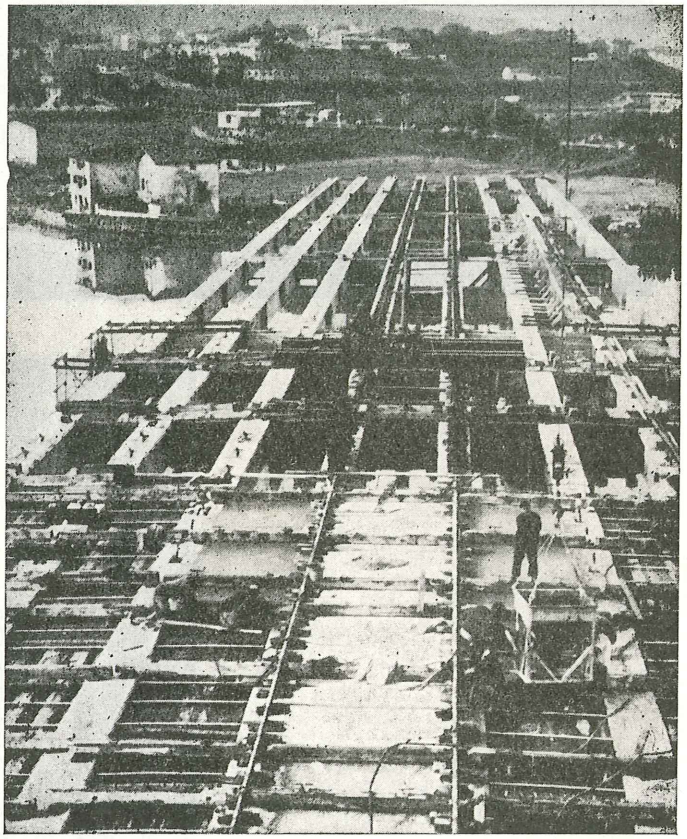


Fig. 10.—Puente de Hendaya

En Madrid, en los accesos al aeropuerto de Barajas, se inició la construcción de tres pasos de 37 m de luz del tipo pórtico con rótula en clave, según proyecto de D. Vicente Cudós. En la figura 11 se puede ver el aspecto de uno de los pasos, que se encuentra ya terminado. Los otros dos son similares, variando sólo en el detalle de anchos y oblicuidades y encontrándose actualmente en terminación el último de los pasos. Los cables utilizados para el postensado de tableros y pilares son de 12 ∅ 7. En estas obras se emplean igualmente apoyos de neopreno STUP para los tramos laterales simplemente apoyados.

En Badajoz, en las proximidades de Puebla de Alcocer, se iniciaron los tres viaductos de Sancti-Spíritu, Talarrubias y Zújar, de configuración similar y según proyecto de D. Florencio del Pozo. Constan de unos tramos fijos, de 20 m de longitud, soportados por 4 pilas sobre las que apoyan los tramos de 19,50 m de luz, formados por 6 vigas postensadas por cables de 12 ∅ 7 y de 12 ∅ 5 para el pretensado transversal. En la figu-

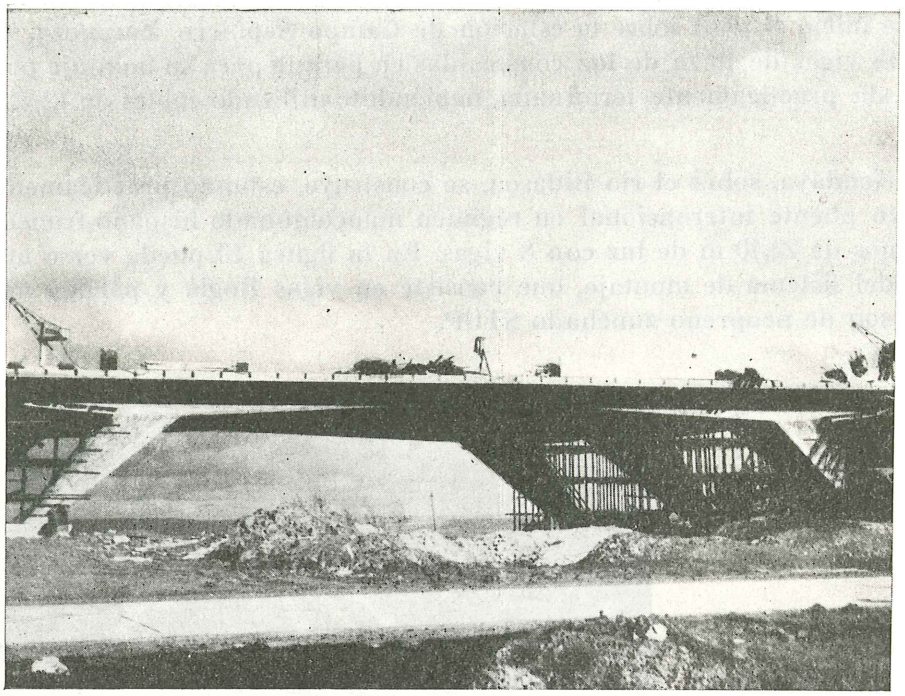


Fig. 11.—Paso superior en los accesos al Aeropuerto de Barajas (Madrid)

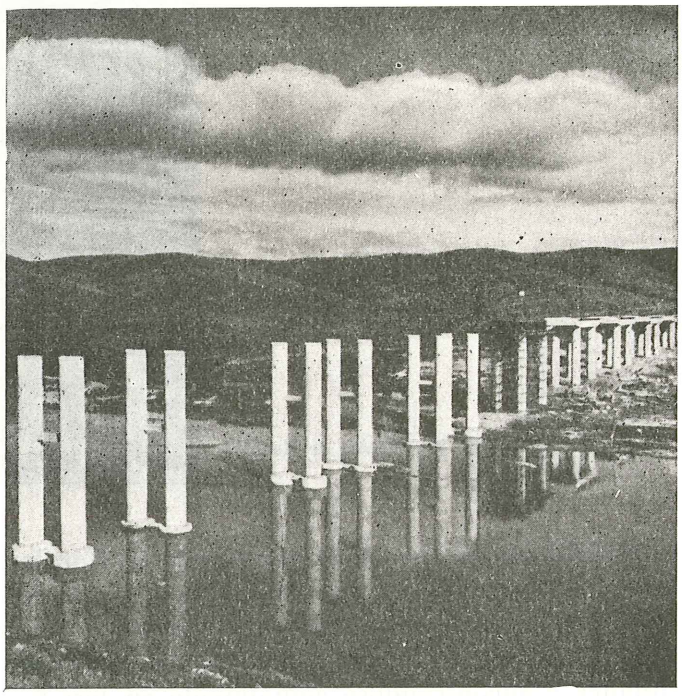


Fig. 12.—Viaducto de Sancti-Spíritu (Badajoz)

ra 12 se ve una vista general de la construcción del viaducto de Sancti-Spíritu. Las tres obras llevan apoyos de neopreno zunchado STUP.

Otras obras, en fase de iniciación, son: los puentes sobre el río Besós, en Moncada (Barcelona), y sobre el Ebro, en Santa María de Garoña (Burgos), para acceso a la Central Nuclear que allí se construye.

Para terminar con los puentes, citaremos los ferroviarios construidos durante los años 1964 y 1965. Son los de San Pedro y Sancti Petri, sobre los arroyos de estos nombres

en las proximidades de Cádiz. Ambos son para vía ancha RENFE y constan de cinco tramos. Dos extremos de 15 m y tres centrales de 28 m, todos ellos postensados por cables Freyssinet de 12 ∅ 7 longitudinalmente y de 12 ∅ 5 transversalmente. El puente de Sancti Petri tiene su tramo central metálico. Tanto éste como los restantes descansan sobre apoyos de neopreno zunchado. En la figura 13 se da una vista parcial del puente de San Pedro.

En el capítulo de obras hidráulicas se realizó en 1963, en Zaragoza, el ensayo de un tramo de acueducto construido por elementos prefabricados, según idea de D. Alberto Viader. Sobre unos soportes rematados en forma semicircular se colocan piezas prismáticas que se unen por un pretensado, según la semicircunferencia. Con el postensado y una cuidada ejecución de las juntas se consiguió una buena estanquidad y el resultado fue un éxito, por lo que creemos se adoptará esta solución en una importante obra que va a realizar la Confederación Hidrográfica del Ebro. Anteriormente se había intentado una solución similar en hormigón armado, que fracasó totalmente.

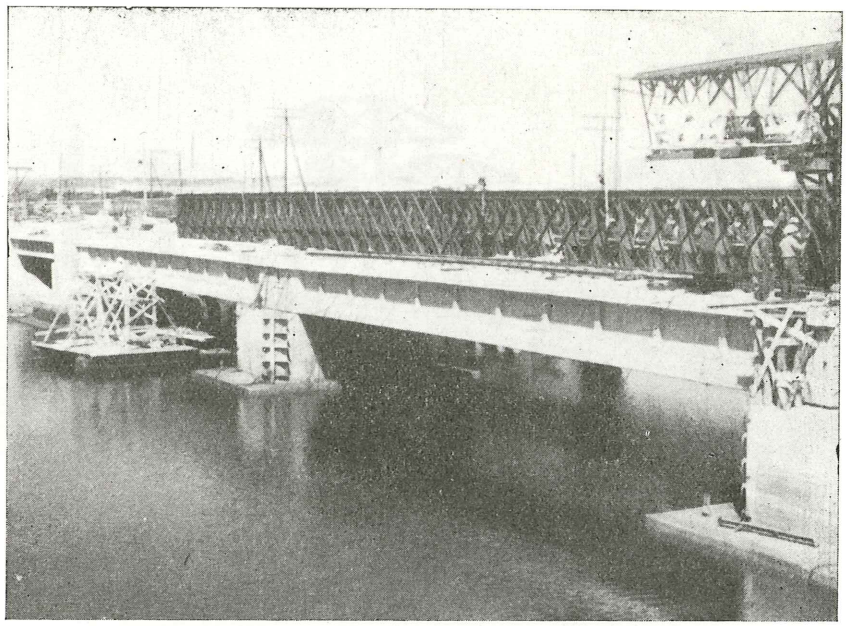


Fig. 13.—Puente de San Pedro (RENFE), en Cádiz

En el pasado año se inició en Palma del Río (Córdoba) la construcción del acueducto de El Gato de 540 m de longitud. Esta obra, la mayor en su género construida en España, está formada por veinticinco tramos de 21 m de luz, según proyecto de la oficina técnica Torán.

Los cajeros prefabricados se elevan simultáneamente hasta su emplazamiento, mediante pórticos, que pueden verse en la figura 14, y descansan en apoyos de neopreno zunchado. Posteriormente se hormigona la losa de fondo y se solidariza el conjunto con un pretensado transversal.

La sección del acueducto es de 2,50 × 3,40 m. Esta obra se encuentra actualmente en fase de terminación y los cables empleados son de 12 ∅ 5.

Otro tipo de obras hidráulicas realizadas ha sido el pretensado de pilas de los aliviaderos de los embalses de Torrejón y Valdeobispo, de Hidroeléctrica Española.

Con objeto de centrar los empujes a embalse lleno, que les transmiten las compuertas de sector y mejorar su estabilidad evitando la aparición de fisuras debidas a las tensiones principales de tracción, estudiamos un pretensado transversal según los ejes de los salientes en que descansan las compuertas y un pretensado longitudinal, en lazo, en el interior de las pilas. Los dos extremos de cada cable volvían a una cámara visitable desde la que se procedía al tesado e inyección de los cables. Se emplearon cables de 12 ∅ 5. Esta solución, aplicada por primera vez en España y aún pocas veces en el extranjero (tenemos noticias de dos soluciones similares en los Estados Unidos y otras dos en Francia), creemos que es muy adecuada para resolver el problema planteado e, incluso, Hidroeléctrica Española proyecta utilizarla en otras presas actualmente en iniciación.

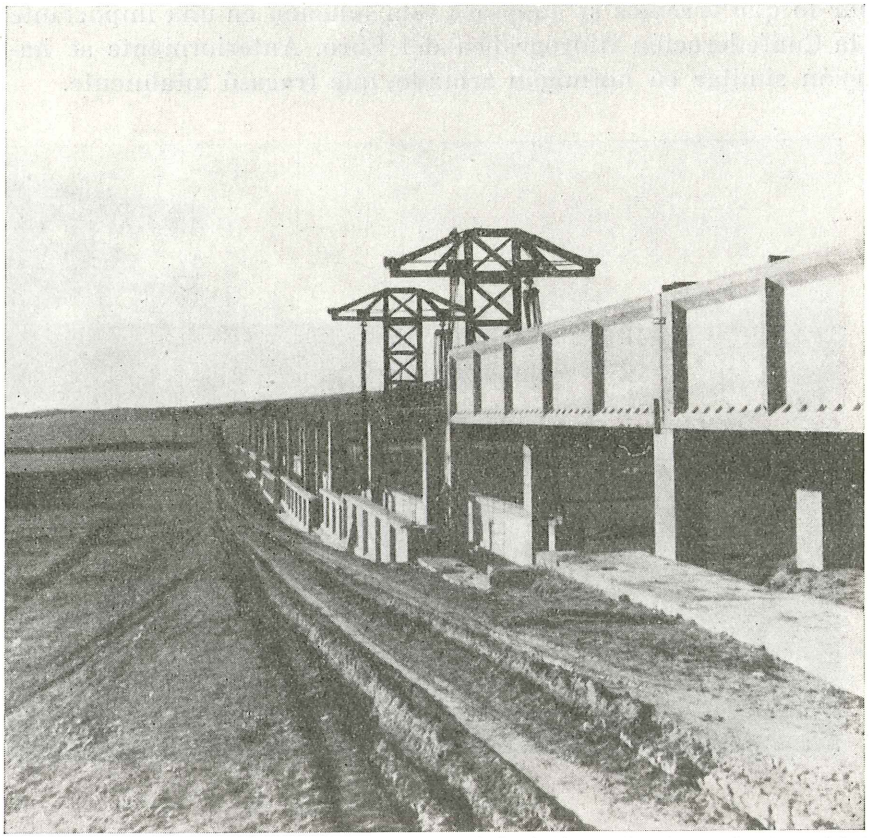


Fig. 14.—Acueducto de El Gato, en Palma del Río (Córdoba)

Finalmente, en Lasarte, y para la Diputación de Guipúzcoa, proyectamos un depósito circular, de hormigón pretensado, de 1.000 m³ de capacidad. Su diámetro es de 17 m y va postensado con cables según semicircunferencias ancladas en unas pilas verticales. Los cables van situados en el eje de la pared de 18 cm, única forma de tener una garantía contra la corrosión (fig. 15).

Entre las obras de tipo diverso construidas en estos 3 años, vamos a mencionar algunas de las realizadas con los procedimientos Freyssinet.

En el año 1963 proyectamos, en colaboración con Zuazo, la estructura del frontón de Guernica. La cubierta está formada por 8 vigas prefabricadas, de 35 m de luz, postensadas con cables de 12 ∅ 5. Van articuladas en un extremo que es el lado del edificio principal y descansan en el otro extremo a través de apoyos de neopreno zunchado sobre pilares oblicuos (fig. 16).

Las vigas se construyeron in situ sobre andamiaje tubular que se fue trasladando y se tensaron a los 8 días de su hormigonado, con lo que se consiguió una rápida ejecución.

También son postensadas las vigas que sirven de apoyo a los palcos. Estas vigas oblicuas tienen una disposición especial para evitar la colocación de apoyos intermedios que entorpecerían la visión desde cualquier ángulo. Apoyan también sobre placas de neopreno zunchado.

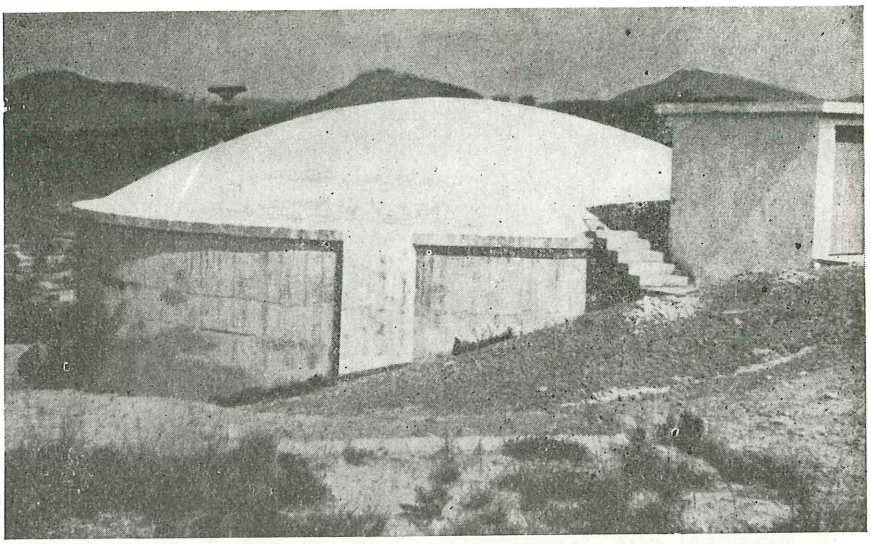


Fig. 15.—Depósito de Lasarte (Guipúzcoa)

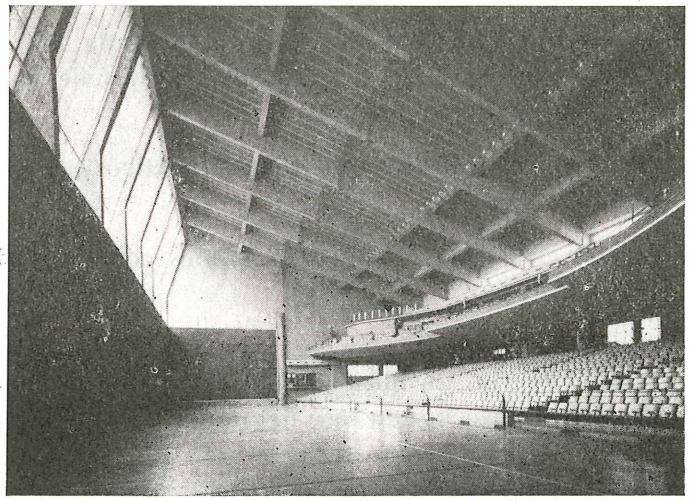


Fig. 16.—Frontón de Guernica (Vizcaya)

Finalmente, y bajo el pavimento, se dispusieron tirantes de seguridad formados por cables de 12 ∅ 5 para absorber los pequeños empujes horizontales.

También en Guernica y en 1964 se construyeron varias losas pretensadas de 20 cm de espesor para pisos de los talleres y hotel de la Agencia Renault. Los cables empleados fueron de 12 ∅ 5, dispuestos en ambas direcciones.

En este mismo año se realizaron los trabajos de solidarización, mediante cables de 12 ∅ 5, de la cubierta de un silo de nitratos de la factoría de Sefanitro, en Baracaldo.

En el puerto de El Grao de Castellón se construyó en 1964 la factoría de Fertilizantes Iberia (Fertiberia), en la que se incluían varios edificios industriales con vigas de hormigón pretensado.

Dos de las naves proyectadas están formadas por vigas situadas en forma de A, rotuladas en sus cabezas y apoyadas en unos macizos de hormigón cimentados con pilotes. La estabilidad del conjunto se consigue con unos tirantes pretensados que unen estos macizos de cimentación. Las vigas son de 29 m de luz y están postensadas con cables Freyssinet de 12 ∅ 5. Los tirantes son cables Freyssinet de 12 ∅ 7.

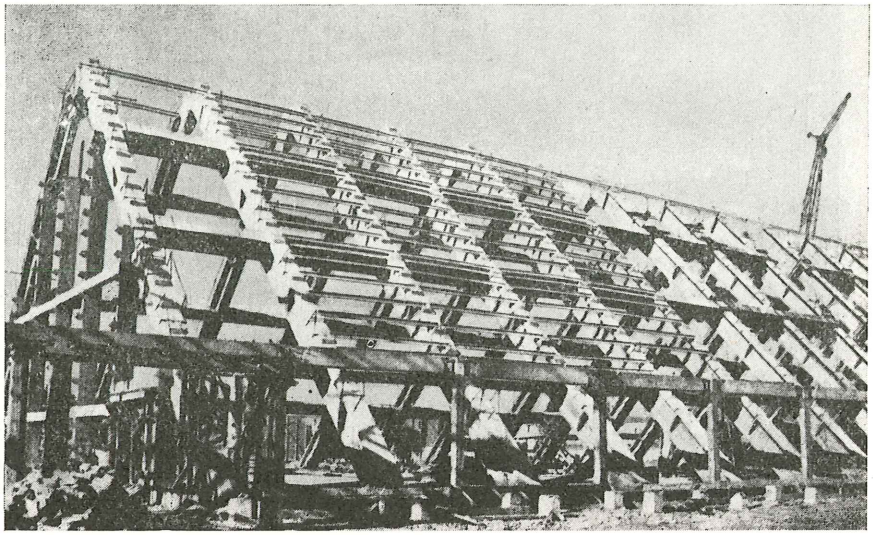


Fig. 17. — Factoría de FERTIBERIA (Castellón)

Para el montaje se utilizó una viga de 60 t que levantaba, colgadas de la rótula, ambas vigas a la vez, mientras que los otros dos extremos se movían suspendidos de unos carros proyectados especialmente para esta operación.

En la figura 17 se ve el aspecto de la nave, en la que se arriostran los pórticos por elementos prefabricados de hormigón armado.

Las otras dos naves son de tipo más usual en forma de pórticos dobles con vigas de 20 m de luz.

En Huelva, y con características análogas, se empezó a construir en 1965 y se terminó en el presente año, la segunda fábrica Fertiberia. La obra es completamente análoga a la de Castellón, y en la fotografía (fig. 18) se aprecia una fase del montaje de las vigas con la grúa de 60 toneladas.

El proyecto de ambas obras es de los Ingenieros de Caminos D. Francisco Fernández Conde, D. J. A. Fernández Ordóñez y D. Ramón Argüelles, de la oficina técnica Ideam, de Madrid.

En la presa de Velle, que antes hemos citado al tratar de la construcción de puentes, se construyó la cubierta de la Central Eléctrica formada por vigas de 28 m de luz, de inercia variable y postensadas cada una por 4 cables Freyssinet de 12 ∅ 7.

Las vigas de arriostramiento van igualmente postensadas por cables del mismo tipo y descansan en apoyos de neopreno STUP.

En el antes citado Salto de Valdeobispo se llevó a cabo, con cables de 12 ∅ 7, el postensado de la gruesa losa que forma la cubierta de la Central bajo el aliviadero.

En Madrid, en el Club de Natación Jiménez, se construyó una cubierta formada por vigas de 30 m de luz, de sección cajón, prefabricadas por dovelas y postensadas por

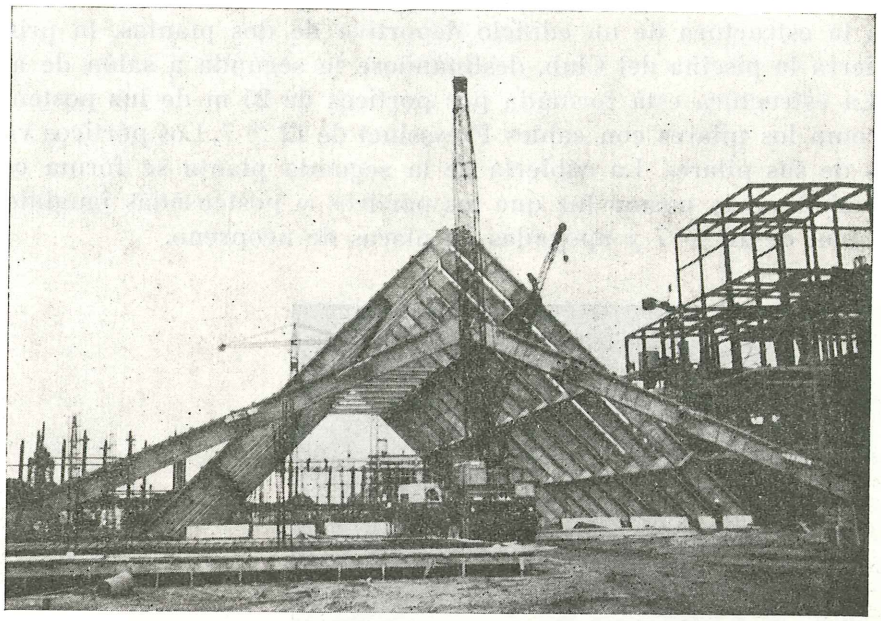


Fig. 18. — Factoría deFERTIBERIA (Huelva)

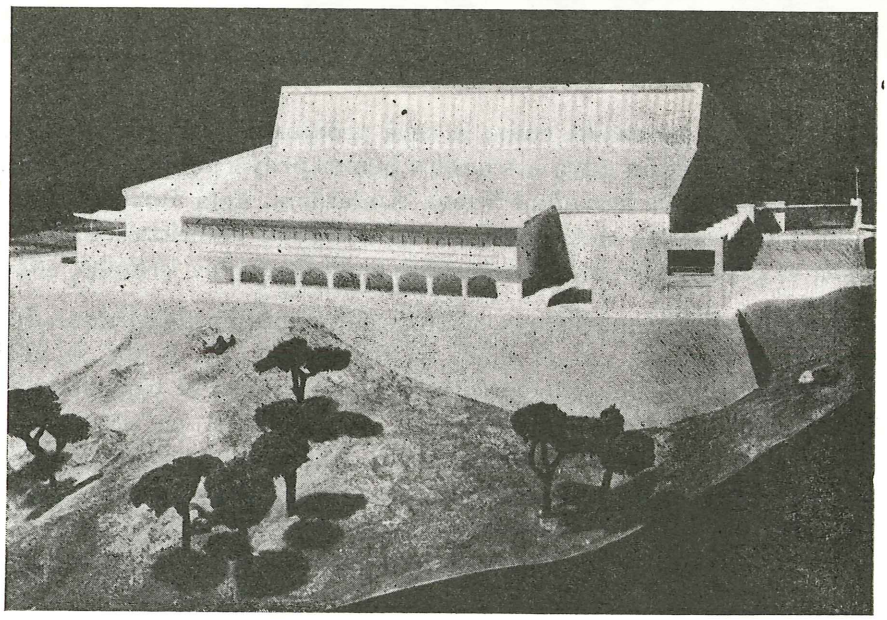


Fig. 19.—Frontón de Marbella (Málaga)

8 cables Freyssinet de 12 ∅ 7 cada una. Los apoyos son también en este caso de neopreno STUP.

En Barcelona se construyó una cubierta para pabellón industrial con vigas postensadas por cables de 12 ∅ 5.

En Bilbao, en el barrio de Begoña, se construye actualmente la cubierta que hemos proyectado para la capilla del colegio de las Hermanas Jesuitinas, consistente en vigas de inercia variable, de 24 m de luz, postensadas por 4 cables Freyssinet de 12 ∅ 7 y apoyando en placas de neopreno STUP.

También en Lujua, a pocos kilómetros de Bilbao y para el club Landachueta, hemos proyectado la estructura de un edificio deportivo de dos plantas, la primera de las cuales encierra la piscina del Club, destinándose la segunda a salón de actos y otros deportes. La estructura está formada por pórticos de 25 m de luz postensados, tanto las vigas como los pilares con cables Freyssinet de 12 ∅ 7. Los pórticos van rotulados en los pies de sus pilares. La cubierta de la segunda planta se forma con vigas de inercia variable, de la misma luz que los pórticos y postensadas igualmente por cables Freyssinet de 12 ∅ 7 y apoyadas en placas de neopreno.

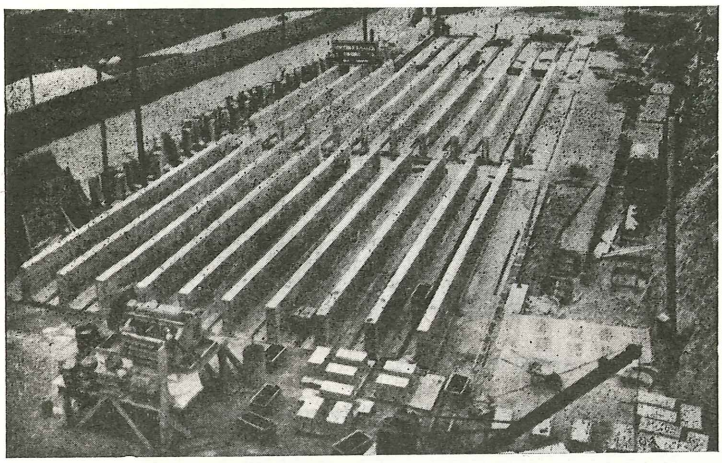


Fig. 20.—Vigas para el muelle de la Térmica en el puerto de Pasajes (Guipúzcoa)

Aunque aún no se ha comenzado, como lo será próximamente, les muestro, en la figura 19, la maqueta del frontón cuya estructura hemos proyectado en Marbella en colaboración con el Sr. Zuazo para la ciudad Nueva Andalucía. Está formado cada elemento estructural por dos ménsulas atirantadas en sus extremos exteriores. Los cables utilizados, tanto para el pretensado de las ménsulas como para los tirantes, son de 12 ∅ 7.

Finalmente entre las obras marítimas, además del pantalán de atraque de trasatlánticos que tuvieron ocasión de ver el lunes en Santurce y en el que se utilizan cables de 12 ∅ 7, tanto para el pretensado longitudinal como para el transversal, se construyó en Sevilla un atracadero para la CAMPSA, utilizándose, en este caso, cables de 12 ∅ 5. En el puerto de Pasajes se construyó el muelle de servicio de la Central Térmica de Iberduero, mediante vigas postensadas, de sección en T invertida, que servían de cimbra a la losa de 4 m de espesor al tiempo que colaboraban en su resistencia. En la figura 20 puede verse el parque de fabricación de vigas durante la construcción. En total se utilizaron 120 vigas. Van postensadas con cables de 12 ∅ 7.

VAINA CORRUGADA CCL

licencia Cable Covers Ltd.

PARA CONDUCTOS DE HORMIGON PRETENSADO



- ligera
- resistente
- económica
- flexible

Modelo patentado

- empalmes por manguitos roscados

Solicite información y referencias
de obras realizadas en España a

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.

Valencia, 308 - T. 215 57 85 - Barcelona-9
Claudio Coello, 46 - Madrid - 1

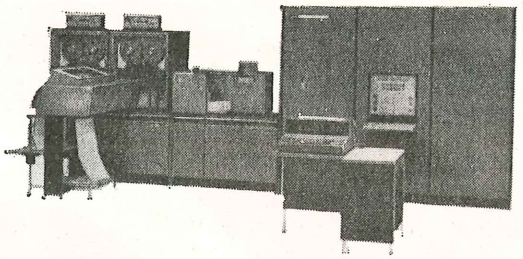
Ruego me envíen documentación sobre el sistema CCL para pretensar ☐ y postensor ☐

Nombre..... Profesión.....

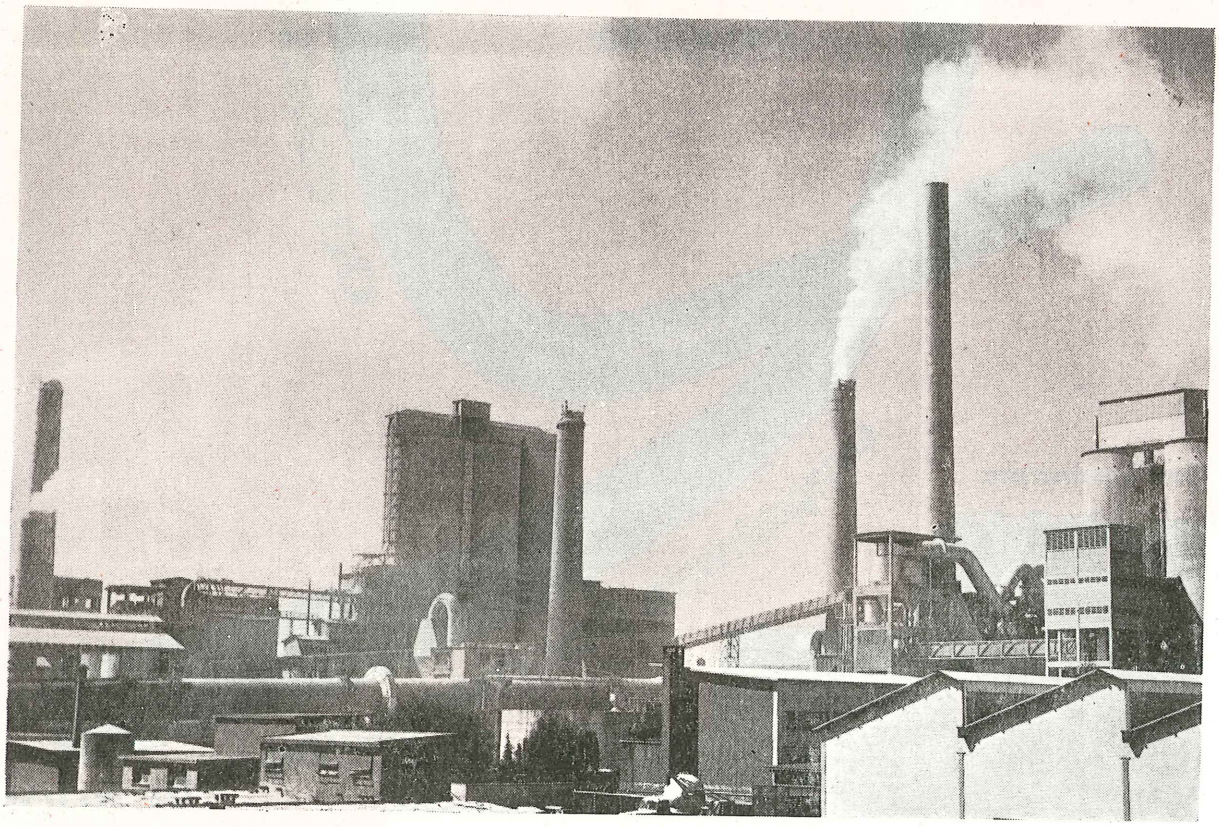
Dirección .....

Localidad..... Provincia.....

el Sistema IBM 1800



le ayudará a controlar su proceso de fabricación



En la fábrica de Cemento, el Sistema IBM 1800 se aplica al control automático del proceso de fabricación. La utilización del Sistema comienza desde el momento de su instalación en fábrica. El Sistema IBM 1800 realiza el control automático del horno, prediciendo su comportamiento futuro, dosificado, control de molido y enfriador, explotación más económica de la cantera, etc. Las ventajas derivadas de la aplicación del Sistema IBM 1800, se traducen en un aumento de la producción, disminución del consumo de combustible, coste mínimo de los aditivos empleados y una calidad uniforme en el clinker.

IBM

comentarios sobre obras construidas por el sistema Barredo

RICARDO BARREDO DE VALENZUELA

Antes de empezar mi charla, quiero agradecer las amables palabras con que me honró nuestro presidente, D. José María Aguirre, en el acto inaugural de esta Asamblea, así como las que han dedicado al Sistema Barredo distintos ponentes y conferenciantes en sus disertaciones.

No voy a presentarles ahora ninguna colección de obras más o menos grandes ni más o menos espectaculares, pues creo que a estas alturas ya han visto Vds. bastantes cosas sobre obras normales.

Voy, en cambio, a aprovechar este momento para hablarles de algunas obras especiales, es decir, de aplicaciones de un sistema de postensado, que no siendo corrientes en la generalidad de las construcciones, demuestran sus características, su seguridad y sus posibilidades.

Así, tenemos las vigas con armaduras exteriores rectas, poligonales o curvas, como las del puente de Almarail, puente de Valdecañas, y vigas carril para puente-grúa de la Empresa Nacional Elcano, respectivamente, que se ven en las figuras 1, 2 y 3.

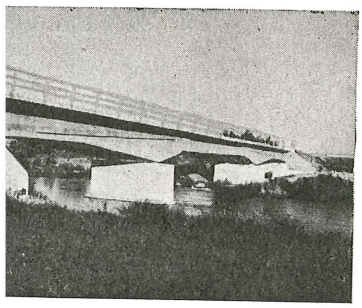


Fig. 1

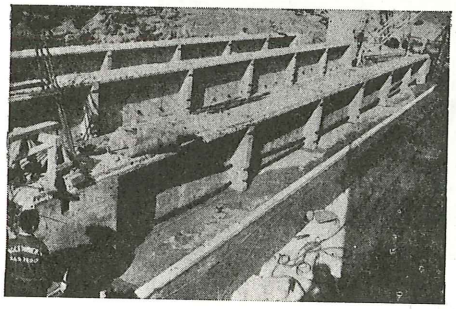


Fig. 2

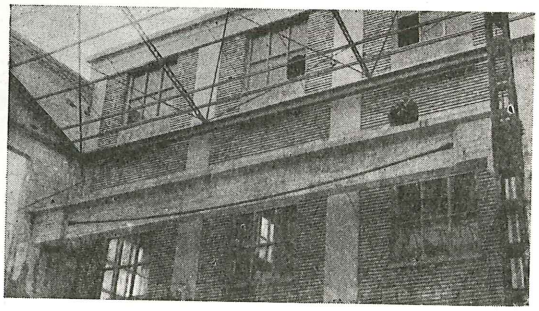


Fig. 3

Reparaciones y refuerzos de estructuras de hormigón armado, como esta viga sobre pilar desviado (fig. 4) o como estos pórticos de 23 m de luz (fig. 5).

Podemos hablar también de refuerzos de forjados que ha sido preciso realizar, bien

porque hubiesen experimentado alguna disminución de resistencia o para aumentar la sobrecarga admisible, y de refuerzos de vigas para supresión de algún pilar intermedio.

También hemos cosido ménsulas postizas a pilares de hormigón armado que no las tenían, así como se han cosido los cojinetes para giro de las compuertas a unas pilas de una presa, posteriormente al hormigonado de las mismas (fig. 6).

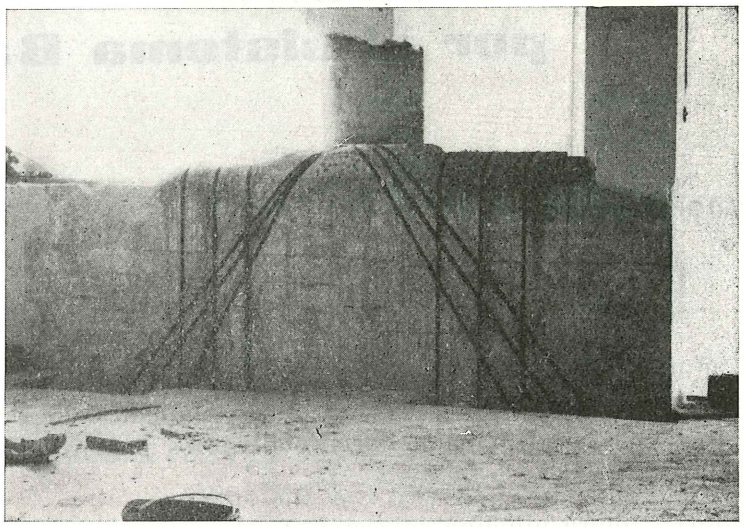


Fig. 4

Otra aplicación ha sido la de la figura 7, en la que, adosando unas aletas a unos pilares que soportaban 11 plantas sobre ellos, se ha podido mantener esos pilares suspendidos mientras se demolían sus zapatas y se preparaban unas nuevas.

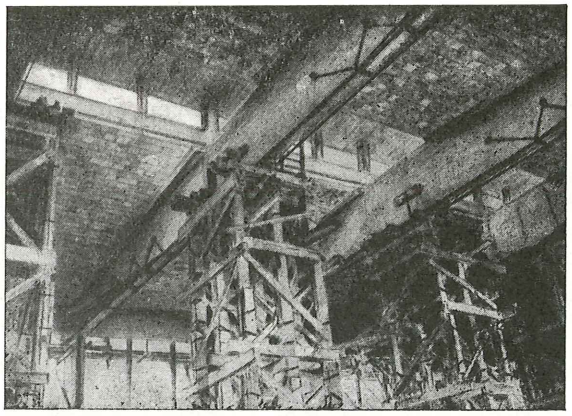


Fig. 5

Se han lanzado y realizado pruebas de sobrecarga total y hasta rotura, con vigas en las que no se habían inyectado los conductos de las armaduras, como en los ensayos en el Instituto "Eduardo Torroja", puentes de Lora del Río, y vigas de cubierta en la fábrica Nueva Montaña Quijano; en todos estos casos los anclajes se comportaron perfectamente, así como cuando se les ha sometido a ensayos de vibración.

Podemos presentar también depósitos realizados con pared de ladrillo, postensados mediante zunchos exteriores, como se ve en las figuras 8 y 9, así como pilotes prefabricados por dovelas, que se van prolongando según se van hincando (fig. 10).

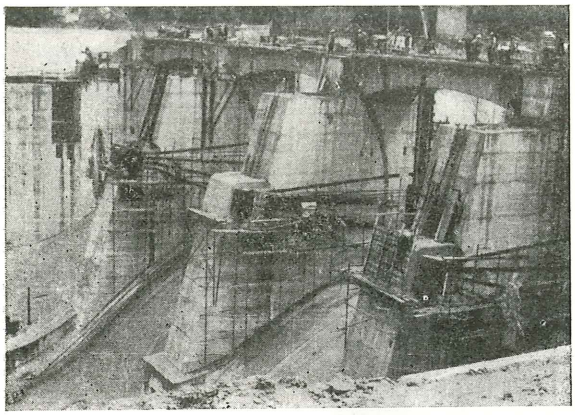


Fig. 6

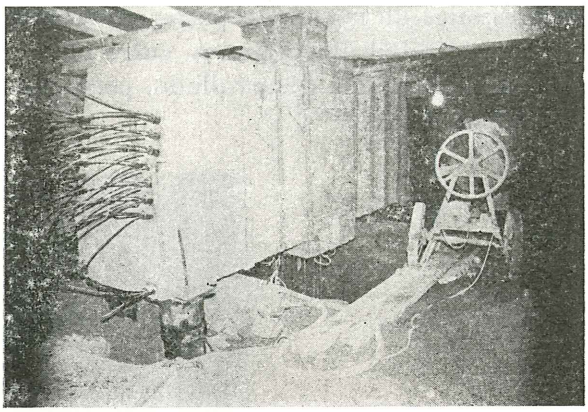


Fig. 7

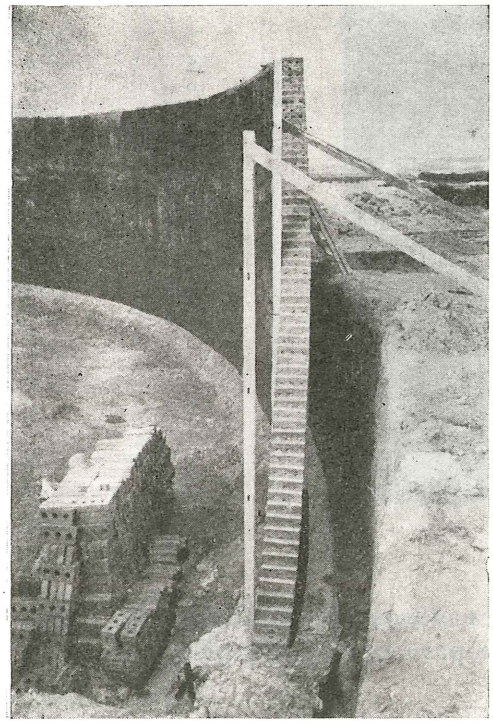


Fig 8

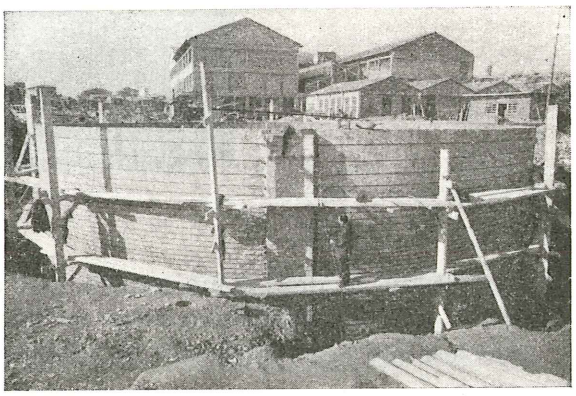


Fig. 9

Disponemos de anclajes en roca y anclajes en tierra, permanentes y desmontables, así como de elementos para enlace de continuidad de armaduras postesadas mediante casquillos roscados en los anclajes terminales.

Se han empleado cordones de postesado para elevación de fuertes pesos a grandes alturas, como la viga de prueba del puente de Valladolid, y como apeo de un muro de ladrillo y de una cubierta metálica que se apoyaba en él, mientras se realizaba el re-

fuerzo definitivo que se hizo preciso dado el fuerte régimen de vientos existente en su emplazamiento, que era fuera de lo normal y desconocido hasta entonces.

En fin, no quiero cansarles más, pues sólo pretendía comentar la amplia gama de posibilidades, que sigue abierta para el futuro, y hacerles ver que. aparte de las obras normales de hormigón postensado, podremos encontrar otras muchas aplicaciones de gran utilidad. Recordemos, entre otros, el campo de las estructuras metálicas postensadas, aún poco desarrollado, pero que tendrá gran importancia cuando encuentre sus formas propias.

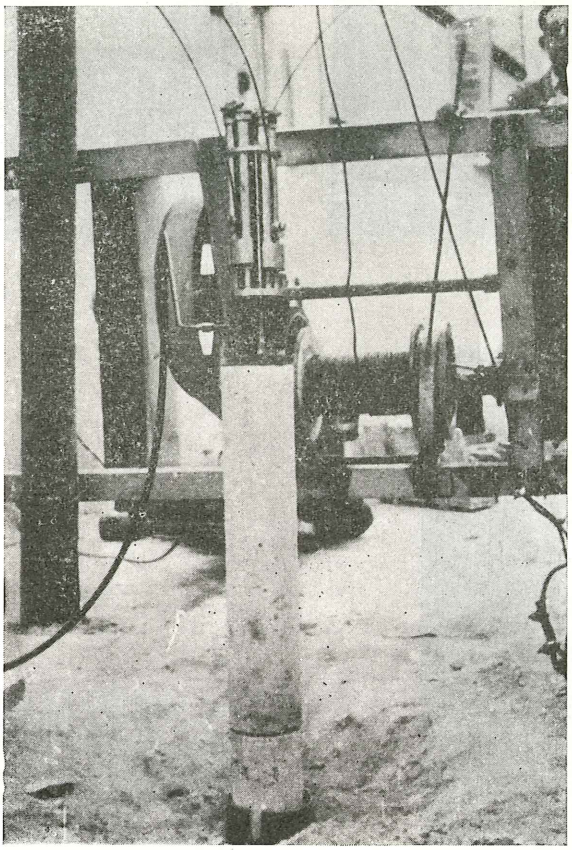


Fig. 10

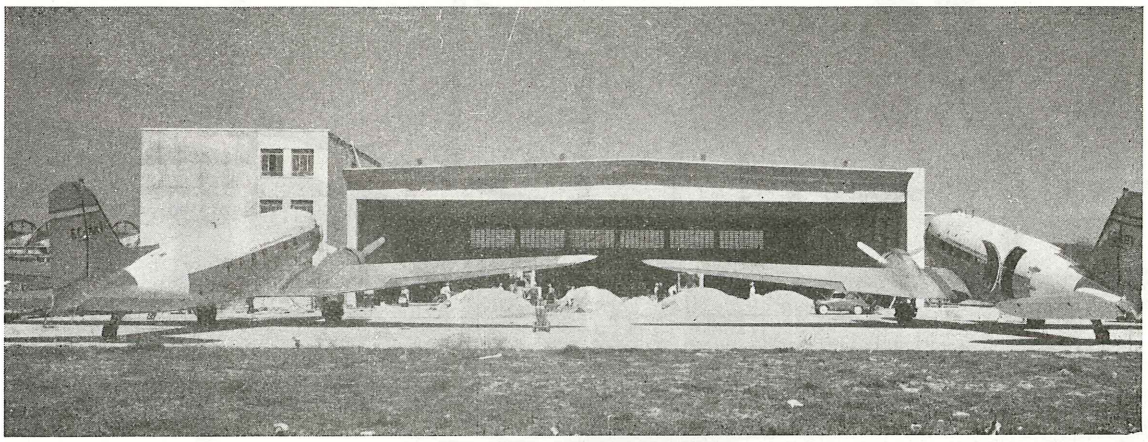
Por último, os diré, como noticia, que esperamos presentaros próximamente un gato lineal para postensado exterior en losas de hormigón para carreteras y pistas de aeropuertos, que esperamos será de vuestra aceptación.

cubierta pretensada en el aeropuerto de Barajas, forjado de vigas pretensadas en el taller TREMA, y pasos pretensados en el aeropuerto de Barajas

VICENTE CUDÓS, Dr. Ingeniero Aeronáutico

HANGAR-LABORATORIO PARA LA DIRECCION GENERAL DE PROTECCION DE VUELO

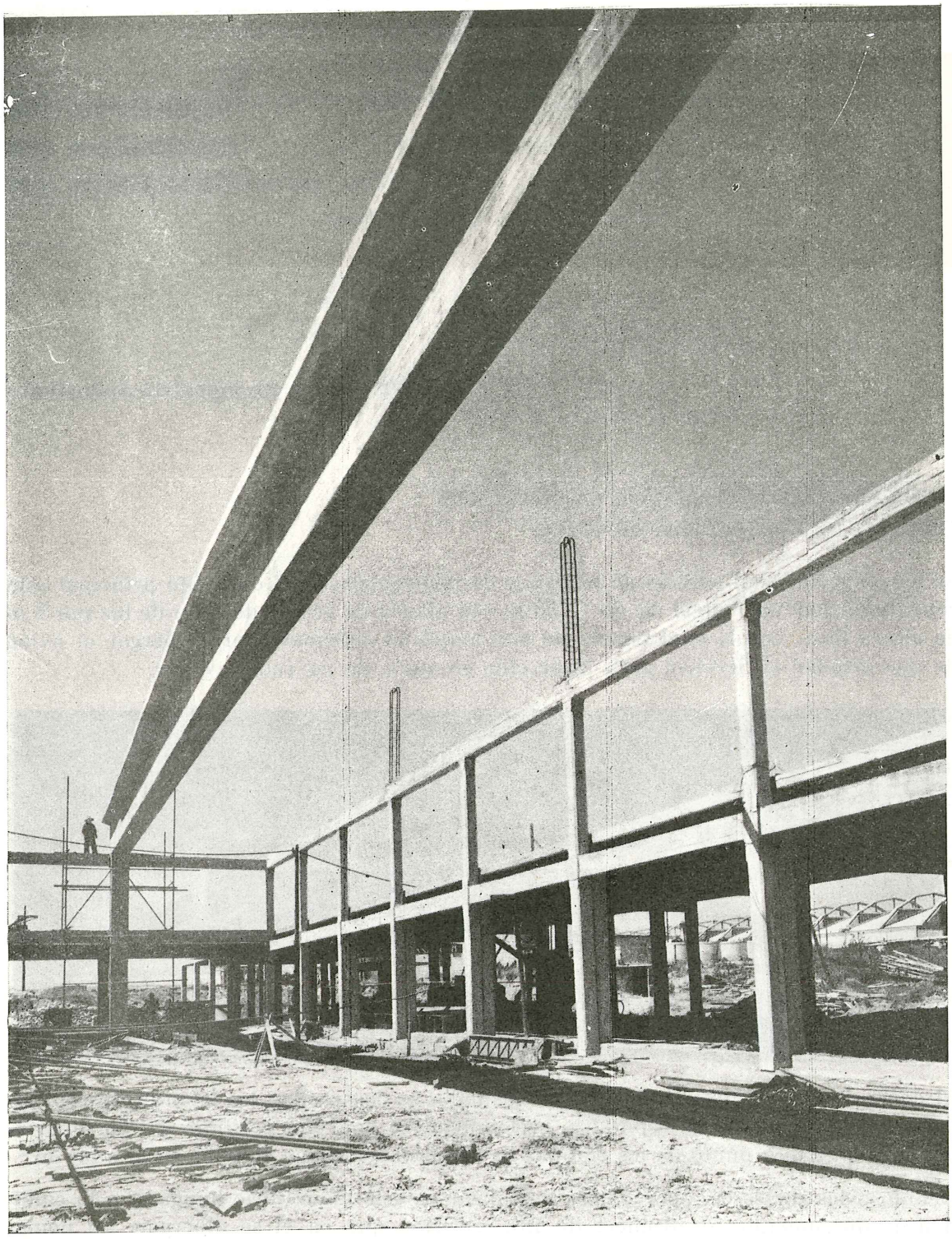
Se ha proyectado un edificio de hangar y de laboratorio, cuyo elemento principal está constituido por un hangar de 40 × 30 m con puerta de acceso de 40 m de luz por 8 m de altura libre, con lo cual resulta de una amplitud suficiente para albergar el avión de que dispone el Servicio para inspección en vuelo de las radio-ayudas.



Alrededor de este hangar y por dos de sus lados se desarrollan los laboratorios, los talleres y los almacenes de repuestos, pretendiéndose con ello facilitar extraordinariamente la puesta a punto de los equipos de comprobación que el avión lleva a bordo.

Debido a las delicadas operaciones a realizar en este laboratorio hangar y a la cantidad de instrumentos electrónicos de alta precisión que en él se albergan, no hemos creído conveniente utilizar cubierta metálica, evitando así no sólo la posibilidad de movimientos estructurales peligrosos para la precisión en general, sino también las interferencias que una masa metálica de tal naturaleza pudiera producir.

Al estudiar las posibilidades de cobertura de esta zona con cubiertas no metálicas, se presentaban dos posibilidades fundamentales: o bien la membrana o bien la solución más moderna de vigas de hormigón pretensado de gran resistencia.



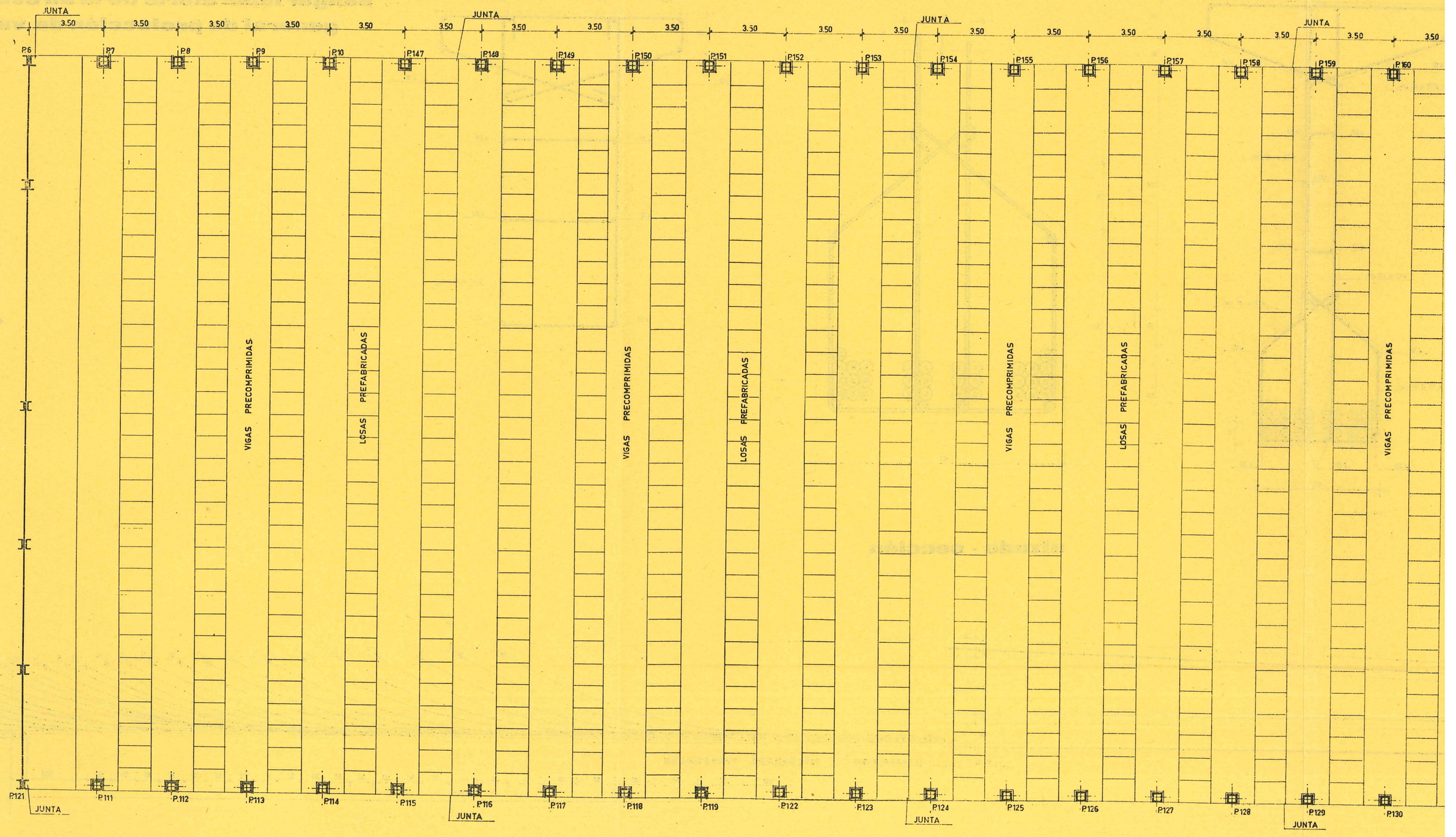
Se desechó la solución de membrana por razones económicas.

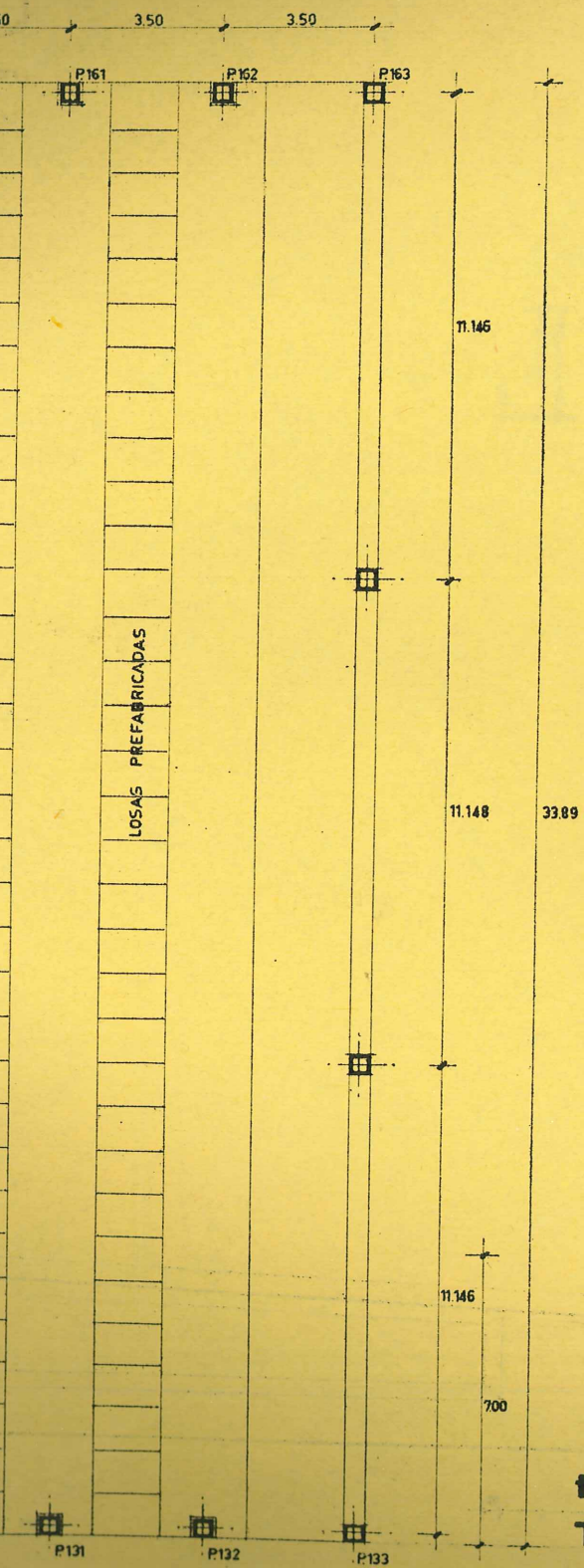
Se tantearon, por lo tanto, vigas pretensadas de canto variable cuya ejecución fuese fácil, por lo menos para una empresa de alto nivel técnico.

En el estudio de estas vigas se presentó la disyuntiva del sistema de anclaje y la forma de tesado que se debía utilizar.

PLANTA "A" +7.15

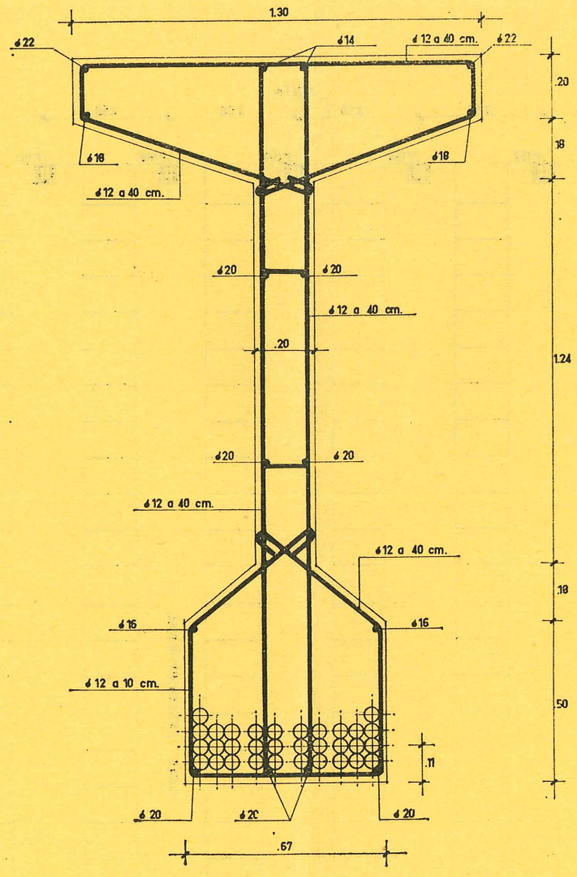
ESCALA 1:100



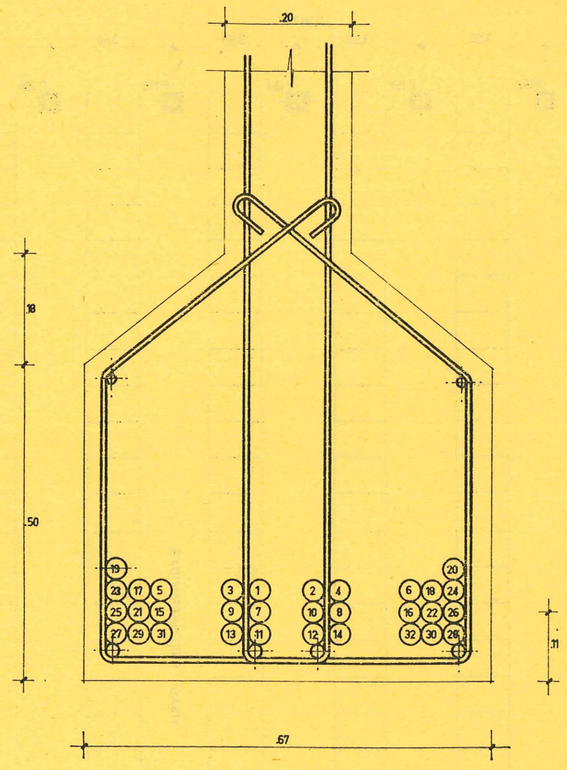


talleres
TREMA OSNUR
planta primera

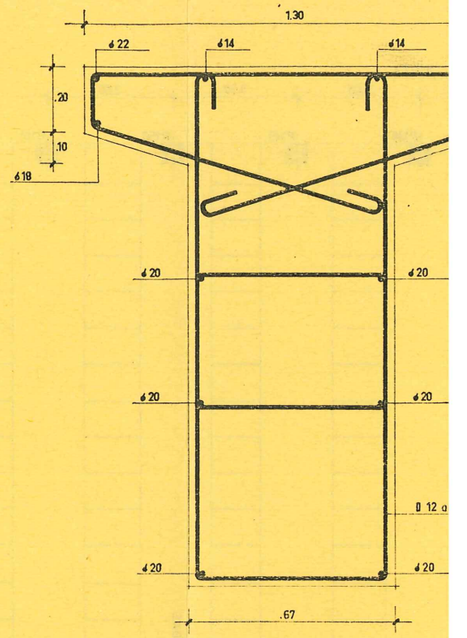
SECCION CENTRAL



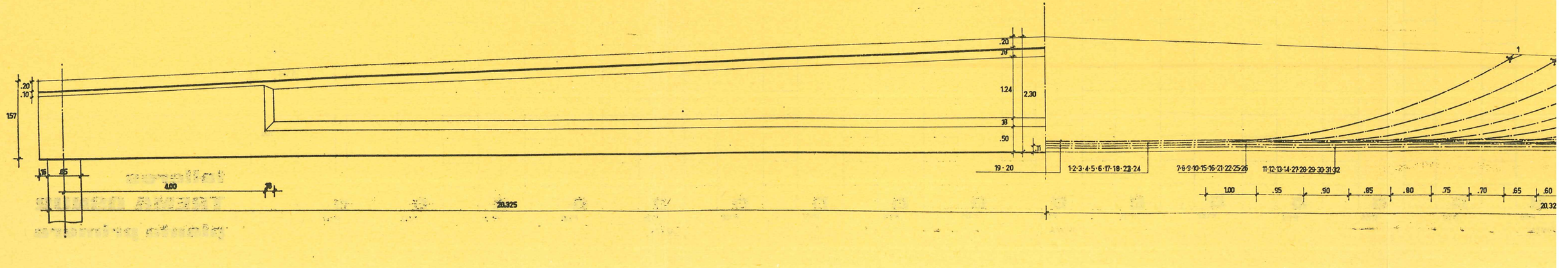
DETALLE DE CABLES



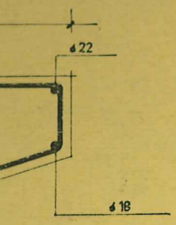
SECCION POR ZONA MACIZ



alzado - sección

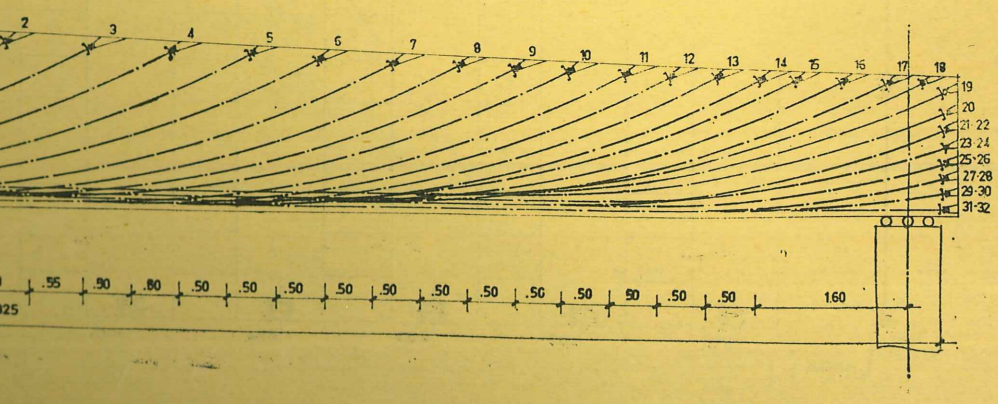


ZADA

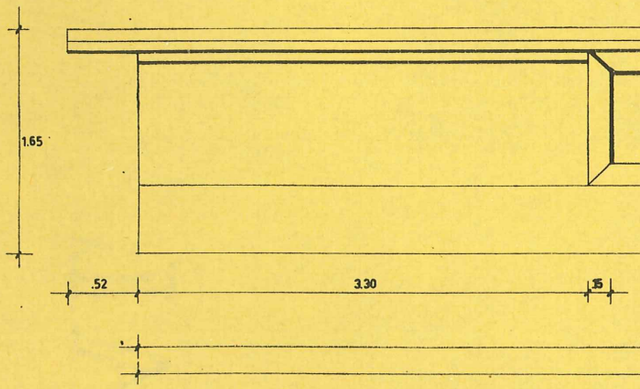


hangar laboratorio de la dirección general de protección de vuelo

a 40 cm.



VIGA
(siste



16.425

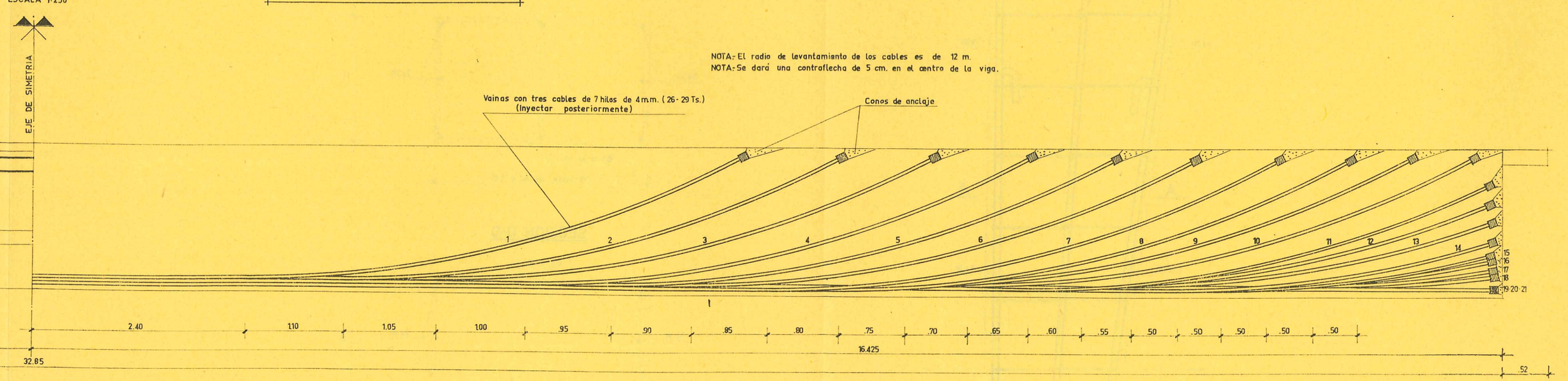
TALLERES TREMA OSNUR
alzado de viga

PRECOMPRIMIDA
tema Barredo)

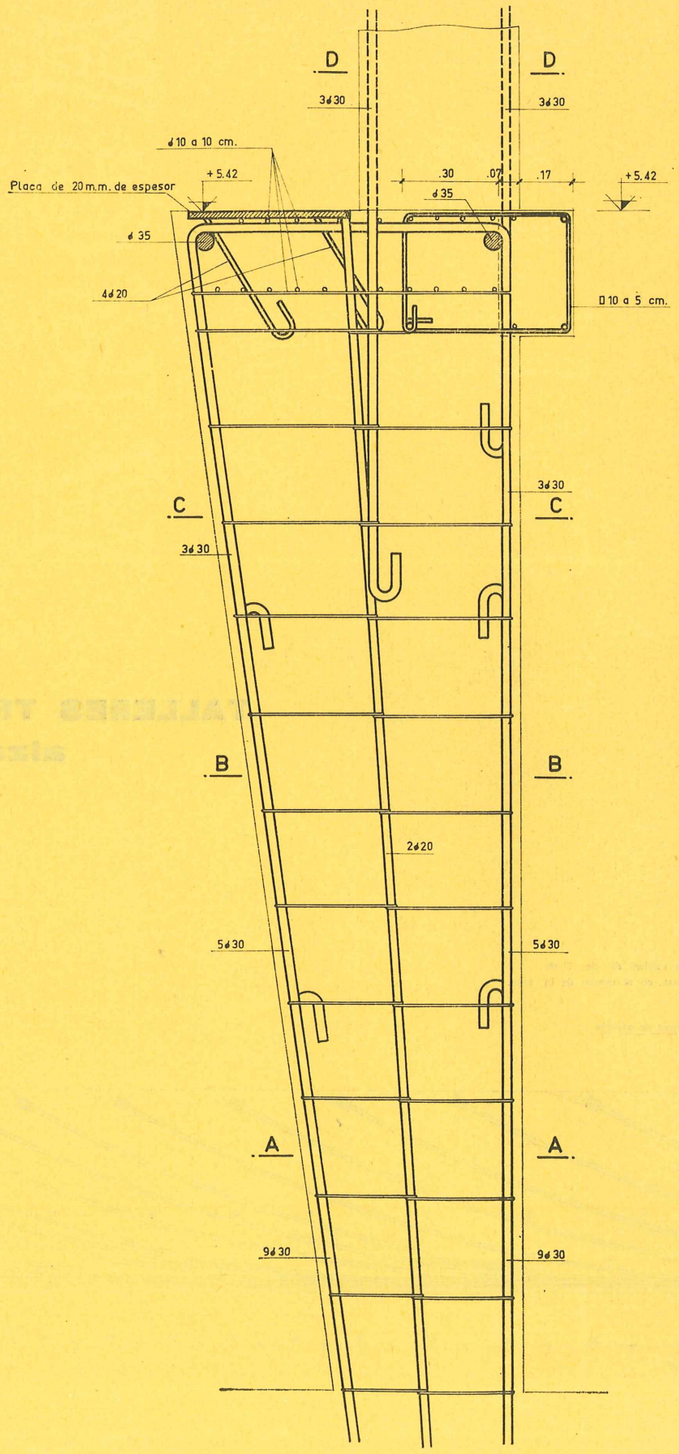
ESCALA 1:250

NOTA:- Los cables nº 19, 20, 21, se tensarán después de colocadas las losas del forjado.

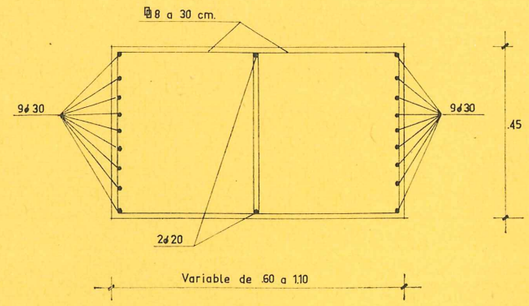
NOTA:- El radio de levantamiento de los cables es de 12 m.
NOTA:- Se dará una contraflecha de 5 cm. en el centro de la viga.



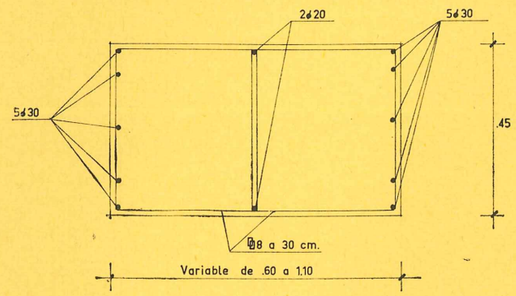
PILARES DE APOYO DE VIGA PRECOMPRIMIDA



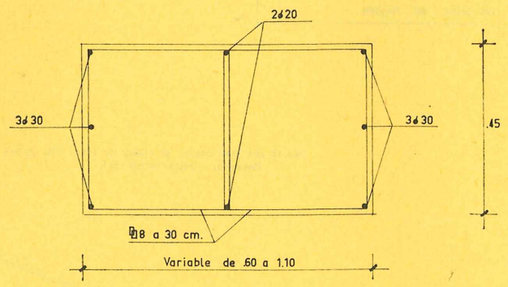
SECCION A-A



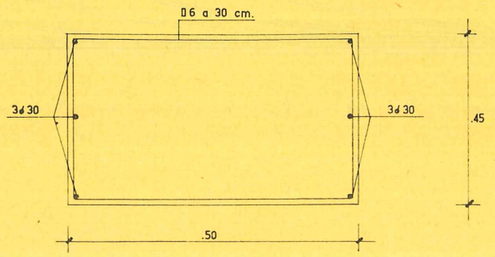
SECCION B-B



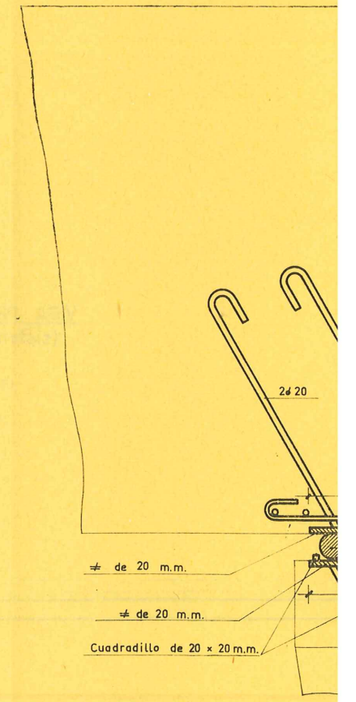
SECCION C-C



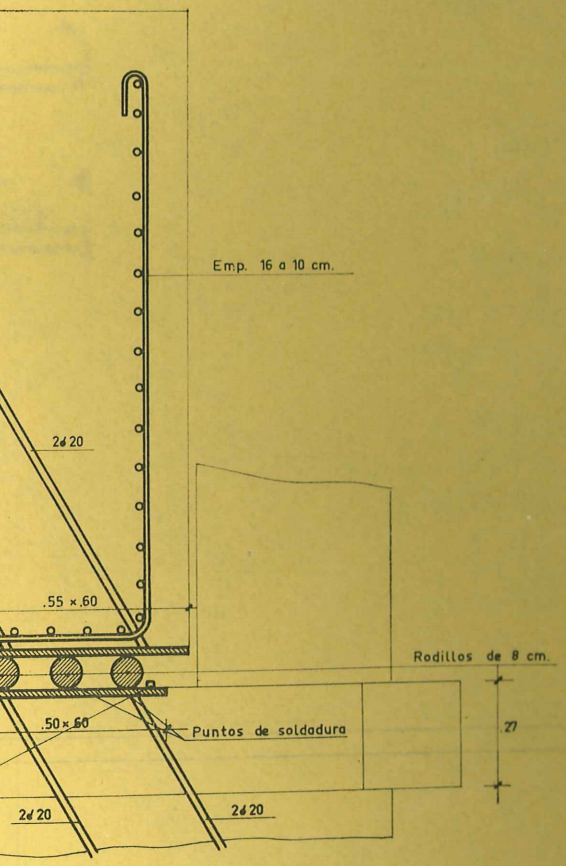
SECCION D-D



DETALLE DE APO



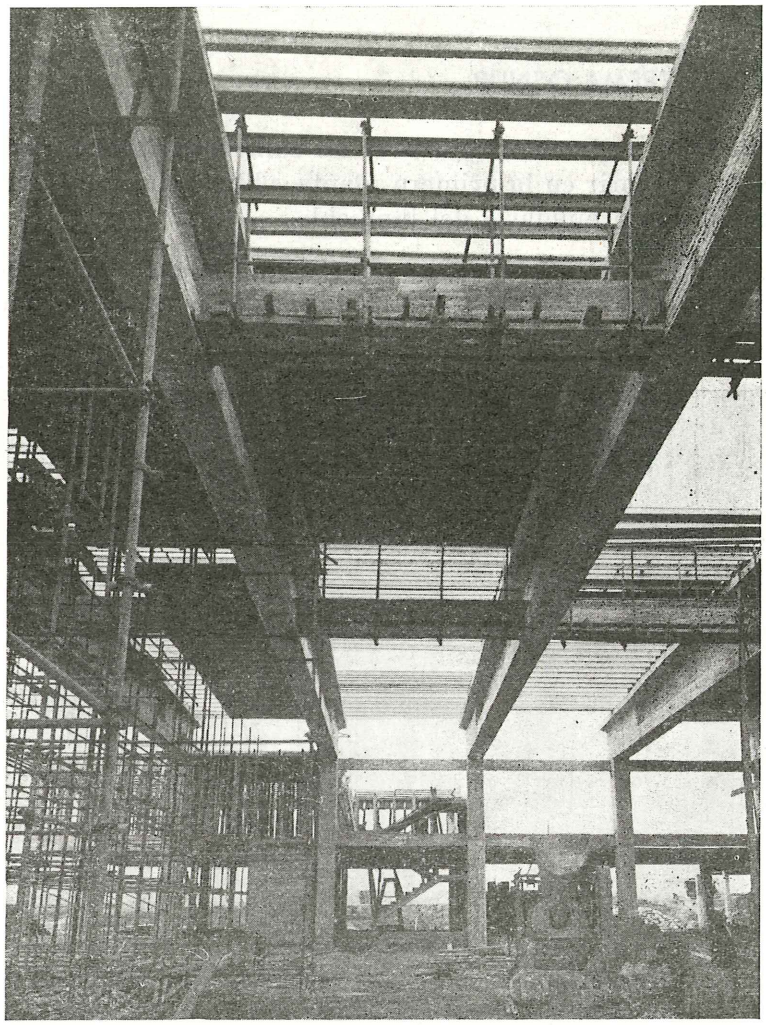
OYO DE VIGA EN PILAR



TALLERES TREMA OSNUR
pilares y detalles

Se llegó a la conclusión de que el sistema más conveniente era utilizar conos de anclaje de doce hilos, con lo cual el número de vainas y de conos se podía reducir notablemente.

Se ha adoptado, pues, en este proyecto, un tipo de cubierta sobre cinco vigas de hormigón pretensado, con cantos variables desde 2,30 m en el centro a 1 m en el borde, y 40 m de luz con un ancho de ala de cabeza superior de 1,30 m, un alma de 20 cm, y un ancho de 67 cm, de cabeza inferior, cifra esta última necesaria para albergar los treinta y dos cables Freyssinet de doce hilos de 5 mm de diámetro, no habiéndose utilizado el cable de 7 mm, que hubiese sido más apto para estas vigas, porque la construcción de este hangar se realizó en el año 1960 y no se encontraba entonces en el mercado nacional el hilo de 7 milímetros.



Las tensiones admitidas en el hormigón han sido de 120 kg para el caso de vacío, y de 75 kg, para el de carga máxima, llegándose incluso a admitir 5 kg de tracción en el caso de vacío, y 6 kg de compresión mínima, en el de carga total.

Una particularidad interesante de este hangar es la viga contra viento: se han utilizado los cordones inferiores de las dos vigas delanteras como cordones anterior y posterior de una viga contra viento Vierendel, cuyos montantes prefabricados se han pretensado posteriormente con dos cables de 20 toneladas.

Quiere esto decir que la costosa viga contra viento de los hangares normales se ha reducido en este caso a un coste prácticamente despreciable.

Sobre las vigas pretensadas se ha construido un forjado con viguetas pretensadas prefabricadas como viguería de hormigón e impermeabilización posterior.

Otra particularidad interesante de este hangar es el sistema de puertas de cierre automático plegadas en acordeón con tiro de cable.

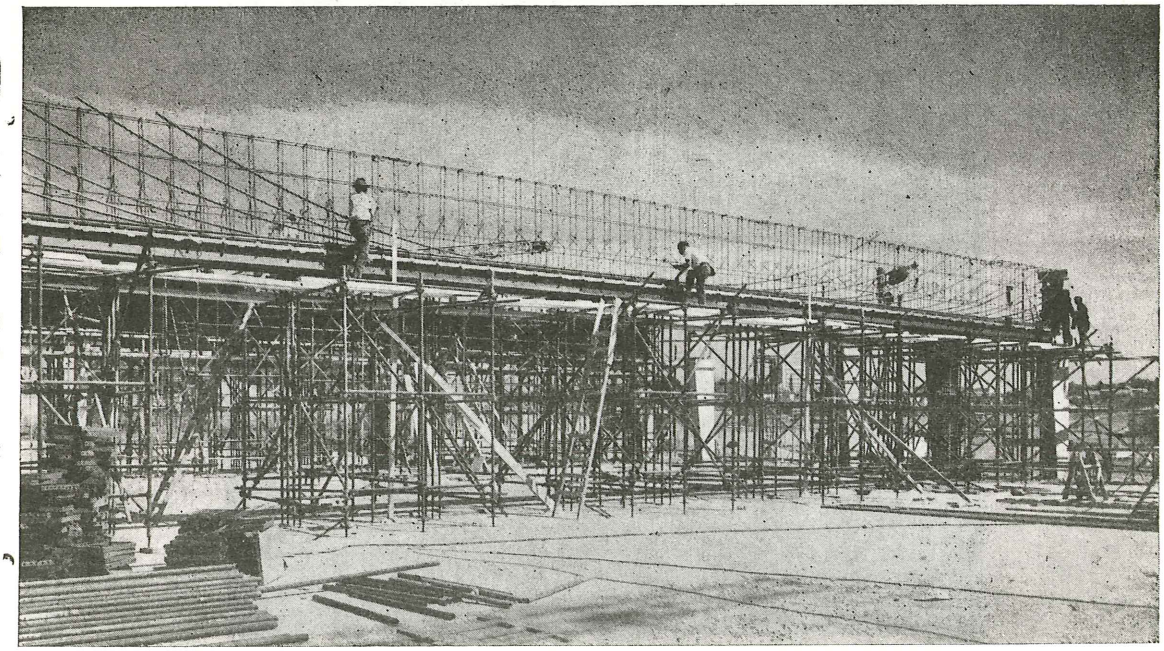
El arquitecto de la obra es el jefe del Servicio de Obras de la Dirección General de Protección de Vuelo, D. Jaime Blay.

La empresa constructora es Agromán.

EDIFICIO INDUSTRIAL TREMA OSNUR

El arquitecto Sr. Blanco Soler ha proyectado un edificio industrial, cuya principal característica es la luz a cubrir en la primera planta, obligada por las necesidades de la industria automovilística propietaria del inmueble.

La solución dada a la estructura, como se observa en las figuras adjuntas, ha sido muy simple. La planta de sótano es una estructura normal de hormigón armado con vigas y pilares convencionales.

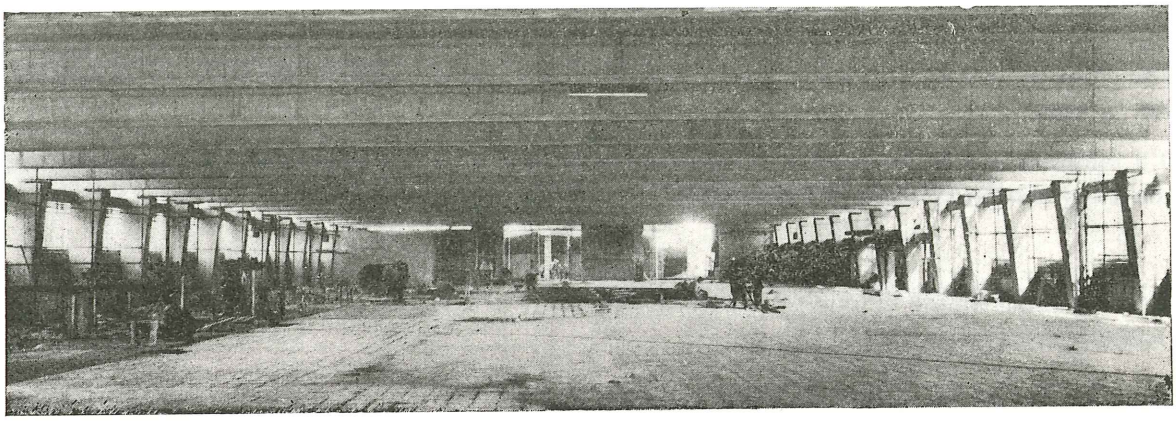


Al pasar a la primera planta, y debido a que la luz que recomendaba el proceso industrial era de 33 m entre ejes de apoyo, con sobrecarga de 700 kg/m² y con vibraciones de maquinaria y circulación de vehículos, se ha elegido una solución de vigas pretensadas, de la mencionada luz, separadas a 3,50 metros.

El canto de la viga es de 1,65 m, con un ancho total de ala de 2 m. Esta, de un espesor total de 16 cm y cartela, tiene unos rebajes de 8 cm con objeto de alojar las losas prefabricadas del forjado. El espesor del alma de la viga es de 20 cm, salvo en los extre-

mos, donde se han macizado con objeto de disminuir el efecto de la fuerza cortante de los cables, pasando a un ancho total de 60 cm, ancho que se mantiene en la cabeza inferior de la viga, a lo largo de la misma, para poder alojar los cables de pretensado.

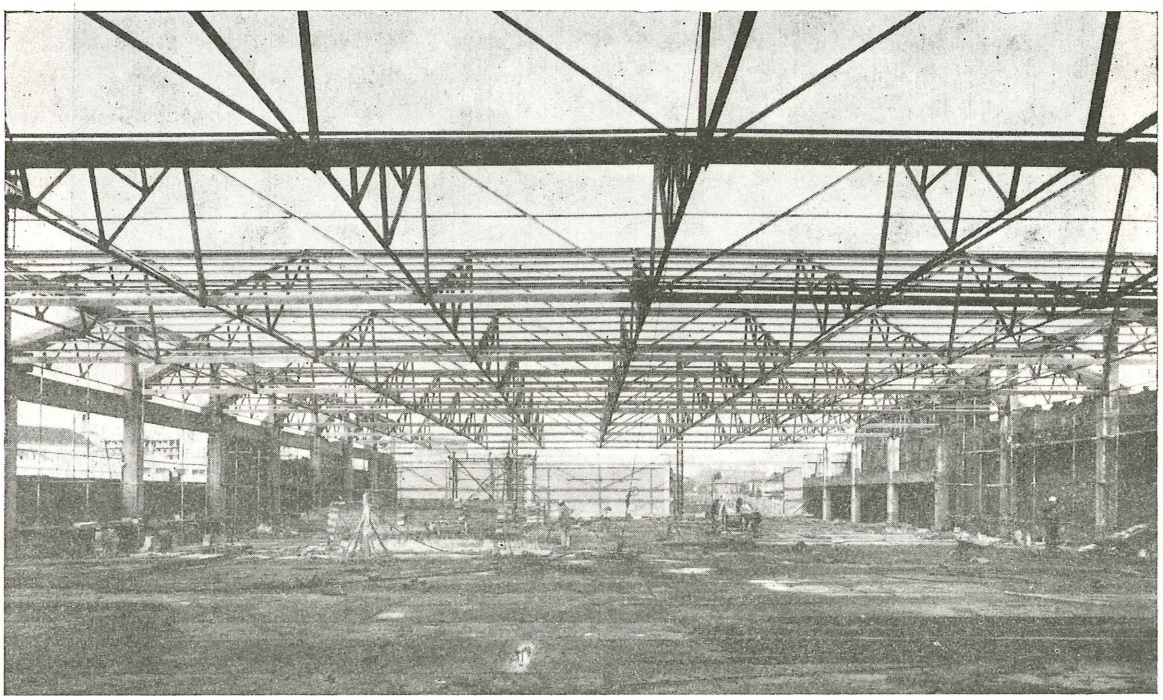
Los cables están formados por ternas de cuatro hilos de 5 mm, con conos de anclaje según sistema Barredo.



El número necesario de ternas de cables para absorber las tracciones en la cabeza inferior de la viga en la sección central ha sido de 21, que se han levantado según se puede ver en una de las figuras adjuntas, a medida que van disminuyendo los momentos y aumentando los esfuerzos cortantes.

Los casos de solicitación considerados han sido los siguientes:

1.° Caso de vacío (peso propio de la viga);
2.° Peso propio de la viga + forjado;
3.° Peso propio de la viga + forjado + sobrecarga útil de 700 kg/m².



Bajo la acción de estas cargas se han obtenido unas tensiones para el hormigón de 80 kg/cm² en el caso 3.° y 100 kg/cm² en el caso 1.°, con una tensión 90 kg/mm² en los hilos de los cables. El levantamiento de los cables se ha hecho con directriz circular de 10 m de diámetro y van alojados en unas vainas de acero corrugado, con un diámetro de 40 mm, con inyectado posterior.

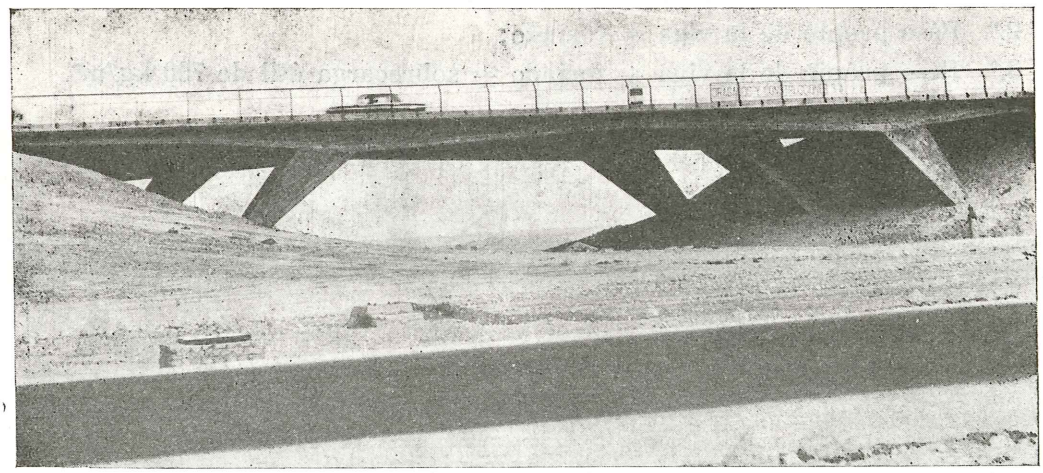
Las vigas pretensadas van articuladas en sus dos extremos; en uno de ellos simplemente con asientos de palastro y soldadura y en el otro con rodillos deslizantes.

Se han preparado los pilares de hormigón armado con unas ménsulas de 60 cm de luz, incorporándoselas al propio pilar como si éste fuese de sección variable en el sentido de la viga.

La cubierta del taller vuelve a tener 33 m de luz y se ha resuelto con un diente de sierra metálico de tipo convencional.

PASOS ELEVADOS EN LOS ACCESOS DEL AEROPUERTO DE BARAJAS

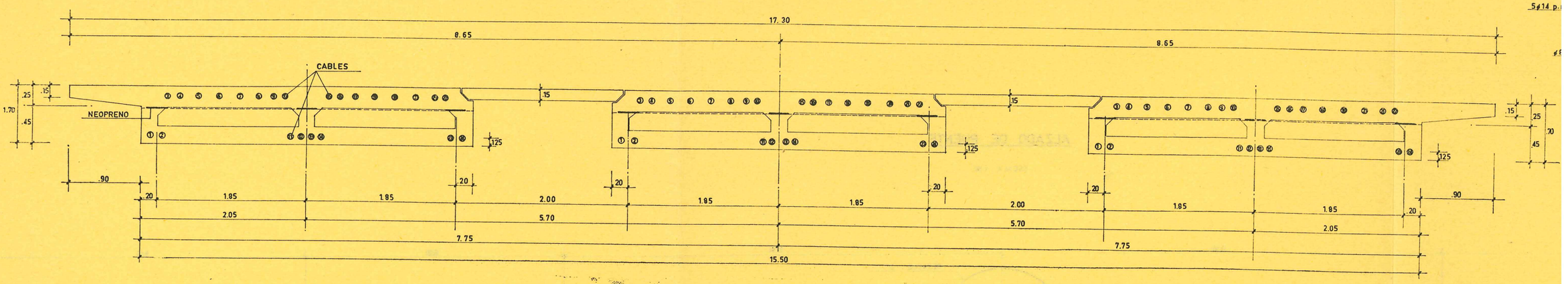
Se disponía de un gálibo pequeño en cada uno de los tres puentes, lo que obligaba a buscar un tipo de solución con canto pequeño en la clave o centro del puente. Se pensó en una estructura de hormigón pretensado, y dentro de ella varios tipos estructurales, todos ellos con tres vanos, uno central mayor y dos pequeños laterales. Se estudiaron así, comparando la estética, la resistencia y la economía, los tipos siguientes: canto uniforme con viga central pretensada y tramos laterales de hormigón armado con pilas verticales; viga continua o solución en cantilever, de hormigón pretensado y pilas



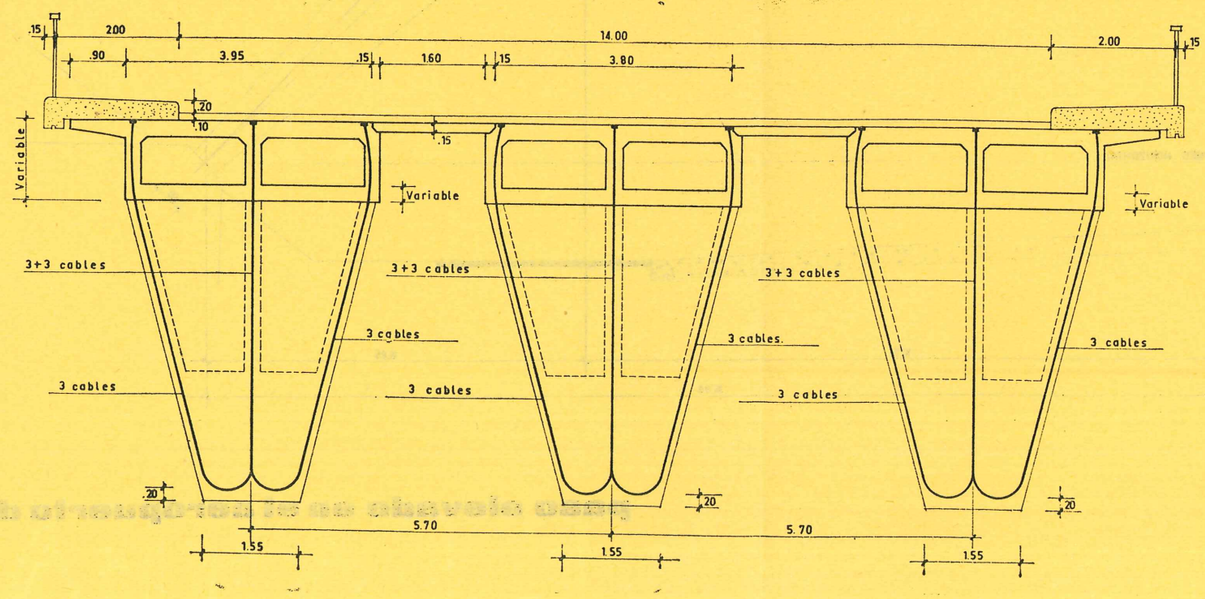
finas tipo bielas; tablero igualmente pretensado, pero, con las dos bielas inclinadas, etcétera, y también el tipo de la solución adoptada, el cual se eligió por tener la línea más airosa, permitir mayor gálibo, y por ser de un coeficiente económico-resistente por lo menos igual al de los anteriores (ya que favorece grandemente a la resistencia estructural el efecto arco de los soportes muy inclinados, con una tg $\alpha = 0{,}938$).

Considerando exclusivamente el coste de la obra por m², la solución adoptada no es más de un 10 % superior al tipo de tramo central pretensado apoyado, con los dos

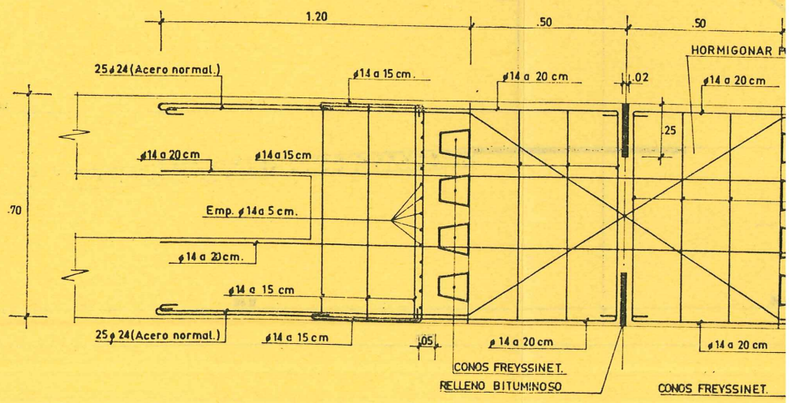
SECCION 1-1



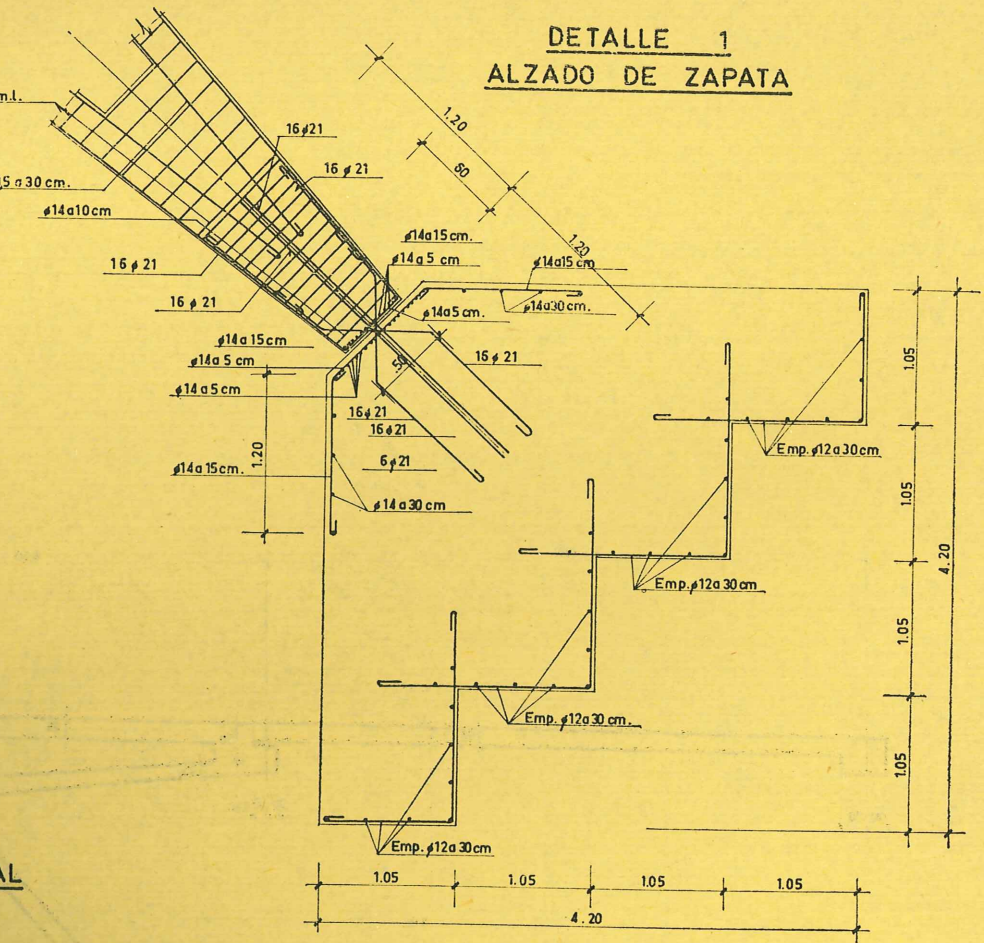
SECCION 2-2
SITUACION DE CABLES EN PILARES

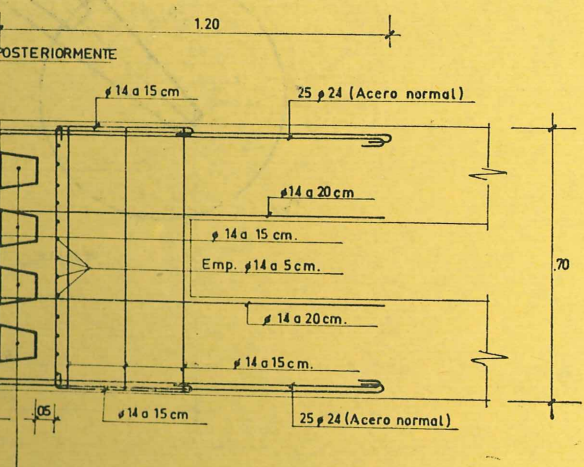


DETALLE 2
ALZADO DE ARTICULACION CENTRA



paso elev



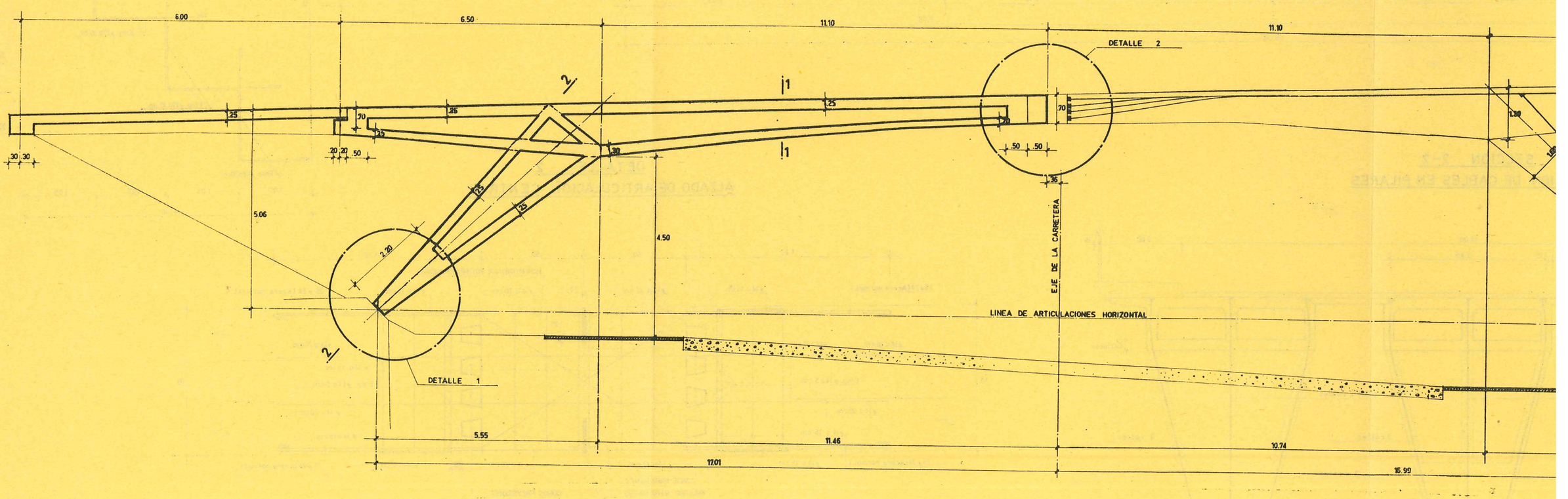


vado en el aeropuerto de madrid/barajas

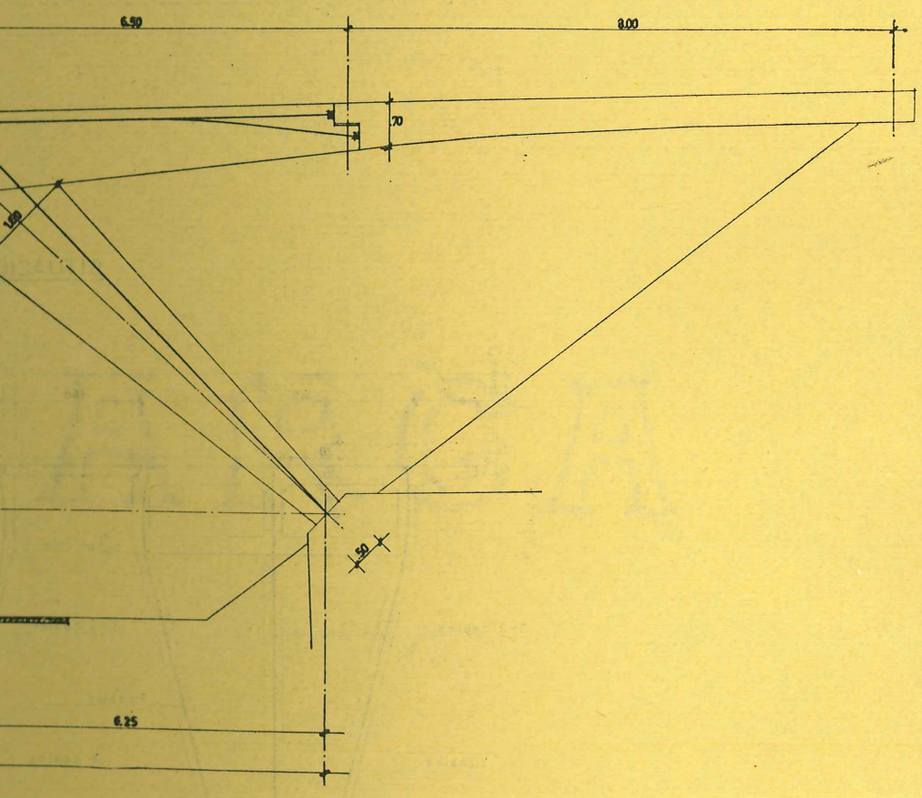
detalles y secciones

ALZADO DE PUENTE

ESCALA 1:50



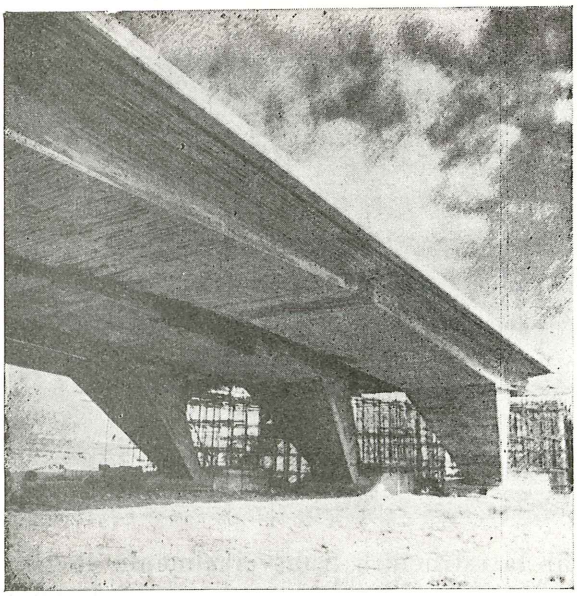
paso el



levado en el aeropuerto de madrid/barajas

alzado





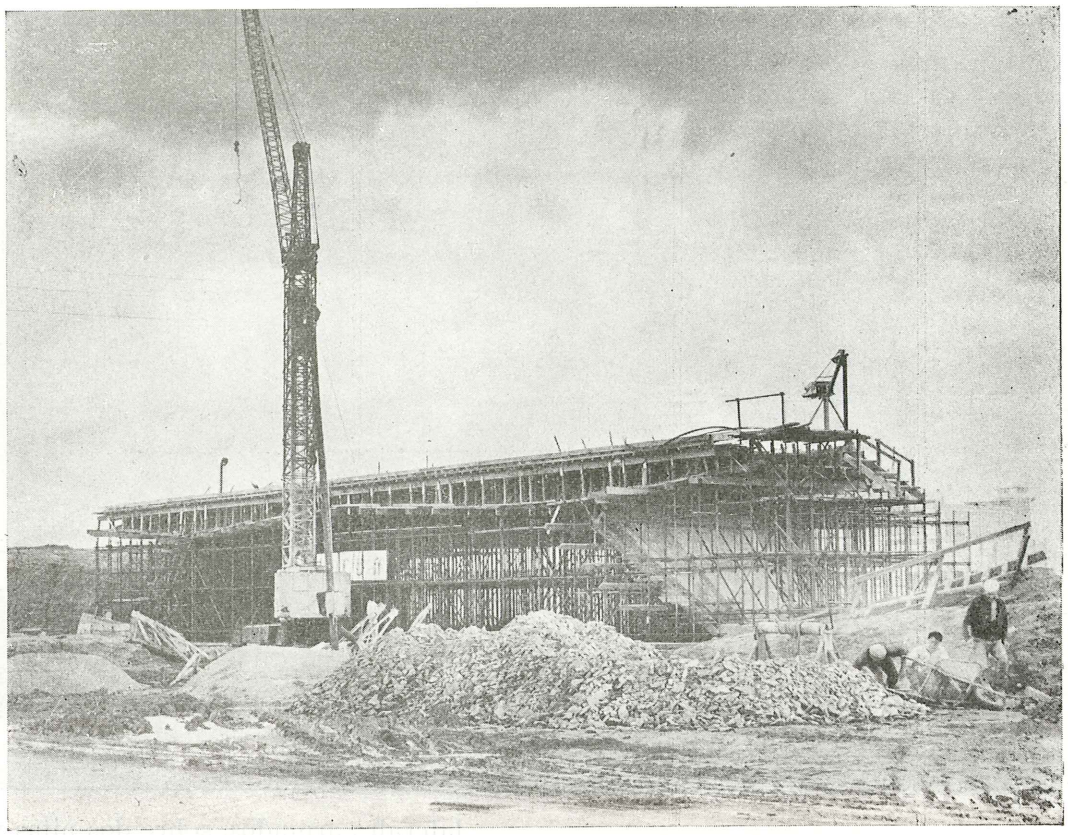
laterales armados, sobre dos pilas verticales, que es el más económico, pero que, aparte de ser una solución vulgar, deja un gálibo excesivamente ajustado para el tráfico de las pistas inferiores.

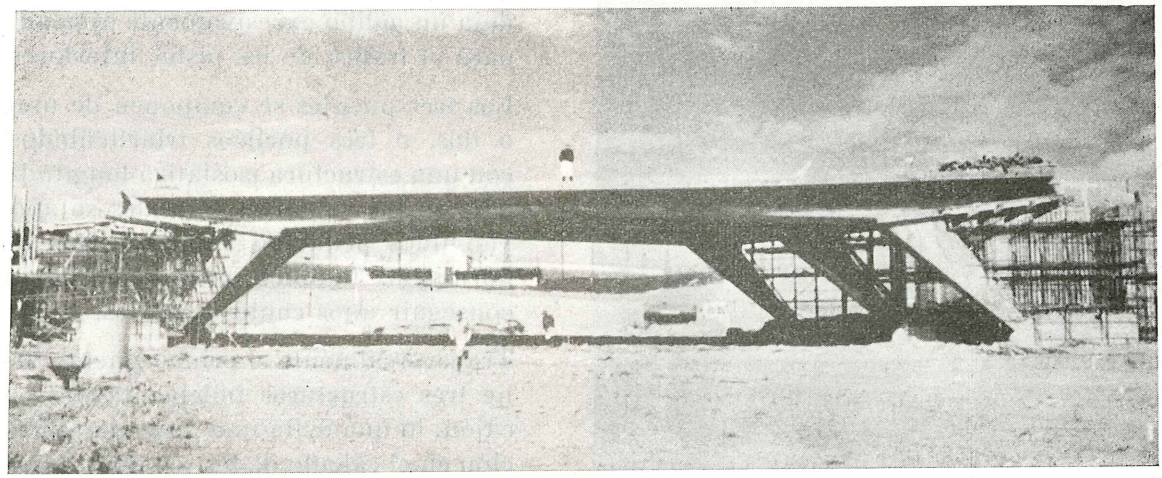
Los tres puentes se componen de uno, o dos, o tres pórticos triarticulados, con una estructura isostática longitudinal; en los voladizos laterales se apoyan unos pequeños tramos rectos de hormigón, también pretensado, para conseguir unos cantos estrictos.

Transversalmente el primer puente tiene tres estructuras independientes en cajón, lo que evita una gran complicación en el cálculo de los repartos transversales de los esfuerzos (hay que tener en cuenta que la aplicación de Guyon-Massonet con inercias muy variables es, además de costoso, inseguro de aplicación). Entre estas estructuras se hor-

migonan in situ dos losas continuas, es decir, cortadas cada una por tres juntas de hormigón armado.

En el segundo puente hay dos estructuras separadas, o sea, dos pórticos triarticulados. En el tercero hay solamente un pórtico triarticulado.



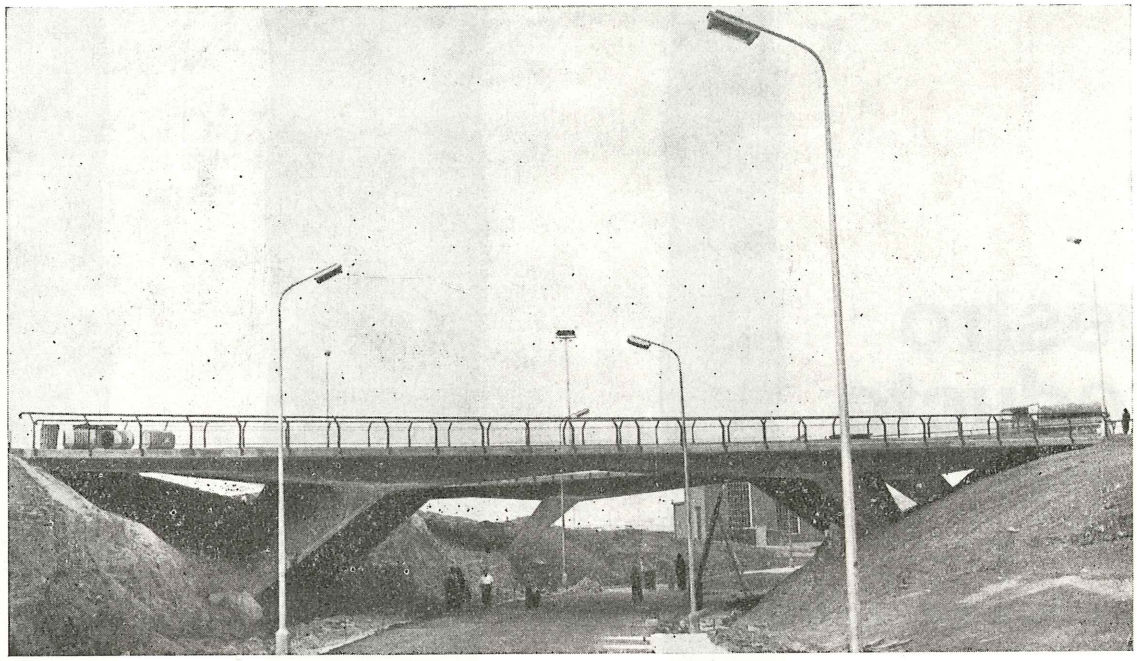


También era absolutamente necesario dividir la estructura transversalmente en partes, ya que si no las rótulas serían ejes de una longitud mayor de 10 m; con lo cual, siendo oblicuas dichas rótulas y no normales a los ejes perpendiculares del puente, los esfuerzos transversales en rótulas debidos a la citada oblicuidad serían excesivos y el

cálculo del conjunto estructural resultaría inabordable (sólo abordable mediante ensayos sobre modelo reducido).

La mayor oblicuidad que se permite a los ejes-rótulas con relación al eje longitudinal del puente es de 30°; en el tercer puente, esta oblicuidad es menor.

Las rótulas de clave se confeccionan y hormigonan a posteriori, permitiendo antes el tesado de los cables Freyssinet, y pudiendo preparar así con tranquilidad y con perfecto replanteo las zonas de rótula central.



Superiormente, después de terminar la estructura resistente, se hará el recubrimiento necesario con hormigón y se pavimentará con 8 cm de espesor de aglomerado asfáltico.

Se han considerado los máximos trenes de sobrecargas de la Instrucción Española para Carreteras. Es decir, el tren núm. 2 ó el tren núm. 4; el que en cada caso fuera más desfavorable.

En estas condiciones las tensiones extremas de los materiales que forman la estructura resistente son las siguientes:

Tensión máxima del terreno = 1,6 kg/cm².

Tensión máxima del hormigón en fibras extremas = 80 kg/cm² a compresión.

Tensión mínima del hormigón en fibras extremas = 0 kg/cm².

Tracción máxima por tensión principal σ_{II} en el hormigón = 2,9 kg/cm².

Tensión de las armaduras normales = 1.200 kg/cm².

Tensión del acero de pretensado después de las pérdidas = 80 kg/mm² $\leqslant \sigma_a \leqslant$ 100 kilogramos/milímetro cuadrado.

En vacío durante la ejecución de los puentes hay una tensión máxima en el hormigón de 100 kg/cm² (que ya no se repite con el puente en servicio, donde, como ya se cita, la compresión máxima es de 80 kg/cm²).

nuestro producto



tetracero 42

pensado, creado y fabricado para resolver una problemática técnica existente, **TETRACERO 42** ha encontrado su lugar predominante en la construcción actual.
De su calidad -garantizada por la **marca** que, cada 80 cm., aparece en todas las barras- y de su especial y óptimo **perfil,** se desprenden innumerables ventajas.

TETRACERO 42, es acero de alta resistencia -para el armado de estructuras de hormigón- retorcido y estirado en frío, con un **perfil especial** que le presta mayores índices de resistencia y adherencia. Todas estas características técnicas suponen un ahorro en peso del 43% y económico del 24%. Se suministra en **barras rectas,** en once diámetros diferentes, desde 6 m.m. ∅ a 22,5 m.m. ∅. También puede servirse en horquillas o madejas.

Solicite información más amplia o plantee su problema concreto a nuestro Departamento Técnico. Sección. 14
TETRACERO, S. A. Ayala, 5. Teléfonos: 276 37 02-03-04. MADRID-1.

selección de proyectos en hormigón pretensado de la Jefatura de puentes y estructuras, y pasarelas para peatones en autopistas y carreteras

RAMON DEL CUVILLO JIMENEZ
Dr. Ingeniero de Caminos

Describimos, de una forma breve, diez puentes construidos o en fase bastante avanzada de construcción donde se ha empleado la técnica del hormigón pretensado.

Esta selección se ordena de la siguiente manera:

1. Tablero ejecutado in situ. Puente sobre el río Alcanadre en Ballobar (Huesca).

2. Tablero de viga doble T asimétrica. Puentes del Prat, Santiago y Sil.

3. Tablero de viga doble T con losa in situ. Puentes del Miño, Pisuerga y viaductos de Ripoll, Rubí y Can Trullás.

4. Tablero en vigas cajón. Paso superior en Valladolid, obra principal del nudo Eisenhower y pasarelas para peatones.

5. Puente pórtico de San Telmo.

Puente sobre el río Alcanadre, en Ballobar (Huesca). — Carretera comarcal de Mequinenza a Sariñena.

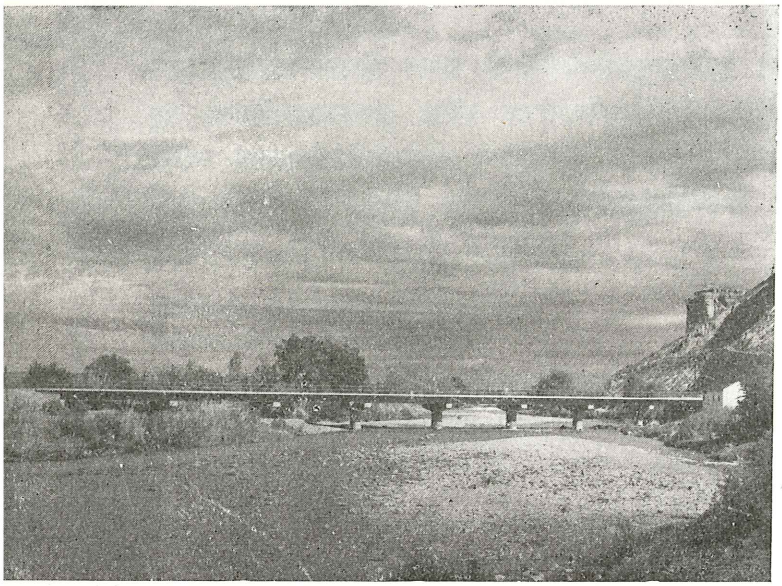


Fig. 1

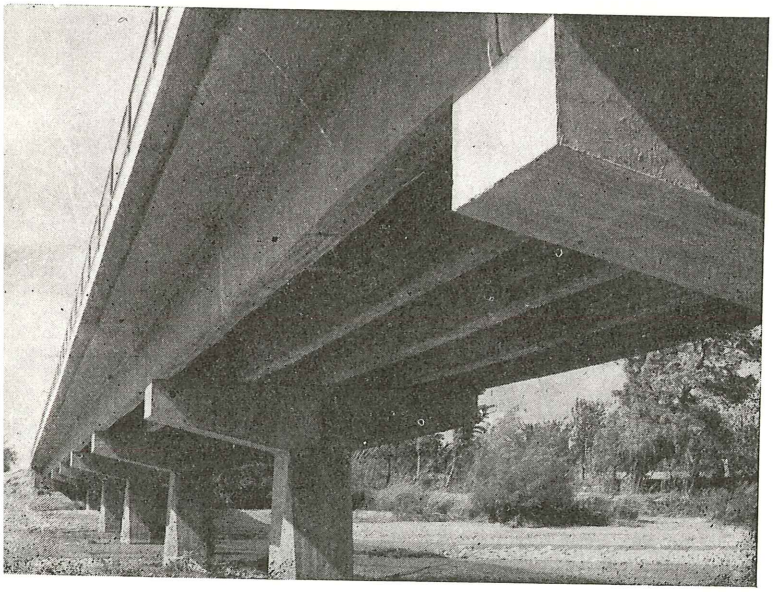


Fig. 2

El puente de Ballobar fue proyectado en el año 1960 en sustitución de un antiguo y estrecho puente de piedra, y con motivo de la variante de travesía del citado pueblo.

El puente tiene una longitud total de 126 m dividido en 8 tramos de 15,80 m de luz entre ejes. La anchura total es de 8,70 m, de los que 6,50 m corresponden a la calzada.

La sección transversal está formada por 5 vigas con separación de 1,50 m entre ejes. Estas vigas son de hormigón armado, de sección en T, de canto total igual a 1,15 m y van además parcialmente pretensadas con 4 cables de 9 hilos de 5 mm de diámetro. Dichos cables son rectos, procedimiento Barredo, con anclajes muertos en un extremo.

El tablero fue ejecutado in situ, y para evitar la oblicuidad del mismo se dispusieron pilas en T, de hormigón armado, sobre cimientos en cajón de aire comprimido.

Empresa constructora: **CIMENTACIONES Y OBRAS, S. L.**

Ingeniero autor del proyecto y director de la obra: **D. Tomás Mur Vilaseca.**

Paso superior en la C. 246 de Barcelona a Valls.—Intersección con la B-202. Acceso al aeropuerto del Prat en Barcelona.

Esta obra forma parte del proyecto de intersección de las citadas carreteras, que resuelve los problemas planteados debidos al intenso tráfico de cruce en dicho punto.

Dada la mala calidad del terreno de cimentación la estructura se proyectó isostática, en tres vanos de luces iguales a 18 — 26 — 18 m. La oblicuidad de la obra es de 28 grados.

El elevado coste de la cimentación por tonelada de carga y el gálibo disponible, aconsejaron un tablero pretensado estricto. Por las condiciones de tráfico intenso, dicho tablero se proyectó en vigas prefabricadas.

El ancho total del paso es de 11,30 metros, de los cuales 11 pertenecen a calzada y el resto son pequeños soportes para las barandillas. Cada tramo está formado por 8 vigas en doble T asimétrica, formando la cabeza superior la losa soporte de la capa de rodadura. El peso aproximado de una viga es de 65 t y fueron colocadas en obra con auxilio de dos grúas sobre camión.

El pretensado de la viga del tramo central se hizo por el sistema C. C. L., con armaduras formadas por 7 cables de 12 alambres de 7 mm de diámetro. Transversalmente el tablero se pretensa con cables de 6 alambres del mismo diámetro.

Los apoyos de los tableros son pórticos de hormigón armado, para los centrales, y estribos enterrados, en los extremos.

La cimentación está formada por grupos de pilotes de 43 cm de diámetro.



Fig. 3

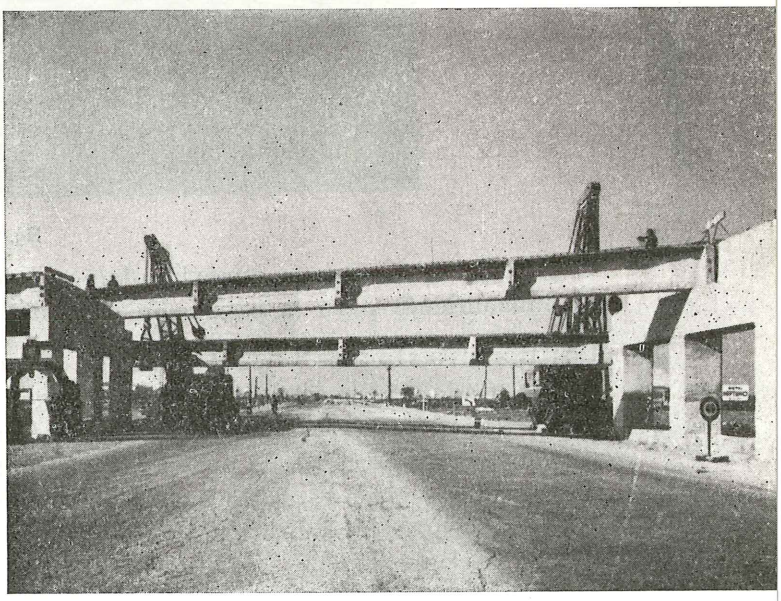


Fig. 4

Empresa constructora: CUBIERTAS Y TEJADOS.

Ingeniero autor del proyecto: D. José Antonio Puyal Lezcano.

Nuevo puente sobre el río Ebro.—Puente de Santiago (Zaragoza).

La estructura principal de este puente, actualmente en fase muy avanzada de su construcción, la forman dos arcos de 65 m de luz. Sobre estos arcos sin tímpanos o palizadas o tabiques, se dispone un tramo central formado por un tablero pretensado y dos tramos extremos igualmente pretensados. En la margen izquierda se añaden otros dos tramos más, idénticos en tablero a los extremos, pero sobre pilas rectas.

La obra tiene una longitud total de 190 m y la anchura del puente es de 32 m, incluidas aceras de 4 metros.

El tramo de mayor importancia, en cuanto a la obra pretensada, es el central entre riñones de los dos arcos, con una luz de 30 m y canto igual a 1,30 m, que supone una esbeltez de 1/23. El tablero está formado por 26 vigas con un pretensado longitudinal, sistema Barredo, formando 18 grupos de 3 cables de acero trenzado de $^{7}/_{16}''$. Transversalmente se disponen 116 grupos de cables similares a los anteriores en la losa superior y otros 22 en las cinco riostras o diafragmas.

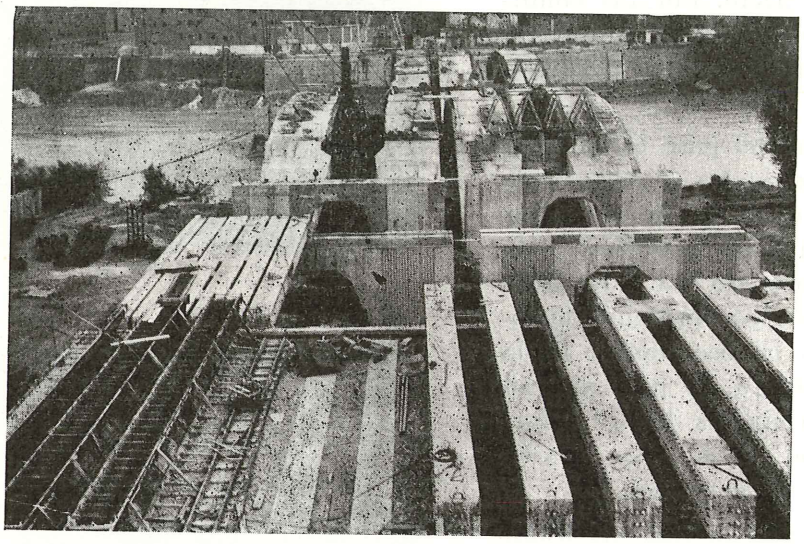


Fig. 5

El peso de estas vigas es aproximadamente de 42 t y se piensa usar una viga metálica de lanzamiento para la puesta en obra de las mismas.

Los tramos extremos y los dos que se añaden para desagüe suplementario son de 18 m de luz. Cada tramo consta de otras 26 vigas, de canto igual a 1,20 m. En este caso las vigas van pretensadas longitudinalmente por 8 grupos de 3 cables idénticos a los del tramo central. El cable de pretensado es inglés, de la Casa Ryland Brothers Ltd. El peso de estas vigas es de 25 t y su colocación se efectúa con plumas metálicas, muy simples, dispuestas sobre los apoyos.

Empresa constructora: DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES.

Ingeniero autor del proyecto y director de la obra: D. Tomás Mur Vilaseca.

Puente sobre el río Sil, en Barco de Valdeorras (Orense).—C. N. 120 de Ponferrada a Vigo.

Este puente, proyectado en el año 1961 y actualmente en fase de construcción del tablero, sustituye a un antiguo puente de mampostería, formado por 5 arcos de 18 m de luz, destruido por una crecida extraordinaria del río Sil.

La longitud total del puente es de 120 m, divididos en 3 tramos de 40 m. En sección, la calzada ocupa 8 m y las dos aceras 2,75 m cada una, con un total de 13,50 metros.

El autor del proyecto ha tanteado y justificado la elección de la solución en construcción, de 3 tramos de 40 m en hormigón pretensado, comparándola con luces menores en hormigón armado y también en hormigón pretensado. Ha influido en este estudio, como es natural, el coste de la cimentación.

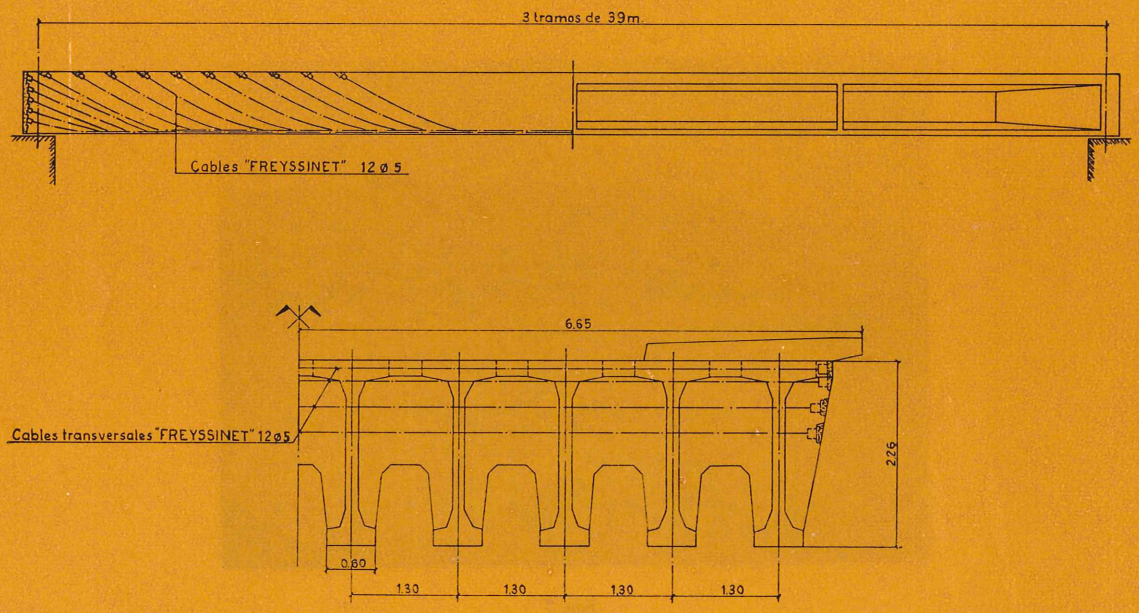


Fig. 6

Entre las vigas queda una separación de 40 cm a hormigonar in situ.

La sección transversal está formada por 10 vigas de sección en doble T, asimétrica, de 2 m de canto total y 14 cm de espesor de alma, separadas 1,30 metros.

La armadura de pretensado longitudinal de las vigas está formada por 20 cables de 12 alambres de 5 mm de diámetro. El tablero también se pretensa transversalmente, tanto la losa como los diafragmas, con sistema Freyssinet.

Cada viga es de un peso aproximado de 55 toneladas.

Empresa constructora: TIERRAS Y HORMIGONES.

Ingeniero autor del proyecto: D. Tomás Mur Vilaseca.

Puente sobre el río Miño, en Orense.—Desdoblamiento de la C. N. 120 de Villacastín a Vigo.

El puente del Miño viene a sustituir al denominado "Puente Nuevo", construido en 1918.

El río presenta una zona de cauce profundo que se ha salvado con un arco de 60 m de luz, mientras el resto, con un fondo granítico fácil de alcanzar aprovechando el estiaje, se ha dividido en tramos de menor luz, resueltos con tablero de vigas pretensadas y prefabricadas.

En la longitud total del puente se han construido 8 tramos de 22 metros.

El ancho total de plataforma es de 21,5 m, con 15 m para calzada, y el resto, para aceras y mediana.

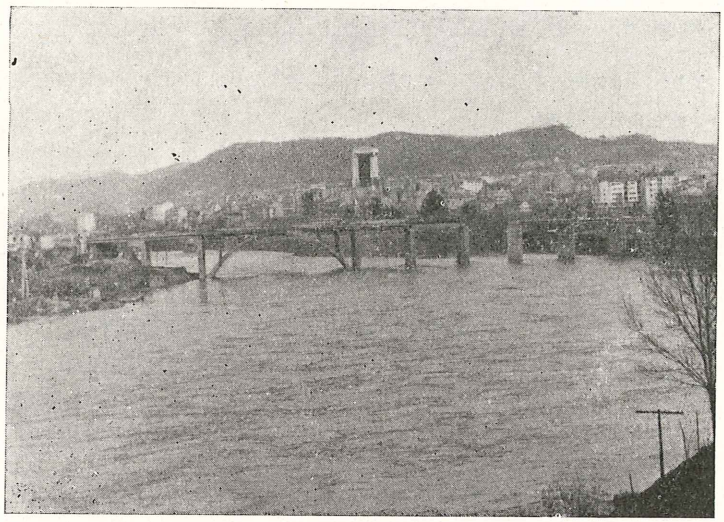


Fig. 7

Se disponen 14 vigas prefabricadas y pretensadas en dicho ancho, con un peso aproximado de 25 t. Estas vigas se colocan en obra deslizando sobre una plataforma metálica y luego se "ripan" transversalmente. El sistema de pretensado es Freyssinet y en cada viga se han colocado 14 cables de 12 hilos de 5 mm de diámetro. En las vigas extremas se aumenta ligeramente el número de cables. Sobre las vigas se apoya una losa de hormigón armado de 20 cm de espesor hormigonada in situ.

Los apoyos móviles son péndulos de hormigón armado. Las pilas de 1,80 m de espesor son de hormigón armado. Con objeto de suprimir peso se han aligerado interiormente.

Empresa constructora: CIMENTACIONES Y OBRAS, S. L.

Ingeniero autor del proyecto: D. José Antonio Puyal Lezcano.

Puente sobre el río Pisuerga, en Valladolid.—C. N. 403 de Adanero a Gijón.

Este puente forma parte de la variante de trazado de la carretera de Adanero a Gijón, con calzada de 14 m para 4 circulaciones. Con esta variante se suprime la penosa travesía de Valladolid.

El ancho total de plataforma es de 21,50 m, ocupando las calzadas 15 m, y el resto, para andenes elevados y mediana. La longitud total del puente es de 95 m dividida en 3 tramos rectos de casi 32 m de luz. Las dos pilas intermedias, en el cauce del río, son de sección rectangular uniforme.

El tablero de cada tramo está formado por 14 vigas prefabricadas y pretensadas, con un peso aproximado de 55 t, sobre las que se hormigona in situ una losa armada de 25 cm de espesor.

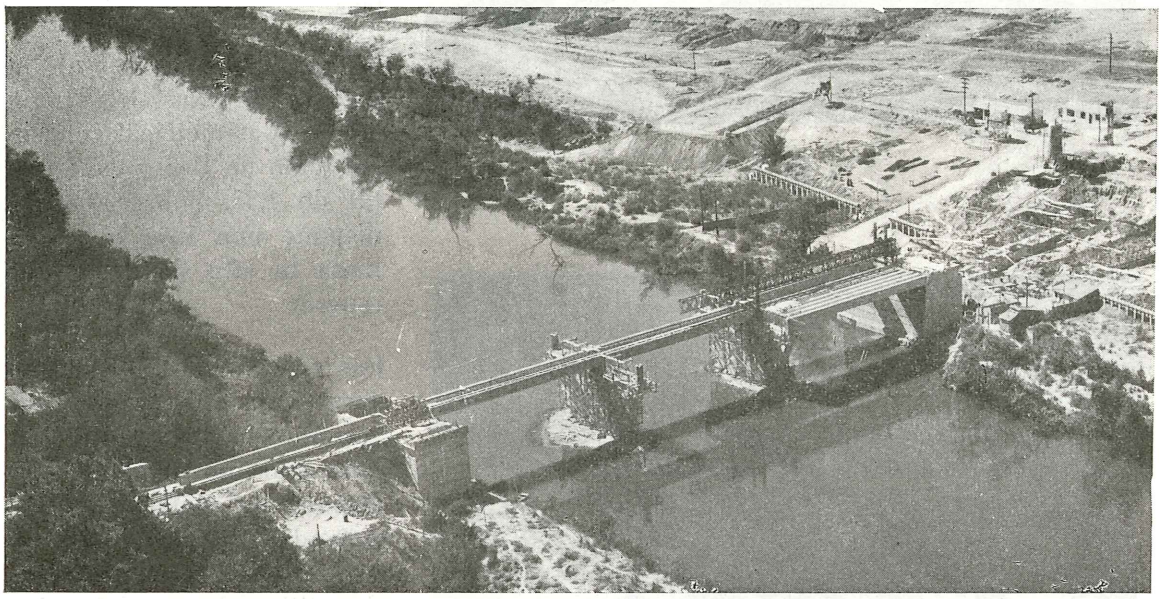


Fig. 8

Las vigas, de 1,50 m de canto, van pretensadas por medio de 17 cables de 9 alambres de 7 mm de diámetro, sistema Barredo. Transversalmente se dispone un pretensado en riostras de apoyo y diafragmas, al tercio de la luz. La colocación en obra se ha realizado con viga metálica y telescópica, de lanzamiento.

El comportamiento de la estructura mixta formada por viga prefabricada y losa, o cabeza superior, ejecutada in situ, ha sido comprobada por ensayos realizados en obra con una viga tipo.

La cimentación del puente se construyó por medio de cajones de aire comprimido en número de ocho, uno para cada pila y tres en cada estribo.

Empresa constructora: GARCIA JIMENO E HIJOS, C. y C., S. A.

Ingeniero autor del proyecto: D. José Antonio Puyal Lezcano.

Viaducto sobre el río Ripoll.—Carretera de Sabadell a Calders (Barcelona).

En octubre de 1962 finalizó la construcción de este puente que vino a sustituir al viejo, metálico, formado por 4 tramos de vigas en celosía. Este antiguo puente, aparte de su estado, no muy aceptable, sufrió bastantes daños por las fuertes riadas del citado año.

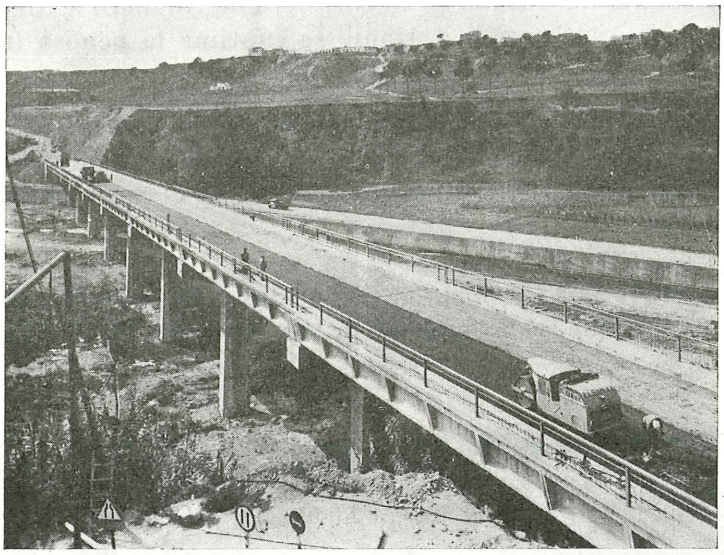


Fig. 9

El nuevo puente, en servicio desde el año 1964, tiene una longitud total de 240 m. Consta de 9 tramos de 26 metros entre ejes de pilas, con una anchura total de tablero de 10,50 m, de los que la calzada ocupa 8 metros.

La sección transversal la forman 10 vigas de sección doble T asimétrica, con separación de 1 m y canto total de 1,35. Sobre ellas se dispone una losa hormigonada in situ de 20 cm de espesor.

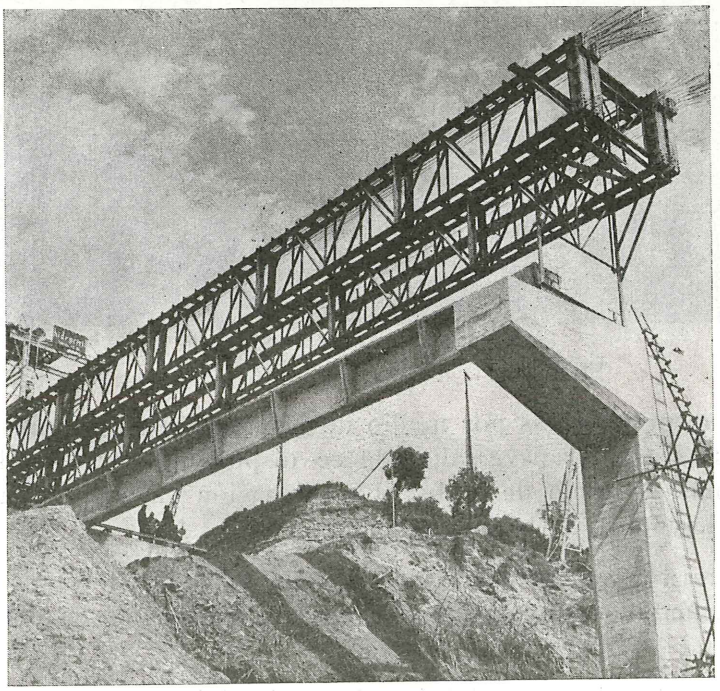


Fig. 10

Las vigas se prefabrican en dovelas de 3 m de longitud aproximada cada una. En cada extremo de dovela se dispone un diafragma o rigidizador. El pretensado se realizó por el sistema P. S. C., utilizando en cada viga 60 alambres de 7 mm de diámetro alojados en un conducto rectangular único. Las vigas, de 25 t de peso, fueron colocadas en obra con auxilio de una viga metálica de lanzamiento, también pretensada.

Los apoyos utilizados fueron placas de neopreno.

Empresa constructora: **HIDROCIVIL.**

Ingeniero autor del proyecto: **D. Tomás Mur Vilaseca.**

Puente sobre la riera de Rubí.—C. L. B-150 de la C. 1413 de Castellbisbal (Barcelona).

Puente de Can Trullás.—C. B-120 de Tarrasa a La Puda (Barcelona).

Estos dos puentes tienen origen análogo al del Ripoll, es decir, el de las riadas del año 62 que destruyeron los existentes.

La solución estructural es idéntica, así como el sistema constructivo.

El puente de Rubí es de 4 tramos (fig. 11) y el de Can Trullás de sólo 2 (fig. 12).

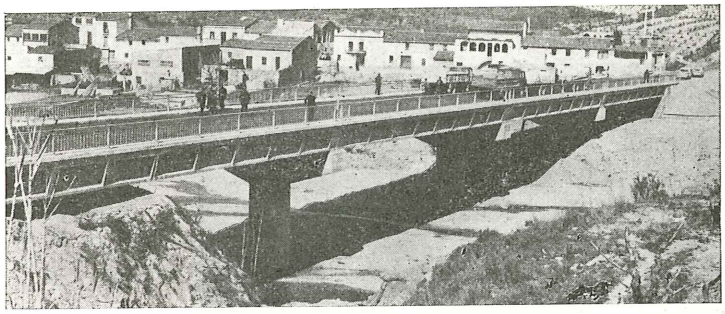


Fig. 11

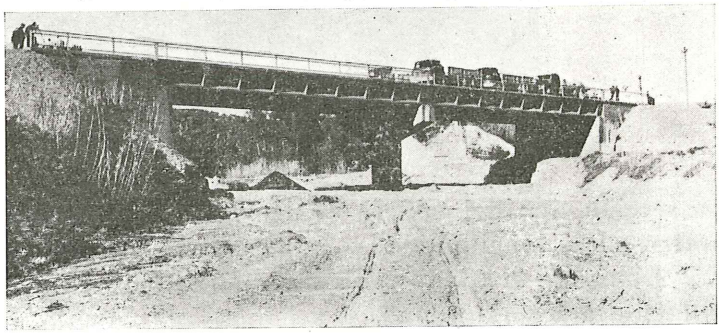


Fig. 12

El autor del proyecto y la empresa constructora son los mismos ya citados en el puente del Ripoll.

Paso superior sobre las vías de la RENFE.—Carretera de Adanero a Gijón. Valladolid.

Esta obra, de cerca de 420 m de longitud, se hizo necesaria debido a la situación de la superestructura del antiguo paso superior. Al reconstruir dicha superestructura se amplió la anchura total de la obra y se mejoró notablemente el trazado, iluminación, paso de peatones, etc.

La anchura total de plataforma es de 13 m, de los cuales 12 corresponden a la calzada.

Los factores que determinaron la construcción en hormigón pretensado fueron: la ligereza de la estructura con el fin de aliviar en lo posible la cimentación existente, la máxima velocidad posible en la ejecución de las obras y, por último, la economía global.

Además, el empleo del pretensado en el tramo central sobre el ferrocarril presenta otras numerosas ventajas.

El número total de tramos es de 13, de los cuales el de mayor importancia es el central con 25 m de luz.

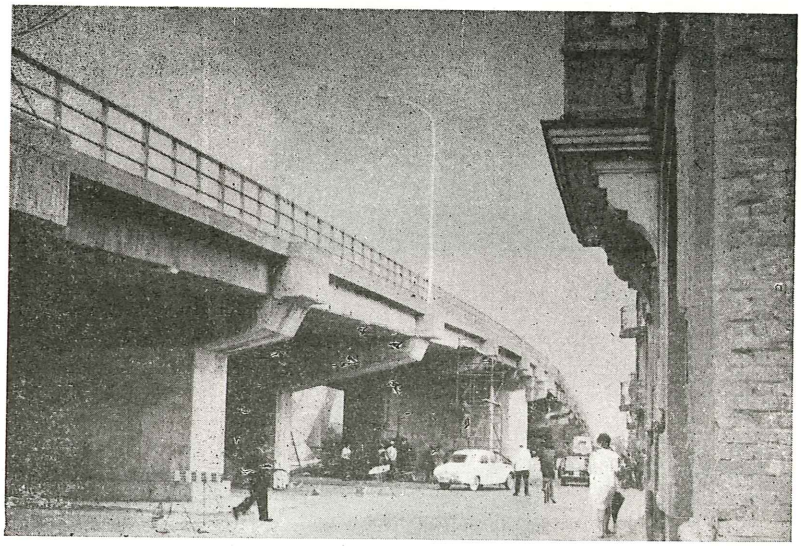


Fig. 13

La sección tipo del tablero es de vigas cajón, prefabricadas, en doble T simétrica y pretensadas, longitudinal y transversalmente, con cables de 12 alambres, sistema Freyssinet. En el tramo central el número de cables por viga se eleva a 15 y transversalmente a treinta y uno.

El peso máximo de las vigas es de 40 t y fueron colocadas en obra por medio de una viga de lanzamiento TECNES.

Empresa constructora: ARREGUI CONSTRUCTORES, S. A.

Ingeniero autor del proyecto y director de la obra: D. José Antonio Puyal Lezcano.

Obras de fábrica en el Nudo Eisenhower.—Enlace de la C. N. II con la M-130 del aeropuerto de Barajas (Madrid).

Los cruces a distinto nivel en el Nudo Eisenhower hicieron necesario el proyecto de cuatro obras de fábrica, dos a dos iguales y de muy distinta importancia.

El tipo mayor de paso es un vano de luz libre formado por dos estribos enterrados y ménsulas de 9 m sobre los extremos, en los cuales apoya un tablero pretensado de 40 metros de luz.

Teniendo en cuenta las características del terreno, se eligió una solución isostática, que pudiera además ejecutarse por fases, dadas las especiales circunstancias de tráfico.

El tablero central está formado por 10 vigas cajón, de 1,70 m de canto total, lo que supone una esbeltez aproximada de 1/24. El ancho total de calzada es de 14 m, más dos arcenes de 1,50 metros.

Las vigas cajón son de 1,60 m de anchura y van pretensadas por medio de 23 cables de 12 hilos de 7 mm de diámetro, procedimiento Freyssinet. Transversalmente se disponen 3 cables de 12 hilos de 7 mm. En los diafragmas se añaden 4 cables más, idénticos a los citados.

Se intenta lograr con este tipo de estructura el máximo efecto de diafanidad, por supresión de los estribos normales, conservando, además, lateralmente, los taludes de terraplenes necesarios, los cuales cubren las zancas, de los que surgen las ménsulas.

Las otras dos obras, o tipo menor de paso superior, son losas oblicuas que salvan una luz, normal a estribos, de 16 metros.

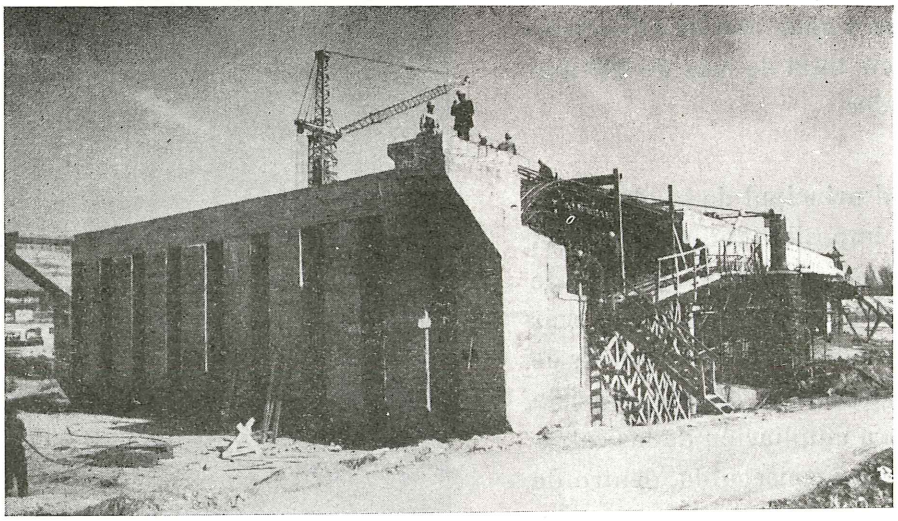


Fig. 14

Estos estribos son del tipo usual, de hormigón en masa.

La losa tiene un espesor de 70 cm y se dispone un pretensado longitudinal, variable, con cables de 12 hilos de 7 mm de diámetro y otro transversal en dos capas.

El sistema es también Freyssinet.

Empresa constructora: DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES.

Ingeniero autor del proyecto: D. Tomás Mur Vilaseca.

Pasarelas para peatones en la C. N. II de Madrid a Francia.

Se han construido dos pasos para peatones en los puntos más peligrosos de la llamada autopista de Barajas.

Por las condiciones del terreno de cimentación toda la estructura es isostática y está formada por una viga central de 33,50 m, apoyada en pilares de sección rectangular. Sibre estos pilares apoyan vigas inclinadas de escalera y, en el futuro, se ha previsto descansen rampas de pequeña inclinación.

La viga central es de sección en cajón, prefabricada por dovelas, cosida in situ sobre andamio metálico y con pretensado sistema C. C. L. Se utilizaron cables de 12 alambres de 7 mm de diámetro.

El ancho de las pasarelas es constante e igual a 2 m y cada una de ellas tiene una superficie total de más de 140 metros cuadrados.

La dificultad principal de la obra consistió en la imposibilidad de cortar el intenso tráfico de la autopista durante la construcción, el no poder colocar apoyo intermedio y en la exigencia de una luz, relativamente grande, prevista para la futura ampliación de las calzadas. La esbeltez conseguida, dentro de las normales condiciones de economía, es de 1/26.

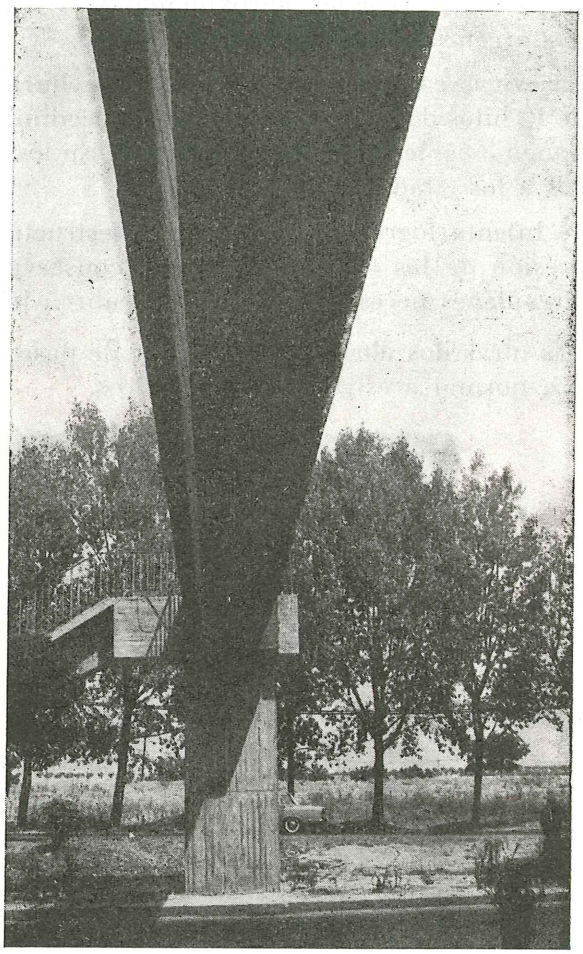


Fig. 15

Empresa constructora: ENTRECANALES Y TAVORA, S. A.
Ingeniero autor del proyecto: D. Ramón del Cuvillo Jiménez.

Puente de San Telmo sobre el río Guadalquivir, en Sevilla.

El antiguo puente de San Telmo estaba formado por dos tramos laterales en arco, de hormigón armado, y uno central, metálico y móvil. Este tramo central, con pavimento de madera y muy por bajo en cuanto a resistencia se refiere, según la Instrucción vigente, ha sido totalmente sustituido por una estructura de hormigón pretensado.

Además, todo el puente ha sido ampliado de 15 a 18 m de anchura, se han acondicionado las pilas, se ha extendido un nuevo pavimento y se han mejorado la barandilla, iluminación, pintura de superficies, etc.

El tramo central, objeto principal de la obra, está formado por dos pórticos triarticulados, de hormigón pretensado, con una luz de 49 m. El dintel del pórtico es una viga cajón de canto variable, con mínimo de 1,20 m en clave, y las rótulas de apoyo son del tipo Freyssinet con armadura de alta resistencia e inoxidable. La sección en cajón del dintel, en su parte superior, se prolonga en voladizo.

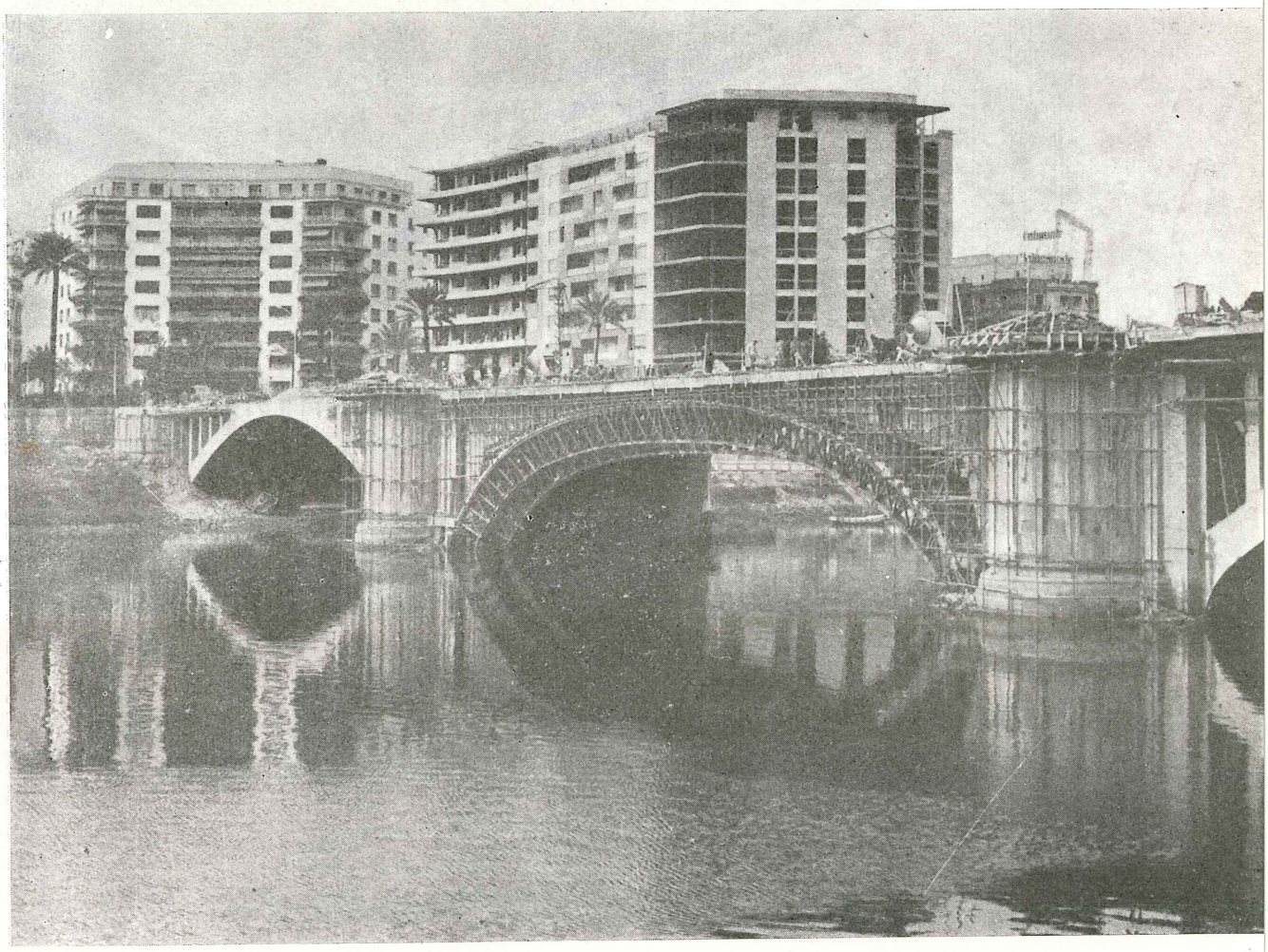
Sobre estos pórticos se dispone un emparrillado, también de vigas pretensadas y prefabricadas, en número de 138 y con luz de 12,30 metros.

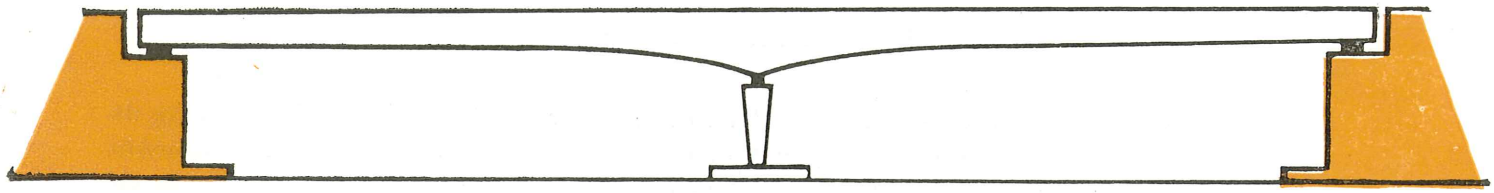
Tanto los pórticos como el tablero van pretensados con cables formados por 12 alambres de 5 mm de diámetro, sistema Freyssinet.

En el estudio de este proyecto se consideraron y sopesaron las posibles soluciones en arco de hormigón armado y pórtico metálico, que por razones económicas o de conservación de la cimentación existente fueron desechadas.

Empresa constructora: AGROMAN, S. A.
Ingeniero autor del proyecto y director de la obra: D. José Antonio Puyal Lezcano.

Fig. 16

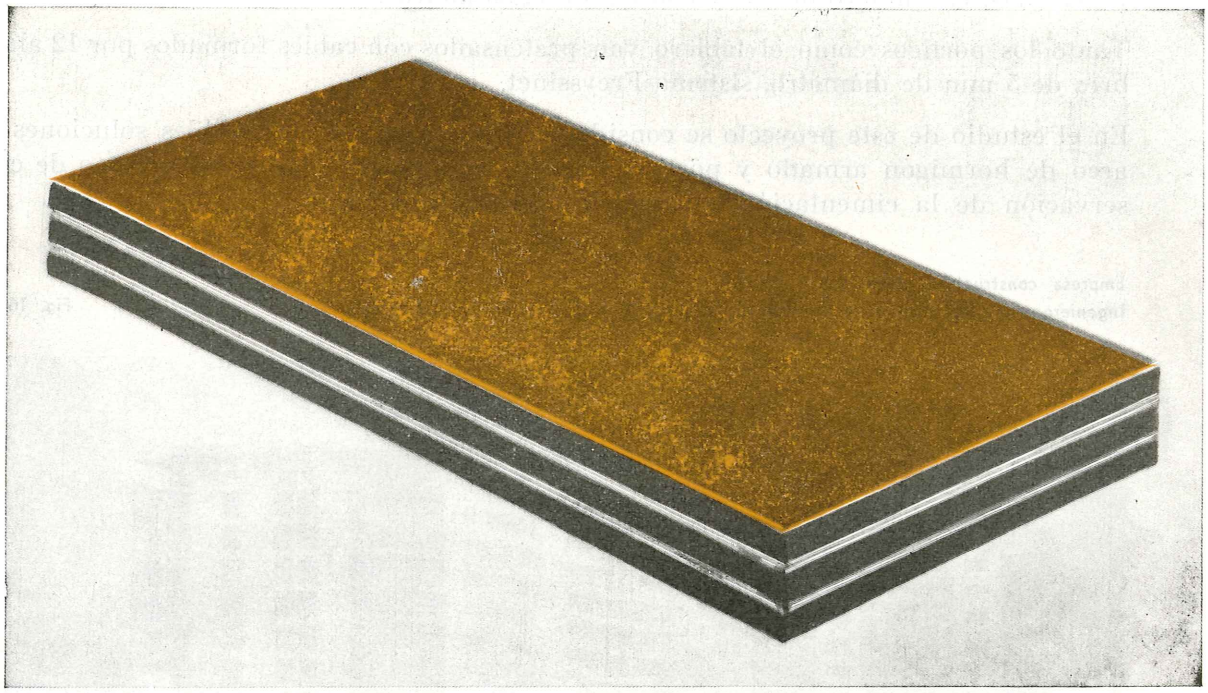




APARATOS DE APOYO

STUP

EN CAUCHO ZUNCHADO
PARA PUENTES Y ESTRUCTURAS



AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA Y PROVINCIAS AFRICANAS:

Proyectos de Ingeniería Civil, S.A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 24 - TELEFONO 23 97 97 - BILBAO (11)

PROCEDIMIENTOS

freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO

591-0-13

utilización del hormigón pretensado en la construcción sismorresistente

J. DESPEYROUX, Dr. Ingeniero Civil, Director Técnico del Bureau Securitas y Director Técnico de SECOTEC (Sociedad Española de Control Técnico de la Construcción, S. L.)

Nuestra experiencia sobre el comportamiento de construcciones de hormigón pretensado durante un seísmo no es muy extensa. Este material no había sido empleado ni en Orleansville ni en Agadir. Sólo se utilizó excepcionalmente en Skopje. Fue necesario que se produjeran, el importante seísmo de Alaska, del 27 de marzo de 1964, que destruyó Anchorage, y el de Niigata (Japón), del 16 de junio de 1964, para que se pudiera observar el estado de las construcciones en las que se había empleado este material y para que se ampliase un poco el campo de nuestros conocimientos. A pesar de todo, conviene señalar que, en casi todos los casos, se trataba de construcciones en las que el hormigón pretensado no tenía ninguna participación en la resistencia general contra la acción sísmica.

En efecto, se corre el riesgo de que se establezca un equívoco en cuanto al término "estructura de hormigón pretensado". Desde un punto de vista general, se tiende a llamar así a toda clase de obras en las que se hace un uso bastante extenso del pretensado. Desde el punto de vista que nos interesa, hay que ser más restrictivos. De hecho, no se puede considerar como una estructura de hormigón pretensado un edificio compuesto de forjados a base de viguetas pretensadas apoyadas sobre muros de carga o sobre una estructura de hormigón armado, ya que, para mejorar la resistencia de dicha estructura contra las acciones sísmicas, es evidente que no son las viguetas las que deben ser reforzadas. Tratándose de construcciones situadas en zona sísmica, es lógico que se reserve el nombre de estructuras de hormigón pretensado a aquellas en las que las piezas pretensadas tienen una función de arriostramiento (torre pretensada verticalmente, pórticos o marcos pretensados), o están expuestas a solicitaciones extraordinariamente elevadas en caso de seísmo (ménsulas muy cargadas).

Parece, sin embargo, que la confusión que acabamos de señalar se produjo, en parte, durante el análisis de los efectos del seísmo del 27 de marzo de 1964 ocurrido en Alaska. En el curso de dicho seísmo, algunas construcciones en las que se había empleado hormigón pretensado se hundieron, y algunos autores sacaron la rápida conclusión de que este material era inadecuado para la construcción en zona sísmica.

Ahora bien, en realidad no existían prácticamente en Anchorage ni en Niigata, estructuras de hormigón pretensado en el sentido del término anteriormente definido; por consiguiente, nuestra experiencia no pudo enriquecerse de una manera directa. Pero, al menos, las discusiones que surgieron en aquellas oca-

siones permitieron delimitar algunos problemas que pueden, efectivamente, plantearse con la utilización del hormigón pretensado en zona sísmica, y facilitaron la búsqueda de una solución para los mismos.

Por otra parte, estas reflexiones se concretan actualmente en el proyecto de Recomendaciones elaborado por la Comisión de las Estructuras Parasísmicas de la F. I. P., bajo el título de "Principios Generales para el Estudio de Estructuras Sismorresistentes de Hormigón Pretensado".

1. comportamiento en zona sísmica de las construcciones en las que se había utilizado hormigón pretensado

El seísmo de Skopje de 1963

En el seísmo de Skopje, la única estructura digna de interés, desde el punto de vista que nos ocupa, era el Palacio de la Feria. Como puede verse en la figura núm. 1, estaba formada por una cúpula en forma de paraboloide de eje vertical cortado por cuatro planos verticales y descansando, por consiguiente, en cuatro puntos. Esta cúpula cubría una superficie cuadrada de 30 $\times$ 30 m. Los tirantes que unían entre sí los puntos de apoyo eran de hormigón pretensado. El conjunto estaba sostenido por cuatro pilares de hormigón armado. Alrededor de esta cubierta, delimitando un hueco central, se levantaban, sobre una extensión cuadrada, dos plantas de locales de exposición, construidas en hormigón armado.

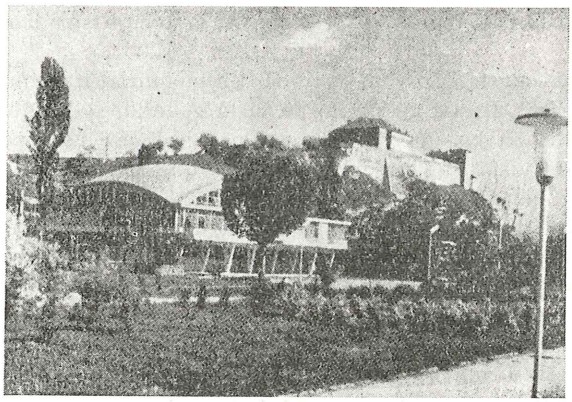


Fig. 1.—Skopje: El Palacio de la Feria antes del seísmo de 1963.

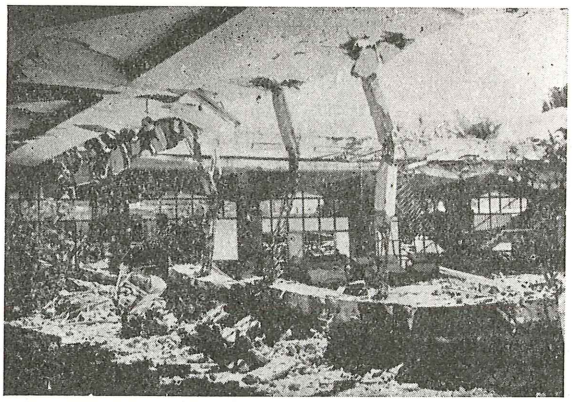


Fig. 2.—Skopje: El Palacio de la Feria. Vista interior después del derrumbamiento.

El derrumbamiento sobrevino por la rotura de los pilares que sostenían la cúpula (figura 2) y no demuestra nada sobre el comportamiento de los tirantes de hormigón pretensado; dicho comportamiento no puede, desde luego, considerarse como la causa del siniestro.

El seísmo de Alaska de 1964

El seísmo de Alaska del 27 de marzo de 1964 fue un seísmo mayor (de magnitud 8,5), que desarrolló, por tanto, una energía aproximadamente 500 veces mayor que la del de

Orleansville de 1954 y 20.000 veces mayor que la del de Agadir de 1960. La ciudad de Anchorage, situada a unos 100 km del epicentro, fue muy dañada, así como las ciudades de Seward, Wittier, Valdez y Córdova. Anchorage estaba construida en un antiguo valle glaciar sobre importantes formaciones de arcillas de glaciación de características mecánicas algo bajas. En el curso del seísmo, se presenciaron catastróficos corrimientos de tierras y hundimientos del terreno en los cuales casas enteras desaparecieron hasta la primera planta (fig. 3).

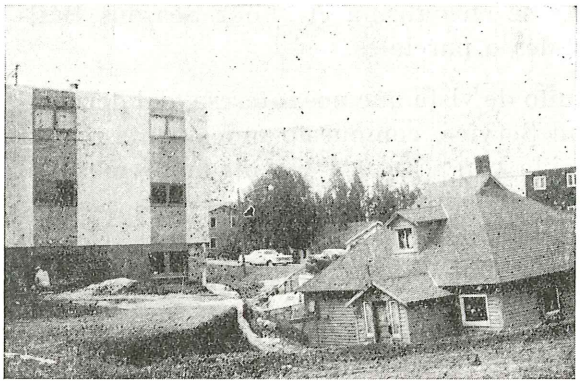


Fig. 3.—Anchorage: Apertura de fallas en el suelo.



Fig. 4.—Anchorage (Mush Inn Motel): Ejemplo de edificio con viguetas pretensadas. No ha sufrido daños.

Sin embargo, no debemos juzgar la intensidad de las vibraciones que afectaron a las construcciones en base a estas manifestaciones, por muy espectaculares que éstas sean. Se observó, en efecto, que, en bastantes casos, las casas bajas y rígidas construidas con muros de fábrica con pocos elementos de arriostramiento o sin ninguno, siempre y cuando no se encontrasen próximas a una zona de corrimiento de tierras o de hundimiento del terreno, habían sufrido pocos daños, contrariamente a lo que sucede generalmente en estos casos. Por otra parte, los edificios altos, de largo período de vibra-



Fig. 5.—Anchorage (National Bank of Alaska): Otro ejemplo de edificio en el cual se ha hecho uso del pretensado y no ha sufrido daños.

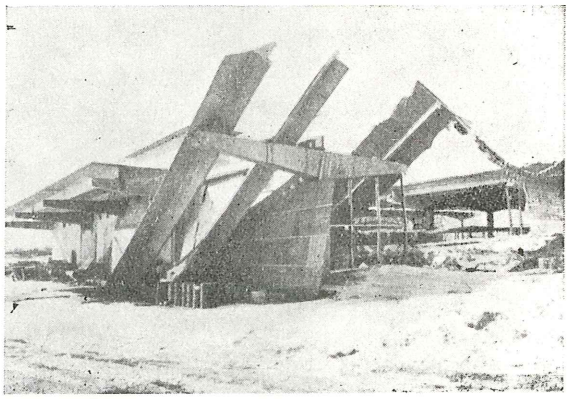


Fig. 6.—Anchorage: Derrumbamiento del Alaska Sales and Service.

ción propio, fueron seriamente dañados. No nos extenderemos más sobre estas particularidades, que se explican perfectamente con las ideas actuales de la Ingeniería Sísmica y que citamos con el único fin de dar una idea de la clase de solicitaciones a las que fueron sometidas las construcciones.

En Anchorage existían 27 edificios en los que se había empleado hormigón pretensado. De ellos, 26 eran construcciones poco elevadas —de una a tres plantas— constituidas por forjados con vigas o viguetas pretensadas sostenidas por muros de fábrica o por estructuras. El otro edificio, denominado "Four Seasons Building", era un inmueble de seis plantas construido a base de losas pretensadas.

De estos 27 edificios, 12 fueron encontrados prácticamente intactos después del seísmo, como demuestran las fotografías 4 y 5; otros 9 sufrieron algunos daños, pero se trataba de daños menores que no tenían ninguna relación con los elementos de hormigón pretensado; los 6 últimos, entre los cuales se encontraba el "Four Seasons Building", fueron objeto de derrumbamientos totales o parciales.

Pocas enseñanzas podemos sacar, desde el punto de vista que nos interesa, del derrumbamiento parcial del edificio Alaska Sales and Service, compuesto únicamente por la planta baja (fig. 6). La cubierta estaba construida con vigas de hormigón pretensado, en forma de T con alas anchas, dispuestas unas al lado de otras. Estas vigas estaban sostenidas por pórticos realizados con elementos prefabricados de hormigón armado, y compuestos cada uno por un pilar y los dos medios dinteles unidos al pilar (fig. 7).

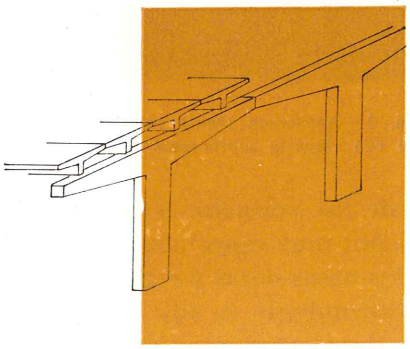


Fig. 7.—Anchorage: Esquema de la estructura del Alaska Sales and Service.

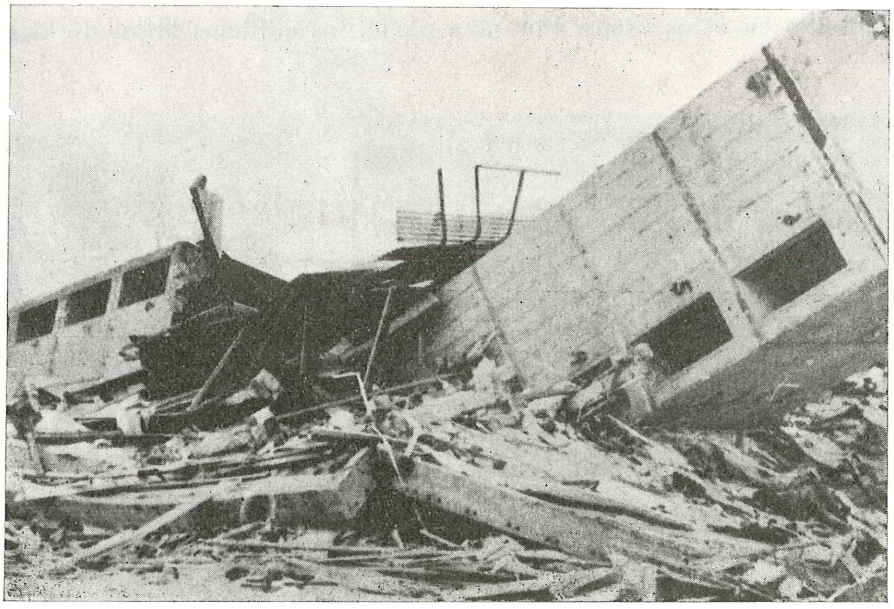


Fig. 8.—Anchorage (Four Seasons Building): Vista del inmueble hundido.

El edificio se encontraba en equilibrio precario hasta tanto no se hormigonase la viga de borde destinada a solidarizar las extremidades de las viguetas y a asegurar la continuidad en el vano de los dinteles de los pórticos.

Tal era el estado de la construcción cuando sobrevino el seísmo.

El Carpenter Building, edificio constituido únicamente por la planta baja, estaba también en construcción. El arriostramiento debía quedar asegurado, según el esquema clásico, por los muros y por la cubierta funcionando como un diafragma horizontal. La cubierta se había realizado con vigas pretensadas. La estabilidad, frente a las solicitaciones horizontales, sólo quedaría totalmente asegurada una vez terminada la estructura.

El derrumbamiento del Western Radio and Telephone Building, de concepción similar a la del anterior, fue debido a la rotura de los muros de fábrica que sostenían la cubierta pretensada y no a una deficiencia del hormigón pretensado o a una particularidad propia de su empleo.

En cuanto al del edificio Gay Airways Hangar, parece que fue debido a un defecto de proyecto, ya que, teniendo en cuenta que en uno de los cuatro muros existía una puerta de 20 m de ancho, el arriostramiento sólo quedaba asegurado por los otros tres muros y por el techo.

El Chrysler Center fue el escenario de un derrumbamiento parcial. En la parte derrumbada, la cubierta construida con vigas pretensadas se hallaba sostenida por pilares de hormigón armado. En los pilares estaban empotradas las placas de apoyo sobre las que se soldaban las vigas.

Evidentemente, uniones de este tipo podían difícilmente conferir al sistema de pilares-dinteles el carácter de un pórtico y asegurar un arriostramiento eficaz. En casi todos los casos, las barras de anclaje de las placas se desprendieron de los pilares.

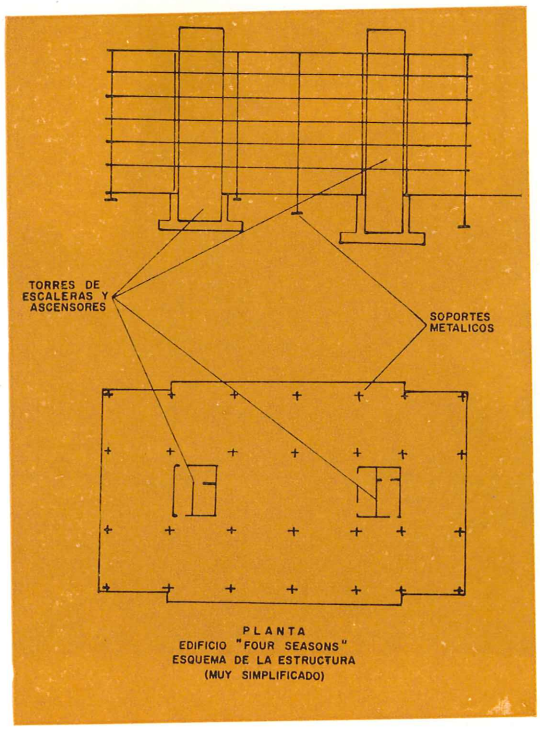


Fig. 9.—Anchorage (Four Seasons Building): Esquema de la estructura.

El derrumbamiento del Four Seasons Building es más difícil de analizar (figs. 8, 9 y 10). Como hemos dicho anteriormente, se trataba de un edificio de seis plantas cuyos forjados estaban constituidos por losas pretensadas, prefabricadas a pie de obra.

Una vez colocadas, las losas se apoyaban sobre pilares metálicos por medio de abrazaderas fijadas al hormigonar la losa (fig. 10). El arriostramiento estaba asegurado por las torres de las escaleras y de los ascensores, las cuales eran de hormigón armado y construidas in situ.

Así definido, el proyecto presentaba algunas disposiciones poco aceptadas: La unión hormigón-metal alrededor de las abrazaderas no se realizaba de manera satisfactoria, puesto que no existía alrededor de las mismas ninguna armadura que permitiese a la losa seguir las deformaciones impuestas por la estructura y, sobre todo, porque esta falta de armaduras hacía muy insegura la resistencia de la losa a los esfuerzos cortantes y al punzonamiento.

El mismo pretensado era obtenido por un procedimiento discutible (fig. 11). El cable era mordido por dos semi-conos machos empotrados en un cono hembra constituido por un simple alambre de acero enrollado en espiral. Además, el cable quedaba libre en su vaina, que no había sido inyectada.

El derrumbamiento fue atribuido, en primer lugar, a una deficiencia de las losas pretensadas. En efecto, se vio a las losas resbalar a lo largo de las torres y amontonarse al pie de las mismas mientras que éstas se volcaban por encima de las losas, y los conos de anclaje y los cables volaban por todas partes.

Por la posición que ocupaban las torres derrumbadas encima de las losa, se dedujo, tal vez con demasiado apresuramiento, que los forjados se habían arruinado antes que las torres.

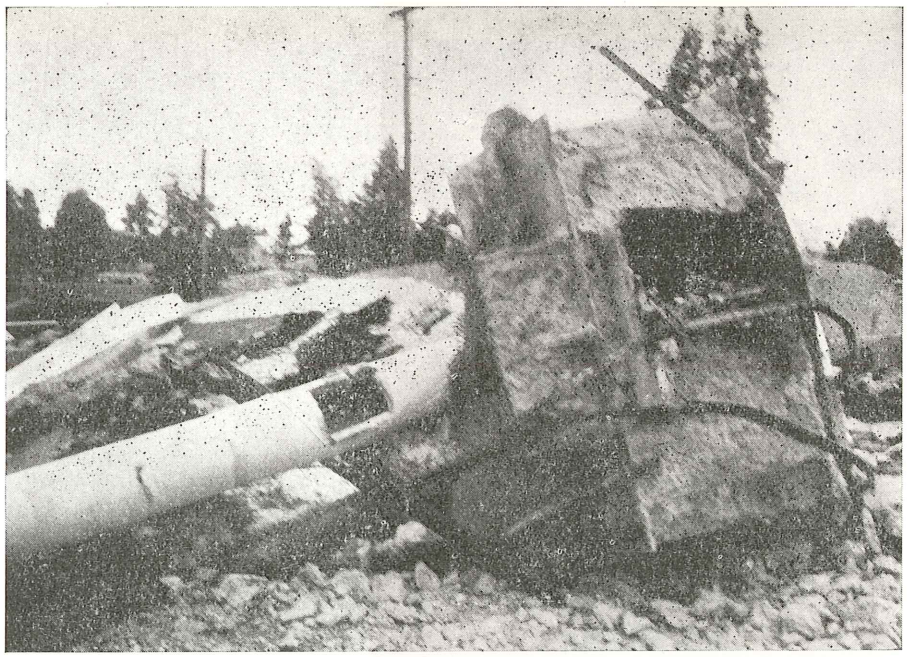


Fig. 10.—Anchorage (Four Seasons Building : Vista de una abrazadera de fijación de una placa de forjado sobre una columna metálica.

Algunos expertos, dando mayor importancia al hecho de que las dos torres de arriostramiento eran distintas y poseían, por consiguiente, características dinámicas diferentes, concluyeron que los anclajes no habían sido capaces de soportar los esfuerzos suplementarios debidos a la tendencia de las torres a tomar movimientos dife-

rentes. Atribuyeron, pues, el derrumbamiento, a los defectos del sistema utilizado, ya que el hecho de que las vainas no hubieran sido inyectadas, hacía funesta, evidentemente, cualquier deficiencia de los anclajes.

Las fuerzas desarrolladas por las torres, en su tendencia a moverse de forma distinta, pueden ser valoradas y, de hecho, aparecen como demasiado débiles para provocar la rotura de un anclaje. Sin embargo, no sería irrazonable considerar, siempre en la hipótesis de un movimiento diferencial de las torres, un mecanismo diferente, es decir, el de una pérdida de pretensado en la parte central de la losa. Pero, aún así, el fenómeno resulta difícil de explicar.

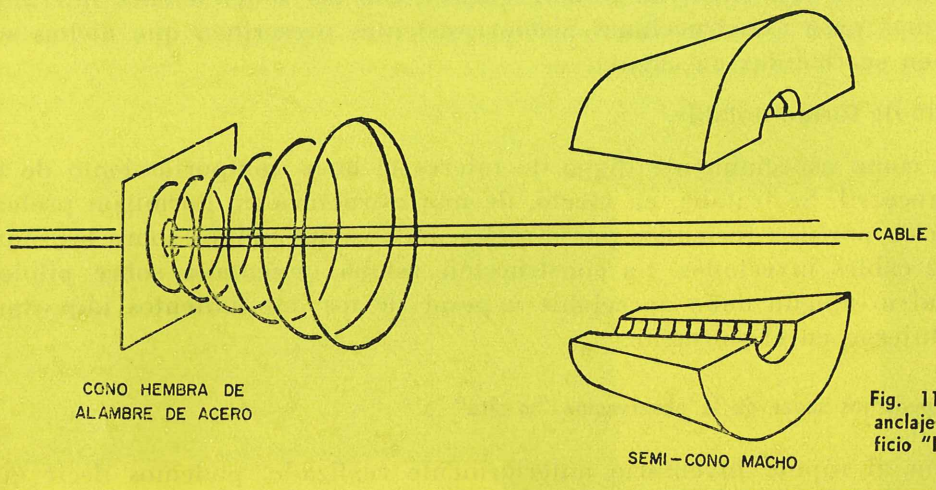


Fig. 11. — Dispositivo de anclaje utilizado en el edificio "Four Seasons".

De las investigaciones complementarias realizadas desde entonces, y principalmente después de haber puesto al descubierto las bases de las torres, parece resultar que, en contra de las apariencias, no fueron las losas de hormigón pretensado las que se arruinaron en primer lugar, sino las mismas torres, porque el empotramiento de sus bases había sido diseñado de forma demasiado débil. Por otra parte, las cimentaciones de una de las torres fueron afectadas, con toda probabilidad, por un hundimiento del terreno consecutivo a la formación de una falla.

Así, pues, tanto en el derrumbamiento del Four Seasons Building como en el resto de los edificios que hemos examinado, el hormigón pretensado queda totalmente exculpado.

El seísmo de Niigata de 1964

Se trata de un gran seísmo de magnitud 7,5 que devastó la ciudad de Niigata, en la isla de Honshu, en el Japón. La ciudad de Niigata estaba situada a 70 km aproximadamente del epicentro. Las manifestaciones sísmicas revistieron en esta ocasión un carácter bastante especial, debido a que la ciudad estaba construida, en su mayor parte, sobre formaciones arenosas y limosas con elevados índices de poros, y puesto que la capa freática estaba situada a muy poca profundidad. En las zonas que presentaban elevados índices de poros, la sacudida sísmica produjo el hundimiento de la estructura arenosa, y un aumento de la presión intersticial, lo que tuvo como consecuencia fenómenos de licuefacción y daños considerables debidos a la deficiencia de los cimientos.

A continuación, señalamos brevemente las obras cuyo comportamiento merece ser mencionado, por haberse destacado en los informes publicados después del seísmo.

En un puente destinado a un cruce de las vías del ferrocarril cercano a la estación, los tramos laterales estaban formados por vigas pretensadas que servían de soporte a un tablero de hormigón armado. El tramo central era metálico. Los desplazamientos considerables de las pilas provocaron la caída del tramo central, privado de su apoyo. Los tramos de hormigón pretensado no sufrieron ningún daño.

El puente sobre el río Shinano comprendía un tablero compuesto por vigas y riostras transversales, con pretensado en los dos sentidos. Se habían realizado las correspondientes uniones con el fin de resistir eficazmente las solicitaciones laterales, ya que las Normas para Construcciones Sismorresistentes prescriben que dichas solicitaciones deben ser tenidas en cuenta.

Esta obra resistió de forma notable.

Mencionaremos como especialmente digno de interés el buen comportamiento de la estación de ferrocarril. Se trataba, en efecto, de una estructura de hormigón pretensado compuesta de pórticos formados por dinteles pretensados unidos sobre los montantes mediante cables inyectados. La construcción estaba cimentada sobre pilotes. Esta obra no sufrió ningún daño apreciable a pesar de los hundimientos importantes que se produjeron en el subsuelo.

Conclusiones que podemos sacar de la observación "in situ"

Como conclusión al rápido inventario anteriormente realizado, podemos decir que la observación in situ no parece en modo alguno desfavorable para el hormigón pretensado, sino todo lo contrario. En la mayoría de los casos, los accidentes se deben a la deficiencia de los elementos empleados, no pretensados, y el siniestro se hubiese producido igualmente, cualquiera que hubiese sido el material utilizado en lugar del hormigón pretensado. En un solo caso —el del Chrysler Center de Anchorage— podríamos pensar que la causa fue, no ya el pretensado, sino la utilización de piezas pretensadas prefabricadas, ya que un estudio un poco más racional de las uniones hubiese evitado seguramente el desastre; incluso desde el punto de vista de los efectos del viento, el dispositivo utilizado era apenas admisible.

Como contrapartida, el comportamiento satisfactorio de los puentes de Niigata, y sobre todo el de la estación de ferrocarril de Niigata, permiten asegurar muy buenas posibilidades del material en la construcción sismorresistente.

2. problemas planteados por la utilización del hormigón pretensado en construcciones sismorresistentes

Si se hace el inventario de los problemas que se plantean en relación con la utilización del hormigón pretensado en construcciones sismorresistentes, al menos tal y como se derivan de las discusiones sostenidas sobre este tema, se observa que tales

problemas se condensan en cuatro puntos principales:

- dificultad en realizar uniones de modo satisfactorio entre piezas horizontales y verticales destinadas a funcionar como marco o pórtico;
- incertidumbre en cuanto a la resistencia de las piezas de hormigón pretensado cuando se presenta una inversión de esfuerzos;
- problemas relacionados con la deformación: flexibilidad, capacidad de absorción de energía, ductilidad...;
- amortiguamiento reducido.

Unión de piezas de hormigón pretensado

El problema de la unión de piezas de hormigón pretensado con vistas a la realización de marcos y pórticos, no es específico de la construcción sismorresistente. Lo encontramos generalmente en la realización de los puentes-pórtico de un vano, o en la de depósitos, por citar tan sólo las construcciones más corrientes; y si es cierto que desde el punto de vista práctico las dificultades de detalle que presenta dicho problema no son siempre fáciles de resolver, ha sido frecuentemente la ingeniosidad de los constructores lo que ha permitido encontrar estas soluciones.

El único aspecto un poco nuevo del problema consiste en la posibilidad de tener una inversión de signo de los momentos, en las zonas de unión, bajo solicitaciones laterales, pero no hay nada que deba detener a un proyectista experimentado.

Algunos ensayos realizados en el Building Research Institute de Tokio, por el Dr. Nakano, han facilitado indicios satisfactorios en relación con este problema.

Una primera serie de ensayos ha sido efectuada sobre tres pórticos simples con pilares pretensados y dinteles unidos por pretensado longitudinal con los pilares. En dos de los pórticos, los cables habían sido inyectados; en el tercero habían sido dejados libres.

Una segunda serie ha sido realizada sobre cuatro pórticos de un solo vano y cuatro pisos. Pilares y dinteles estaban igualmente pretensados.

Para más detalles, aconsejamos consultar las memorias originales del autor sin perjuicio de que más adelante volvamos a tratar de algunos de los resultados obtenidos en estos ensayos. Nos limitaremos, por el momento, a señalar que han demostrado también, como ya se esperaba, que las uniones, a condición de que sean inteligentemente estudiadas, no constituyen puntos débiles en tales estructuras.

Resulta, por tanto, que la objeción consistente en la dificultad de realizar uniones de modo satisfactorio no debe ser tenida en cuenta en contra de la utilización del hormigón pretensado.

Resistencia a la inversión de esfuerzos

Las solicitaciones que actúan sobre una estructura cambian rápidamente y un gran número de veces en el curso de una sacudida sísmica. Resulta de ello una inversión de esfuerzos para algunos elementos, principalmente para los que participan en el arriostramiento (pilares, extremidades de dinteles); en particular, el momento total, cuando actúa en una sección, es susceptible de cambiar de sentido.

Este fenómeno es diferente de los de fatiga, porque el seísmo es un acontecimiento re-

lativamente corto que no desarrolla en la estructura más que un número de ciclos poco elevado, si se compara con el necesario para producir la rotura por fatiga.

En cambio, desarrolla fuerzas considerables; y a pesar de las medidas que se hayan tomado, las incursiones en el dominio plástico no pueden excluirse, aun cuando se haya creído poder evitarlas con las disposiciones del proyecto.

Para materiales como el hormigón armado y el hormigón pretensado, puede uno preuna zona comprimida de hormigón en zonaesfuerzos, que ha convertido, por ejemplo, guntarse en qué medida una inversión de extendida y viceversa, afecta a la resistencia final de la pieza. La cuestión se plantea especialmente si ha habido incursión en la fase plástica.

Nos faltan, desgraciadamente, datos experimentales a este respecto en lo que concierne al hormigón pretensado. Pero podemos tratar de imaginar lo que puede ocurrir basándonos en el comportamiento del hormigón armado en semejante caso. Por lo que respecta al hormigón armado, se considera que la resistencia a rotura después de la inversión de esfuerzos no cambia, siempre y cuando durante la inversión de esfuerzos no se haya sobrepasado el 80 % de dicha resistencia a rotura.

Se puede pensar qué conclusiones análogas podrán deducirse para el hormigón pretensado cuando los ensayos necesarios hayan sido realizados.

De hecho, el verdadero problema de la resistencia a la inversión de esfuerzos es un problema de codificación: Conviene, en efecto, que todas las causas de inversión de esfuerzos sean tenidas en cuenta lo más correctamente posible. Esto implica un análisis más detallado de las solicitaciones que actúan sobre la estructura y excluye ciertas simplificaciones que no podrían ser obtenidas más que a cambio de otras disposiciones de carácter conservativo y, a priori, demasiado severas.

Esta es una de las razones por las que la norma francesa en preparación, concede tanta importancia al hecho de tener en cuenta las componentes verticales de la acción sísmica, ascendentes o descendentes, conjuntamente con las fuerzas horizontales.

Deformaciones del hormigón pretensado. Absorción de energía y ductilidad

La utilización del pretensado conduce casi siempre, teniendo en cuenta además la alta calidad de los materiales empleados, a secciones más reducidas que las obtenidas, por ejemplo, con el hormigón armado ordinario. La mayor deformabilidad que de ello resulta, a igual capacidad portante, para las piezas de hormigón pretensado, no debería ser considerada como un inconveniente. Las piezas metálicas son, por lo menos, tan deformables como las de pretensado y corresponde al Código de aplicación fijar los límites de curvatura y flechas aceptables en relación con el comportamiento de los materiales no estructurales si éstos existen.

Esta deformabilidad relativa no podría ser considerada como un inconveniente, más que en el caso de que no correspondiera a una acumulación de energía suficiente. Por consiguiente, se impone una comparación con las posibilidades de otros materiales bajo este aspecto.

Sin embargo, es necesario señalar que es conveniente no comparar más que cosas "comparables"; es decir, piezas de la misma capacidad portante y, si se trata de hormigón, piezas realizadas con hormigón de las mismas características mecánicas.

Una comparación de este tipo ha sido hecha, en la medida en que ha sido posible, en la figura 12. La curva "a" es un diagrama momento curvatura experimental obtenido para una viga de hormigón pretensado en la Universidad de California, por Caulfield y Patton. La curva "b" es un diagrama teórico calculado por el autor para una viga

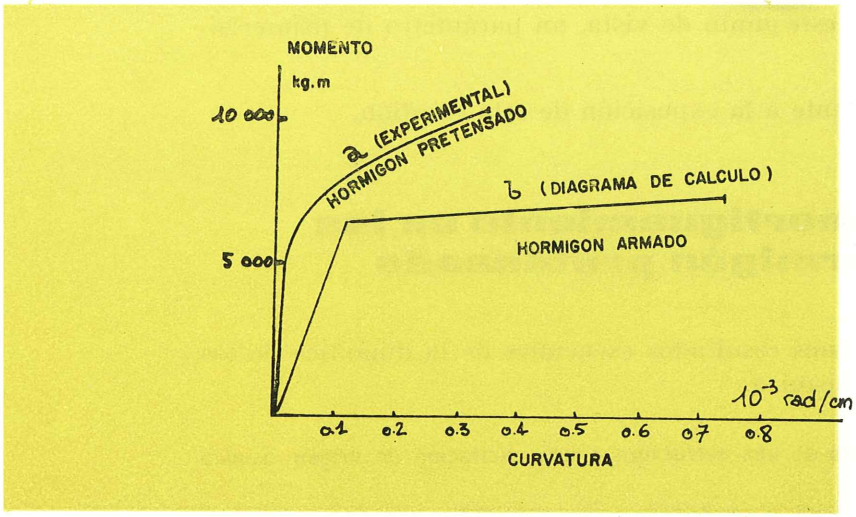


Fig. 12.—Diagrama comparativo de las capacidades de absorción de energía en una viga de hormigón pretensado y otra de hormigón armado consideradas equivalentes.

de hormigón armado "equivalente" a la viga de hormigón pretensado. Para evitar toda discusión fuera de lugar sobre la definición de la equivalencia, desde el punto de vista de la utilización de una viga de hormigón armado y una viga de hormigón pretensado, se ha considerado que los estados que conviene comparar son el estado límite correspondiente a la plastificación de la armadura en el hormigón armado, y el punto de fisuración para el hormigón pretensado. Esta hipótesis es, evidentemente, de una gran severidad para este último.

Siendo la energía almacenada por unidad de longitud de viga igual al producto del momento M por la curvatura ω, las áreas delimitadas por las curvas dan una estimación de las capacidades de absorción de las dos vigas. Se observa en el ejemplo que las dos áreas son del mismo grado de magnitud, lo que significa que las capacidades de absorción en rotura son comparables.

Sin embargo, si se considera que una pieza de hormigón armado queda inutilizable desde el momento en que el límite elástico de la armadura ha sido sobrepasado, mientras que con el hormigón pretensado no hay ningún inconveniente en aproximarse más al punto de rotura, la comparación resulta favorable para el hormigón pretensado.

Finalmente, se puede comprobar también que las ductilidades son del mismo orden, definidas éstas, salvo las reservas indicadas anteriormente, como la relación entre la curvatura en el estado final de resistencia para el hormigón armado y la curvatura en el estado límite de fisuración, o la correspondiente al 60 % del momento último, para el hormigón pretensado.

Amortiguamiento

El inconveniente más serio que ha sido formulado en contra del hormigón pretensado es su poca aptitud para disipar energía durante las oscilaciones. En efecto, los elementos de hormigón pretensado aparecen dotados de amortiguación reducida.

Para situar convenientemente el problema, es interesante recordar que la base del cálculo de una estructura sismorresistente consiste en tener en cuenta las fuerzas de inercia inducidas en la estructura por una sacudida sísmica, ya sea por un cálculo dinámico directo, o mediante la sustitución del modelo dinámico real por un modelo estático llamado "equivalente" (coeficientes sísmicos).

El grado de amortiguamiento es, desde este punto de vista, un parámetro de primerísima importancia.

Consagraremos, pues, el capítulo siguiente a la exposición de esta cuestión.

3. el problema del amortiguamiento en las estructuras de hormigón pretensado

Antes de continuar, recordaremos algunos resultados esenciales de la dinámica de las estructuras sometidas a una sacudida sísmica.

Influencia del amortiguamiento en la respuesta de una estructura a una excitación de origen sísmico

Si se considera una estructura cualquiera y se la supone sometida a una excitación exterior, se deforma de una determinada manera a partir de su estado de equilibrio. Su configuración en el estado deformado depende de un determinado número de parámetros (longitudes o ángulos) entre los cuales se puede hacer la elección de aquellos cuyo conocimiento es necesario y suficiente para determinar, sin ambigüedad, la configuración estudiada. Si "n" es el número de estos parámetros, se dice que la estructura posee "n" grados de libertad.

En el estado deformado, las diversas masas que componen la estructura están sometidas a fuerzas que tienden a hacerles recobrar su posición inicial, y que son calculables por los procedimientos de la Resistencia de Materiales. A la deformación considerada corresponde una determinada energía de deformación almacenada en la estructura. Si imaginamos ahora la estructura abandonada a sí misma a partir de su posición deformada, esta estructura efectúa un determinado número de oscilaciones a ambos lados de la posición de equilibrio. En ausencia de toda otra nueva solicitación la estructura oscila libremente. Durante el movimiento hay transformación de energía de deformación en energía cinética y viceversa.

La experiencia demuestra que estas oscilaciones no continúan indefinidamente, sino que se terminan más o menos rápidamente, como consecuencia de las disipaciones de energía que intervienen a lo largo del movimiento. El movimiento acaba cuando toda la energía de deformación inicial ha sido disipada en la estructura.

Una de las principales causas de disipación de energía (o de amortiguamiento) es la que corresponde al hecho de que en las deformaciones alternadas, que solicitan las diversas secciones, los diagramas deformación-tensión no se superponen exactamente a la ida y a la vuelta, puesto que los materiales no son nunca perfectamente elásticos. En condiciones iguales, las oscilaciones libres se amortiguan más rápidamente en las estructuras de hormigón armado, cuyo comportamiento no es más que imperfectamente elástico (incluso en el dominio llamado elástico), que en las estructuras de acero, por ejemplo.

La función del amortiguamiento en el comportamiento de una estructura durante un seísmo se revela, pues, como de una gran importancia, puesto que siendo la energía cinética de la estructura en todo momento igual a la diferencia entre la energía inducida en la estructura desde el comienzo del seísmo y la disipada como consecuencia del amortiguamiento, la estructura reacciona menos violentamente cuanto más elevado es el amortiguamiento.

El análisis dinámico confirma este punto de vista. Es posible, en efecto, conociendo en función del tiempo —por ejemplo, por un acelerograma— el movimiento imprimido por el terreno a la base de una estructura, calcular el movimiento de cada una de las masas componentes y determinar en particular la aceleración máxima a la cual está sometida en el seísmo considerado. Repitiendo la operación para diversos seísmos conocidos y de intensidades comparables, se puede prever cuál será la aceleración máxima en el caso de un nuevo seísmo de la misma categoría que los seísmos de referencia.

Cuando se trate de un oscilador simple, es decir, en el caso de una estructura de un solo grado de libertad (o sea, una sola masa en oscilación), esta aceleración máxima solamente se expresa en función del período propio del oscilador, T, y de su grado de amortiguamiento, ν, expresado como la relación del coeficiente de amortiguamiento al amortiguamiento crítico. Si esta aceleración se expresa en fracción de "g", siendo "g" la aceleración de la gravedad, la fracción en cuestión no es otra que el *coeficiente sísmico* cuya introducción permite convertir el problema dinámico en un problema estático.

Un gráfico similar al de la figura 13, llamado "espectro de respuesta", da por simple lectura, en función de I y de ν, el coeficiente sísmico aplicable al oscilador simple examinado.

En el caso de estructuras de varios grados de libertad, el problema es un poco más complicado, pero, en general, el coeficiente sísmico aplicable a una de las masas componentes de la estructura, M_i, por ejemplo, se puede expresar bastante bien mediante la fórmula:

$$\sigma_i = \lambda_i \cdot \sigma ,$$

siendo λ_i un coeficiente que no depende más que de las características mecánicas de la estructura; y σ, el coeficiente sísmico válido para el oscilador simple del mismo grado de amortiguamiento que la estructura, y de período igual al del modo fundamental de oscilación.

El examen del espectro de la figura 13 muestra que los coeficientes sísmicos disminuyen considerablemente cuando ν aumenta.

Valor del amortiguamiento en diversas estructuras.

Se admite generalmente que las estructuras normales, según la naturaleza del material que las constituye, están dotadas de los siguientes grados de amortiguamiento:

— entramados de estructuras de acero soldado —o sea, sin tabiquería o muros de cerramiento—: $\nu = 0{,}01$ a $0{,}03$ del amortiguamiento crítico;

— entramados de estructuras de acero con uniones roblonadas o atornilladas: $\nu = 0{,}03$ a $0{,}06$;

— entramados de estructuras de hormigón armado: $\nu = 0{,}08$.

Para el hormigón pretensado, parece que hay que situarse alrededor de 0,02 a 0,05. El Dr. Nakano ha encontrado, sin embargo, valores que pueden alcanzar un 7 % y más. Actualmente, no disponemos, sin embargo, de un número suficiente de ensayos que permitan sacar una conclusión absolutamente válida.

Discusión

En primer lugar, es conveniente señalar que el hormigón pretensado no es el único material dotado de grados de amortiguamiento tan reducidos. El acero, sobre todo el acero soldado, está situado en condiciones, al menos, tan desfavorables. El hormigón pretensado pierde terreno principalmente cuando se le compara con el hormigón armado.

En segundo lugar, conviene señalar que la disipación de energía por histéresis en los elementos estructurales sometidos a ciclos de esfuerzos alternados no es siempre la única causa de amortiguamiento en las construcciones. Existe también la disipación de energía que se produce en los elementos no estructurales —cuando existen— cuya deformación, y eventualmente la rotura, consume igualmente energía. Existen también las importantes disipaciones que se producen, por rozamiento, al contacto de los elementos estructurales y no estructurales o bien al contacto de elementos no estructurales entre sí.

Estas causas de disipación de energía son suficientes para que el grado de amortiguamiento en los entramados de las estructuras de acero soldado pase del 2 % al 5 ó 6 % en los edificios corrientes de acero y del 8 % en los entramados de estructuras de hormigón armado a, aproximadamente, el 15 % en los edificios corrientes de hormigón armado. Amortiguamientos del orden del 10 % son así muy factibles en edificios con estructura pretensada, si se trata de edificios provistos de una densidad de tabiques interiores y muros exteriores comparable a la que se encuentra en los edificios de viviendas corrientes.

Consecuencias

Queda el problema del amortiguamiento para las estructuras o en las construcciones que presentan pocos elementos no estructurales; es precisamente en estos casos cuando el hormigón pretensado encuentra las más numerosas aplicaciones. En general, en el estado actual de la cuestión, estamos obligados a contar con estos amortiguamientos reducidos.

Las consecuencias están, sin embargo, lejos de ser dramáticas. Se puede considerar, según la figura 13, que la respuesta máxima de una estructura a una sacudida sísmica varía aproximadamente como la cantidad:

$$\frac{1}{3\sqrt{\nu}}$$

Esto significa que convendría tomar, para las estructuras de hormigón pretensado, coeficientes sísmicos superiores en un 30 a un 35 % a los que se toman para el hormigón armado. El problema se convierte así en un problema estrictamente económico.

En un edificio normal, los coeficientes sísmicos aplicables al hormigón pretensado serían solamente un 20 % más elevados que los aplicables al hormigón armado.

No debe deducirse de ello que los coeficientes sísmicos deban ser sistemáticamente más elevados para el hormigón pretensado que para el hormigón armado. Una estructura de hormigón pretensado tiene normalmente un período propio de oscilación más largo que otra de hormigón armado destinada a la misma utilización. Si nos referimos a la red de "espectro de respuesta" (fig. 13), se observa que de ello resulta una ventaja para los coeficientes sísmicos que compensa, en parte, e incluso en algunos casos, en una gran parte, la pérdida originada por la falta de amortiguamiento.

En fin, no hay que olvidar que el peso de las estructuras de hormigón pretensado es inferior al de las estructuras de hormigón armado. Los coeficientes sísmicos para el hormigón pretensado son quizá superiores a los del hormigón armado, pero se aplican a pesos más reducidos.

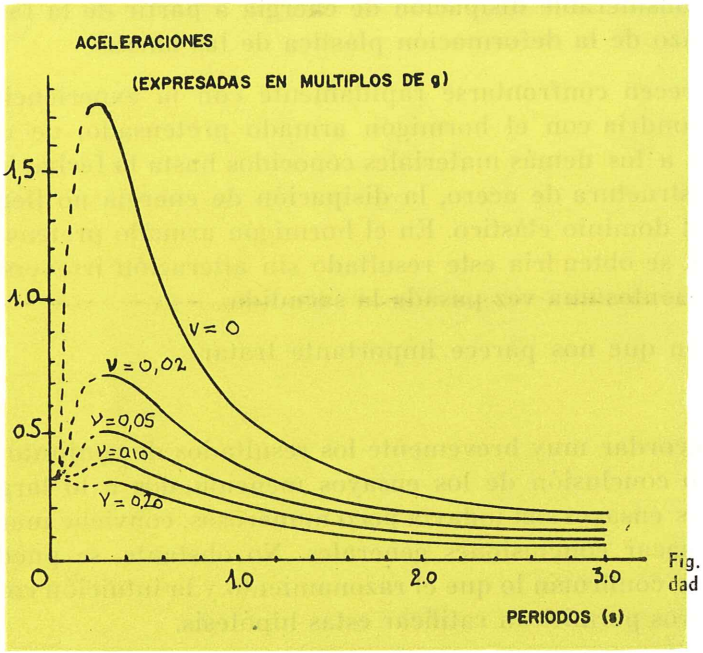


Fig. 13.—Espectro de respuesta para una intensidad VIII.

El valor reducido del amortiguamiento en las piezas de hormigón pretensado, por lamentable que sea, no es en modo alguno factor decisivo. Las consideraciones desarrolladas anteriormente permiten pensar que el hormigón pretensado continúa siendo perfectamente competitivo.

Mejora del amortiguamiento en el hormigón pretensado

Inyección de cables

Dado el interés en obtener grados de amortiguamiento elevados cuando se construye en zonas sísmicas, resulta muy aconsejable la inyección de los cables. Es, sin duda, evidente que se conseguirá una disipación mayor de energía en una pieza inyectada que en una pieza con cables libres.

Hormigón armado pretensado

Si se examinan las razones por las que el amortiguamiento es reducido en las piezas pretensadas, hay que señalar que estos mediocres resultados (mediocres desde el punto de vista de la protección contra los seísmos) son consecuencia de que, en el hormigón pretensado, los materiales constitutivos permanecen bastante tiempo en fase quasi-elástica. En las primeras fases de la deformación, en tanto que no haya fisuración, la

tensión en los hilos o en los cables permanece, en efecto, prácticamente constante, y la disipación de energía no se produce más que en el hormigón.

Después de la fisuración, las cosas se modifican un poco en el sentido de que el acero comienza entonces a alargarse y se disipa en él energía; pero los alargamientos siempre son pequeños y, de todas maneras, las características del acero son tales que a estos alargamientos no les corresponde sino una disipación de energía moderada.

Podemos permitirnos pensar, como lo ha sugerido el Sr. Guyon, que es posible mejorar el amortiguamiento en el hormigón pretensado mediante la adición de armaduras de acero normal que tengan esta única función. El beneficio que de ello podría obtenerse sería doble. Habría primero alguna mejora en la fase siguiente a la fisuración, puesto que las fisuras y rotaciones consiguientes estarían mejor repartidas, y, fundamentalmente, habría una indudable y considerable disipación de energía a partir de la fase de fisuración en razón del comienzo de la deformación plástica de las barras.

Estas especulaciones teóricas merecen confrontarse rápidamente con la experiencia. Si se mostraran fundadas, se dispondría con el hormigón armado pretensado, de un material susceptible de desplazar a los demás materiales conocidos hasta la fecha, incluso al acero laminado. En una estructura de acero, la disipación de energía no llega a ser apreciable más que fuera del dominio elástico. En el hormigón armado pretensado, si las esperanzas se confirman, se obtendría este resultado sin alteración irreversible de las partes activas de los elementos una vez pasada la sacudida.

Hay aquí un tema de investigación que nos parece importante tratar.

Conclusiones

Antes de terminar, querríamos recordar muy brevemente los resultados de conjunto a los que llega el Dr. Nakano como conclusión de los ensayos mencionados a lo largo de esta exposición. Dado que estos ensayos son todavía poco numerosos, conviene mantener cierta prudencia antes de sacar conclusiones generales. No obstante, se puede esperar que, habida cuenta de que confirman lo que el razonamiento y la intuición conducían a admitir, los ensayos futuros permitirán ratificar estas hipótesis.

Dichas conclusiones son las siguientes:

- los métodos de cálculo en rotura son aplicables a los pórticos y marcos de hormigón pretensado;
- la alteración de las propiedades características de las secciones bajo la acción de cargas alternadas no es apreciable;
- la ductilidad de las piezas de hormigón pretensado parece suficiente, a reserva de un estudio correcto de las estructuras;
- la deformación residual de las estructuras de hormigón pretensado es más reducida que en el hormigón armado.

Así, pues, a pesar de su carácter todavía un poco fragmentario, la experiencia, bien que se trate de ensayos de laboratorio, o del comportamiento de obras reales, parece confirmar las previsiones hechas en lo que respecta a la aptitud del hormigón pretensado en la realización de construcciones sismorresistentes, y permite augurar a este material un favorable porvenir. Las muy acertadas disposiciones propuestas por la Comisión de Estructuras Sismorresistentes de la F. I. P., o las que figuran ya en diversas normas nacionales parecen adecuadas para asegurar, de manera muy satisfactoria, la estabilidad de las construcciones de hormigón pretensado frente a las sacudidas sísmicas.

591-9-20

descripción de algunas obras ejecutadas por "Prefabricación Pesada y Pretensados" y "Agromán"

RAFAEL ROMERO
Dr. Ingeniero de Caminos

Antes de entrar de lleno en la exposición de algunas obras características, creo conveniente presentar a la organización que las ha llevado a cabo, y a la cual represento. El nombre de "Prefabricación Pesada y Pretensados", es un nombre que pretende expresar, de una manera concreta, la actividad a que se dedica la organización; dicha actividad es fundamentalmente el estudio, y sobre todo la ejecución, de estructuras en hormigón pretensado, en especial con armaduras postesas. Siendo como es filial de la Empresa Agromán, es, sin embargo, subcontratista de otras contratas, tanto en prefabricaciones y montajes de piezas pesadas de hormigón pretensado, como en todo problema referente a cables. También trabaja como contratista directa. Y también, por supuesto, ha hecho varias obras para el mismo Agromán.

"Prefabricación Pesada y Pretensados" tiene la representación y ha trabajado con los sistemas Freyssinet en España desde 1953 *(independientemente de PIC, agente de la Stup). No obstante, todas las obras que se citan a continuación han sido ejecutadas en el período* 1962 *a* 1965. *Trabaja casi exclusivamente con dichos sistemas, disponiendo de una fábrica de anclajes en Madrid desde hace nueve años, y fabricando y trabajando con anclajes de* 12 ∅ 7 *desde hace dos años y medio; anteriormente empleaba los cables de* 12 ∅ 5 *y ahora, además de los de* 12 ∅ 5 *y* 12 ∅ 7, *empieza a poner a punto la fabricación de los de* 12 ∅ 8.

Hablaré primeramente de la prefabricación, y el montaje correspondiente, de cubiertas con grandes vanos; después, sobre algunos puentes, y finalmente, si hay tiempo para ello, sobre el tramo experimental, en Madrid, de la carretera de Barcelona.

Nosotros hemos hecho siempre en la misma obra, y no en una fábrica alejada, la prefabricación de vigas o cerchas para cubiertas de naves. En elementos grandes no es fácil ni práctico standardizar una prefabricación en fábrica, sino que dichos elementos grandes han de adaptarse a la concepción del ingeniero o arquitecto, que para grandes luces proyectará en cada caso (y según quien sea el proyectista) una cubierta

diferente. Por otra parte, los transportes hacen en España impracticable, y económicamente prohibitivo, el transporte de piezas de longitudes mayores de 12 ó 13 m. Una prefabricación de tipo medio (7 a 13 metros de longitud) con pesos de 1 a 4 t pre o postensada, hecha en taller, que tendría buen porvenir en muchos tipos de edificaciones y construcciones varias, está prácticamente sin abordar en España. Se concluye de todo esto, que una prefabricación mayor, en tamaño o peso de sus elementos, no se puede hacer en fábrica.

Ahora bien, dando por hecha la prefabricación pesada en taller montado en la propia obra, el verdadero problema es el montaje de dichos elementos, que pesan a veces bastantes toneladas. La ejecución "in situ" sobre cimbra o apeos de los elementos resistentes de hormigón de una cubierta se justifica en muy pocos casos, pues es evidentemente cara y lenta. El montaje con grúa es cómodo hasta un cierto límite de peso; después, se puede montar un elemento con dos grúas; pero ya desde un peso de 10 t la operación es lenta y muy delicada (en España ahora); siendo todavía mayor el peso del elemento, dicha operación ya es imposible.

El ingeniero y arquitecto, conocedor intuitivo de estas limitaciones de movimientos de grandes pesos, se encuentra reacio a proyectar en hormigón con modulación de dimensiones amplias las cubiertas de naves, porque para poder proyectar hay que concebir también los sistemas de ejecución, y adopta en seguida el criterio de que, en dichos casos, una estructura metálica, sin problemas de montaje, debe ser más económica. Yo creo que en muchos casos no es así, y que, de haber suficiente número de elementos iguales de hormigón pretensado, los costes compiten con los de la estructura metálica, y tienen sobre ella ventajas de elección de tipo estructural y dimensionamiento, ventajas de orden técnico, y ventajas de orden estético (según la inspiración del proyectista). Yo pienso que si los problemas de montaje en naves industriales o edificaciones están resueltos, parece que no hay motivos claros para que en casi todos los puentes de luces mayores de 12-15 m (con un tope máximo en la luz del vano) se adopten ahora en España soluciones en hormigón pretensado, y que para las mismas luces en otro tipo de construcción, que no sea un puente, se adopten casi siempre soluciones metálicas.

La solución de prefabricar dovelas de hormigón para manejar pesos menores y luego montar con ellas el elemento de que se trate es buena, pero muy limitada, y, desde luego, no la ideal. Igual que en los puentes, el monolitismo en el hormigonado de una pieza, siempre que se disponga después de medios suficientes para su montaje, es una solución más perfecta técnicamente, y más barata.

Veamos ahora algunas obras en las que hemos pretendido resolver estos problemas que hacen factible, en bastantes casos, una prefabricación de tipo pesado.

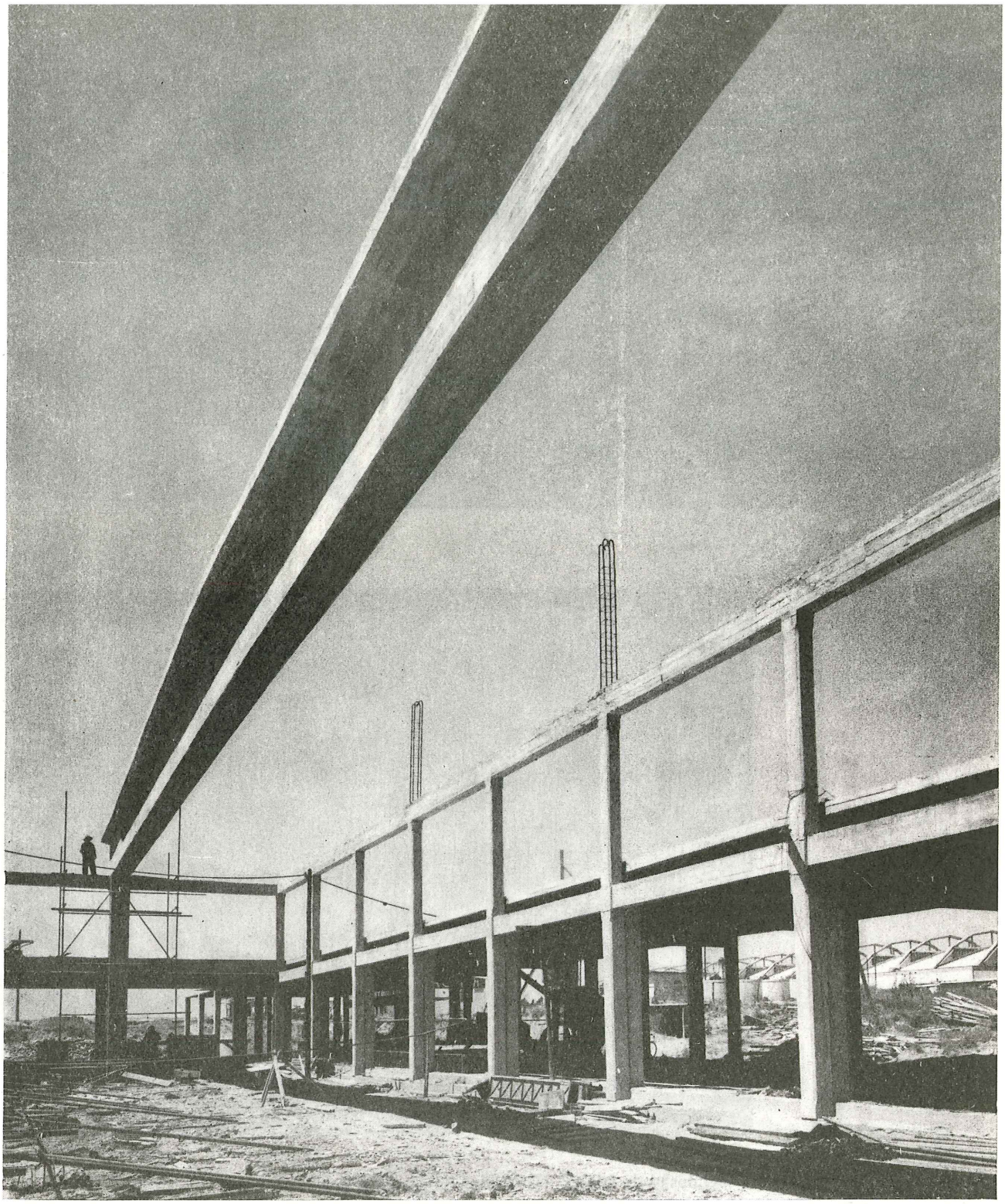


Fig. 1

Hangar en Barajas (Madrid) (fig. 1).

Tiene 5 vigas de 42 m de luz y canto variable ejecutadas "in situ". Las vigas, de más de 120 t de peso, se han hecho en este caso "in situ" por estar a pequeña altura sobre el suelo. Este es un caso en que no hubiera compensado la prefabricación fuera de la nave y el montaje; de todos modos debieran haberse prefabricado una tras otra a su cota definitiva con el mismo apeo, y haberse ripado después transversalmente a su emplazamiento.

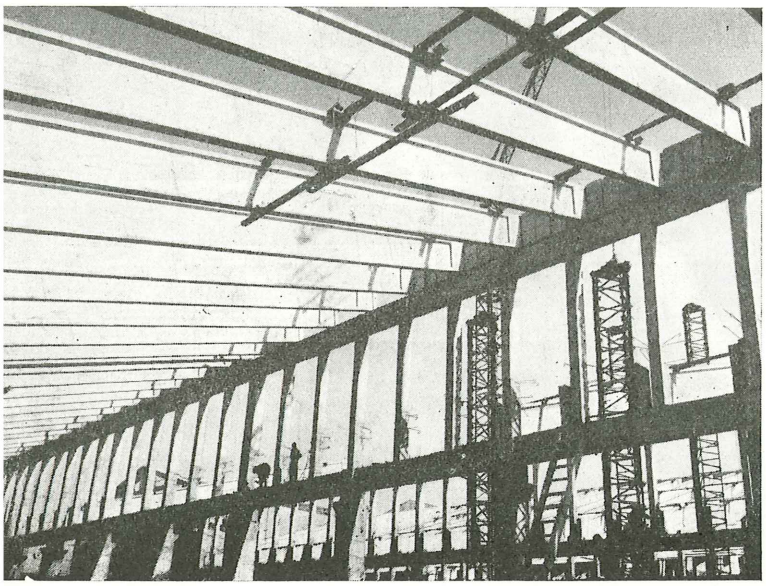


Fig. 2

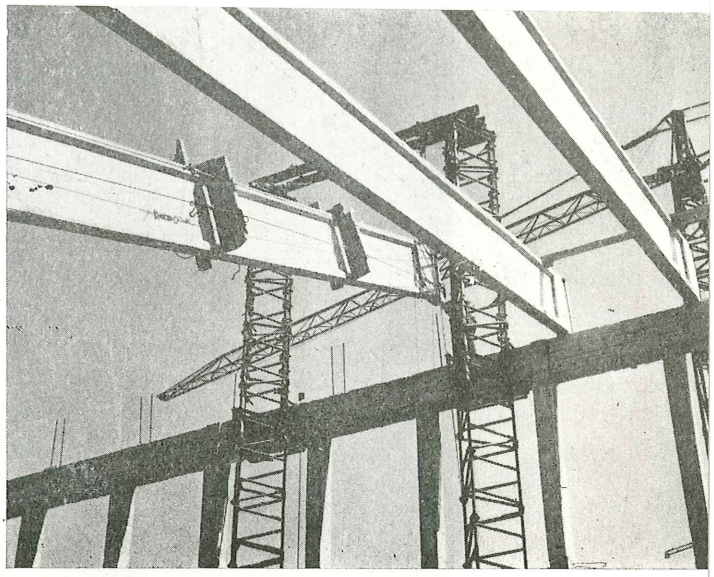


Fig. 3

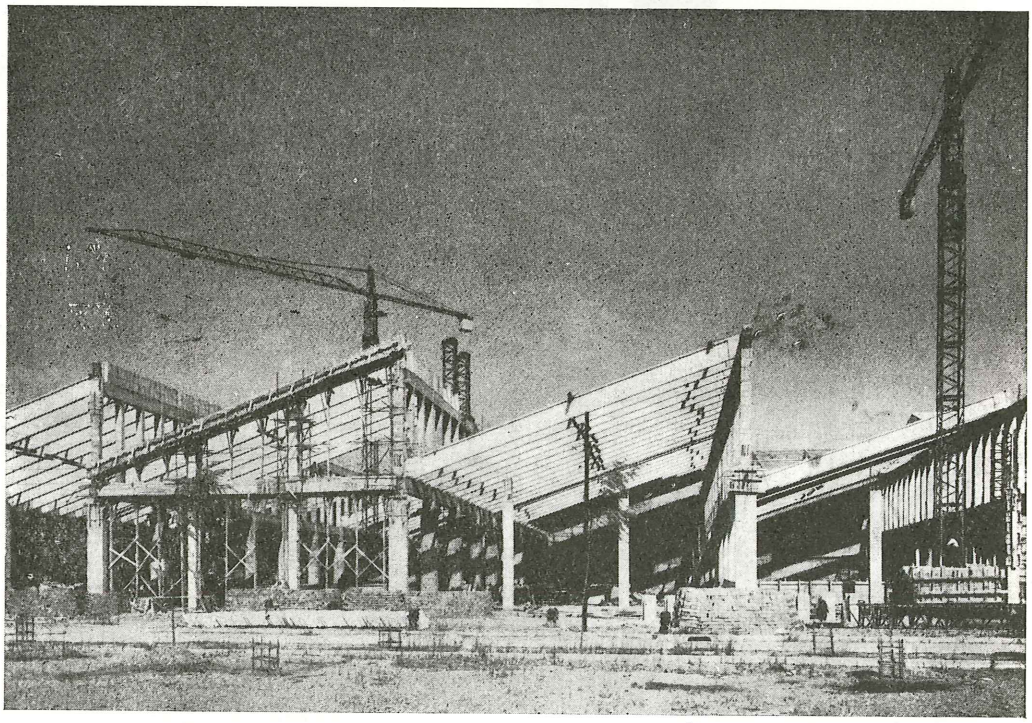


Fig. 4

Cubierta para Celulosas de Motril (Granada) (figs. 2, 3 y 4).

Estas naves tienen un total de 142 vigas de unos 20 m formando una cubierta en diente de sierra. Se prefabricaron sobre la solera, cada una debajo de su emplazamiento definitivo, y se elevaron con torres tipo Soto. Lo más característico de esta cubierta es la gran esbeltez transversal de las vigas, de 1/90; para su elevación se colocaron unas poligonales laterales de cables que aumentaban su rigidez transversal; las vigas se arriostraban una vez ya colocadas. Más tarde se rigidizaban con el material de la cubierta. El costo por m^2 cubierto fue muy reducido.

Cubierta de nave para Sniace, en Torrelavega (Santander) (figs. 5 y 6).

Se trata de 39 vigas de 122 m de luz y 20 t de peso cada una, en una nave de 220 × 22 metros.

Las vigas se prefabricaban junto a la nave en uno de los dos frentes de la misma; y su montaje se hizo en tres movimientos: el primer movimiento consistió en una traslación con diploris sobre carriles, ayudada por una suave pendiente del 1 %, hasta colocarse bajo las torres; el segundo movimiento fue la elevación de la viga hasta 19 m de altura, con lo que quedaba a unos centímetros por encima de su cota definitiva; el tercer movimiento se hizo sobre unos castilletes que rodaban sobre el carril de las vias del puente-grúa de la misma nave, accionadas por unos simples cabrestantes. Al llegar a su emplazamiento, el castillete, que encerraba un gato de aceite, permitía posar suavemente la viga. Se montaban dos vigas diarias.

Fig. 5

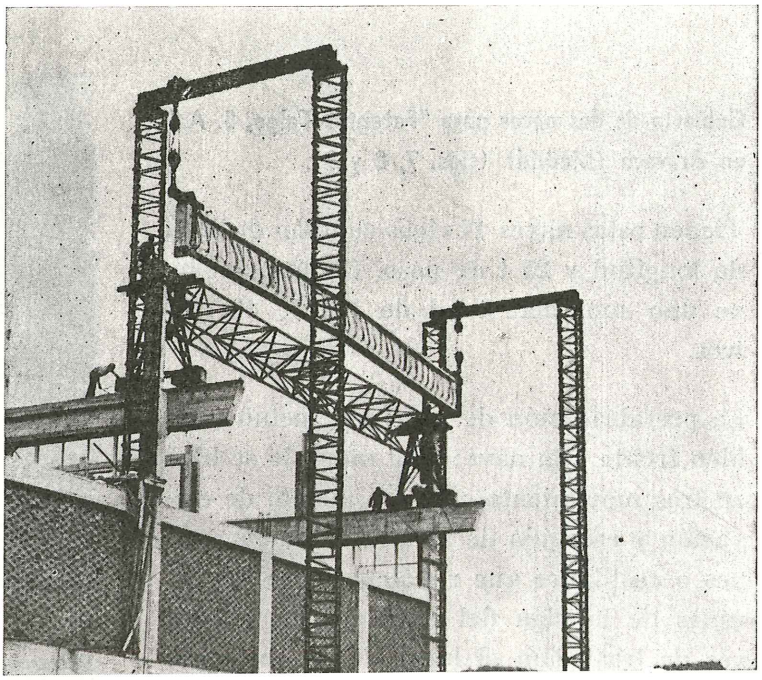
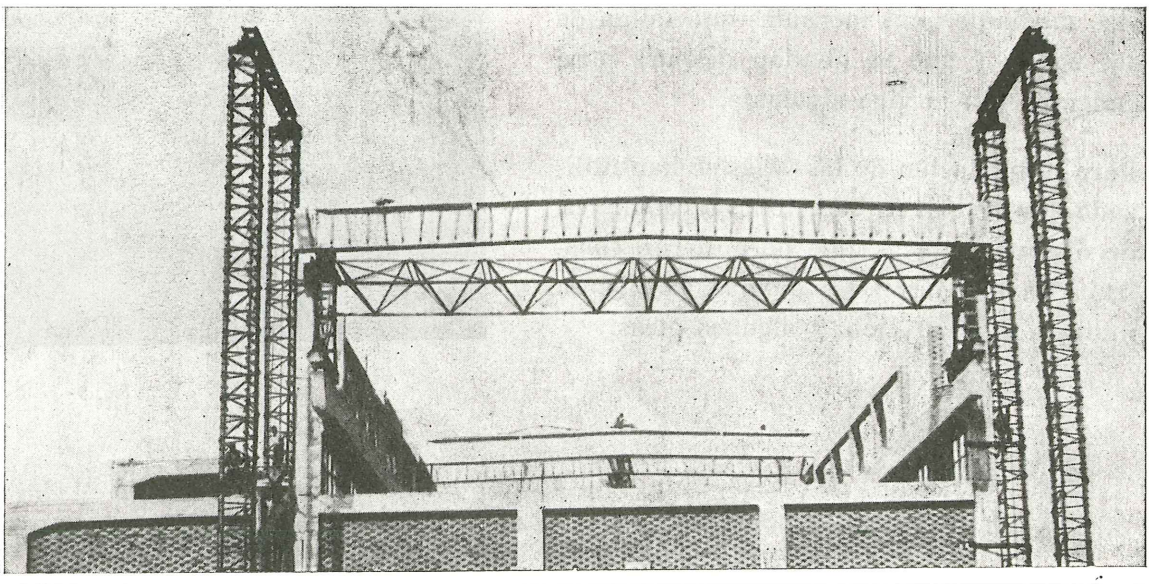


Fig. 6



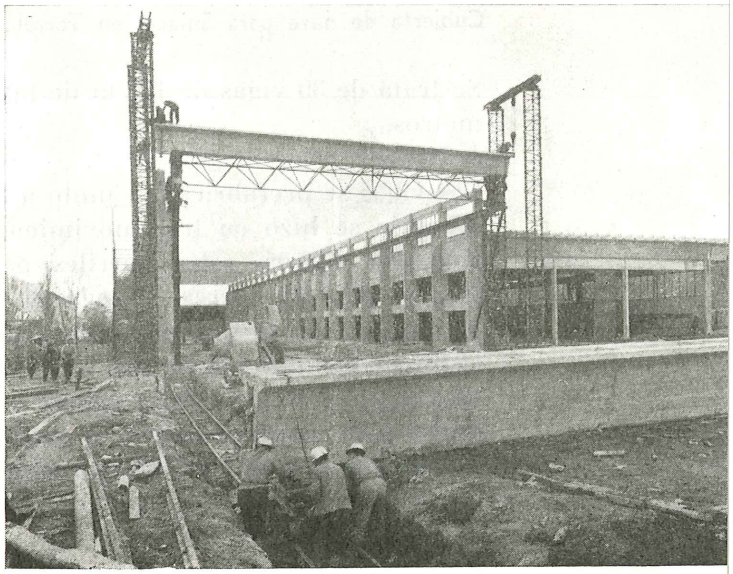


Fig. 7

Cubierta de dos naves para "Patentes Talgo, S. A.", en Aravaca (Madrid) (figs. 7, 8 y 9).

Tienen estas naves 44 vigas canalón de 22 m de longitud y 25 t de peso. Cada nave tiene una superficie total de 112 × 40 metros.

La prefabricación de vigas se efectuó también frente a la nave; y su montaje se hizo en tres movimientos: de traslación, de elevación y recogida de la viga sobre carretones o castilletes que rodaban sobre los carriles de la viga del puente grúa, y otra vez de traslación al lugar de su ubicación final. La recogida de la viga a su cota definitiva, antes de su última traslación, se realizó mediante unas ménsulas que salían de las naves, y que se abatían después para ceder paso a la viga siguiente.

Para la traslación de las vigas se han utilizado dos parejas de carretones o castilletes, de distintas alturas, que permitieron construir las dos naves ya citadas, la que se indica a continuación, y algunas otras.

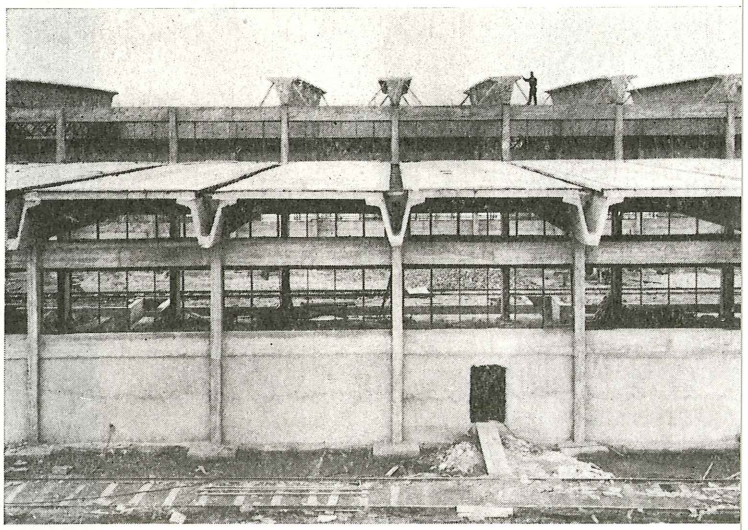


Fig. 8

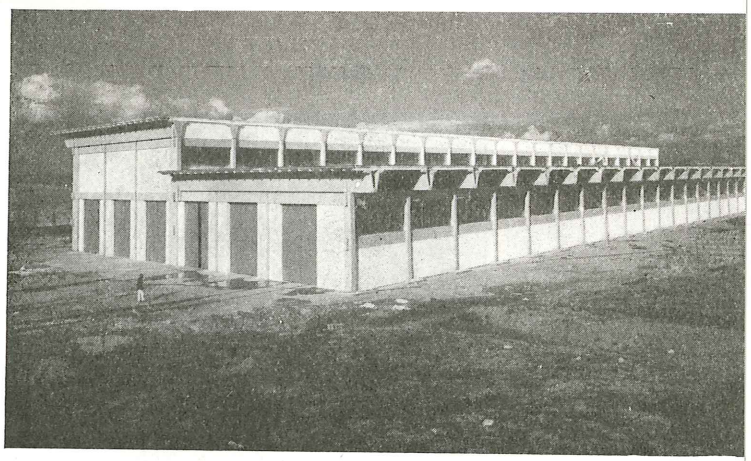


Fig. 9

Cubierta de nave industrial para "Intelhorce", en Málaga (figs. 10, 11, 12 y 13).

Esta nave tiene 210 × 120 m² dividida en módulos de 30 × 15 m. Se utilizaron en total 126 vigas de 120 m de luz, asimétricas, formando cada dos de ellas un cajón de 5 m² de sección hueca, por atirantamiento y acodalamiento de ambas. Este conducto de aire de 5 m² fue impuesto en las bases del concurso de la obra. Las vigas pesaron 67 t y estaban pretensadas con 8 cables Freyssinet de 12 ∅ 7. El cajón formado por las dos vigas tiene nervios en los dos laterales para apoyo de las cerchas superiores.

Se montó un taller de prefabricados con 20 camas de hormigón pobre; después de pretensadas, las vigas se trasladaron a un "almacén", con capacidad para 45 piezas, donde se regularizaba el ritmo de fabricación con el de montaje. El montaje se realizó con torres metálicas de elementos tubulares tipo Soto y con capacidad de carga superior a 200 t. La traslación horizontal de la viga, elevada a 8 m de altura, se llevaba a cabo con un castillete o pórtico metálico sobre vía de ferrocarril. Cada viga,

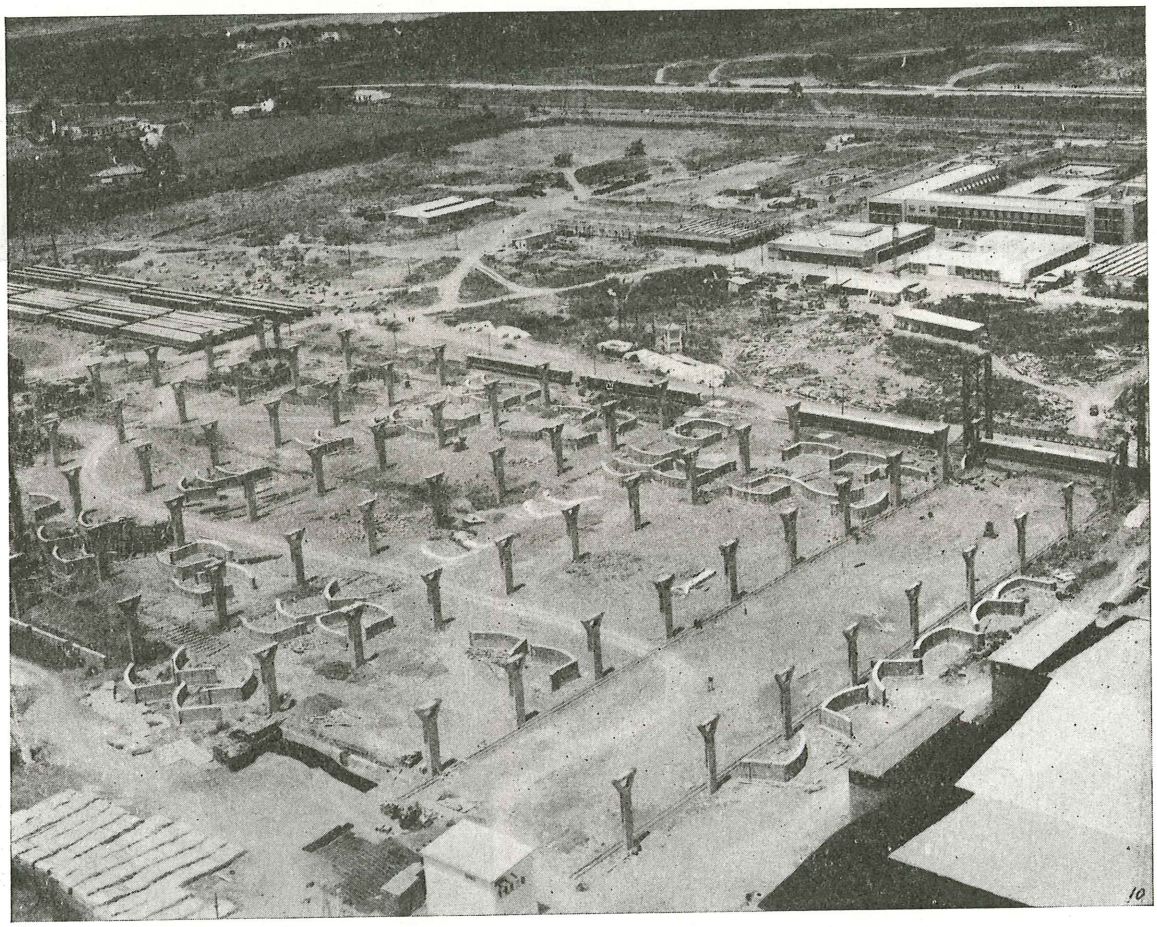


Fig. 10

antes de su montaje, sufría dos traslaciones horizontales antes de elevarse y una después de elevada sobre el pórtico metálico. Para este montaje, en el que se conseguía montar una viga diaria después de recorrer en cuatro movimientos distintos varios cientos de metros, se emplearon otros elementos auxiliares, como son: cruces entre vías, carretones y cabrestantes eléctricos, gatos, etc...

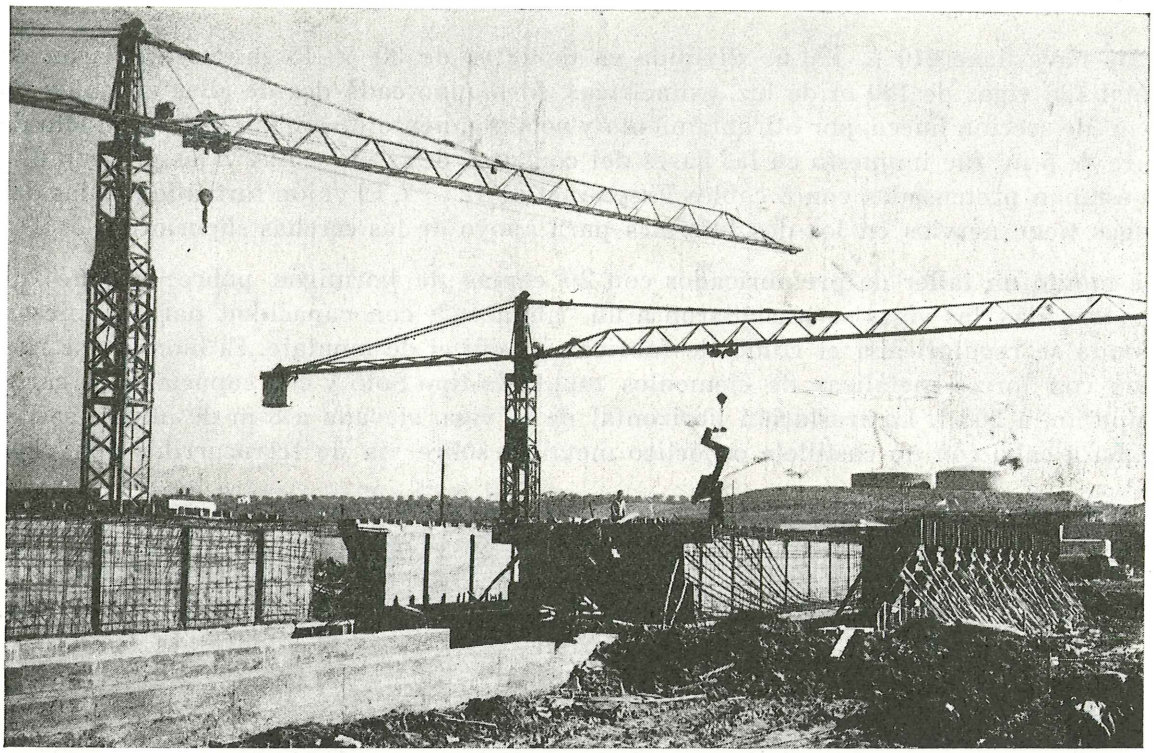


Fig. 11

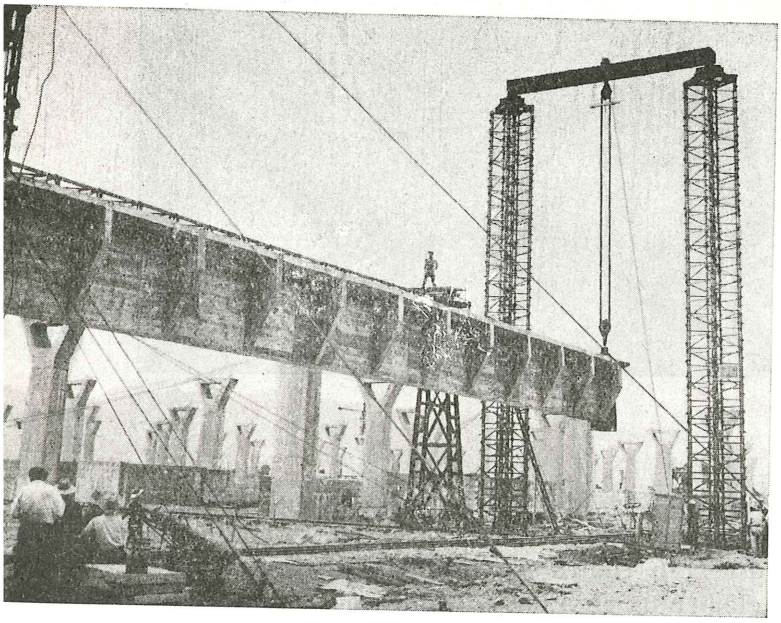


Fig. 12

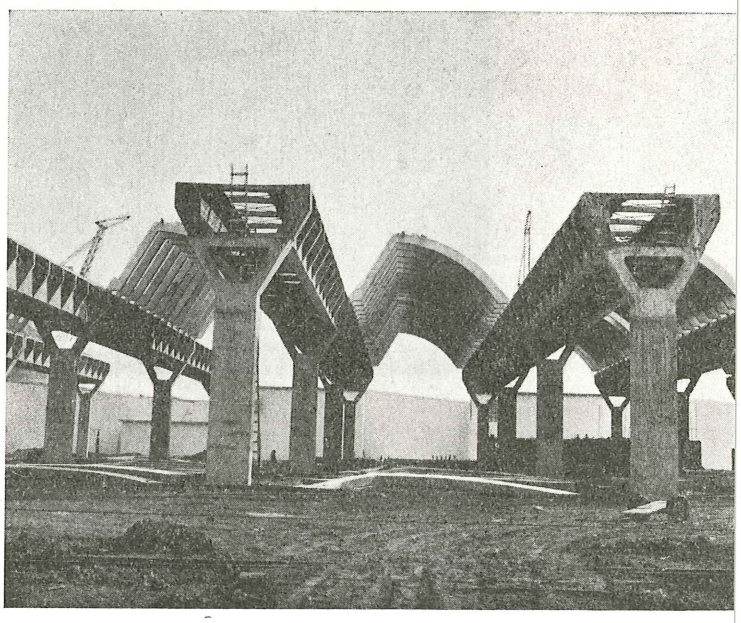


Fig. 13

Pasemos ahora a ver algunos puentes de hormigón pretensado:

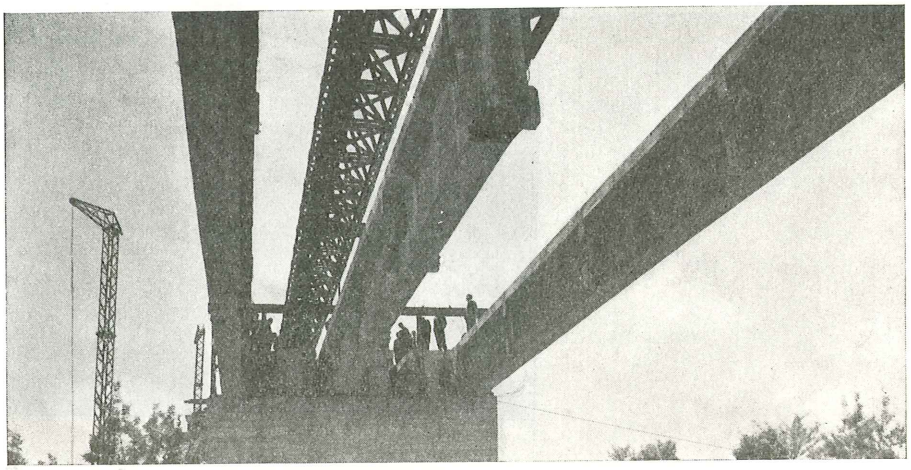


Fig. 14

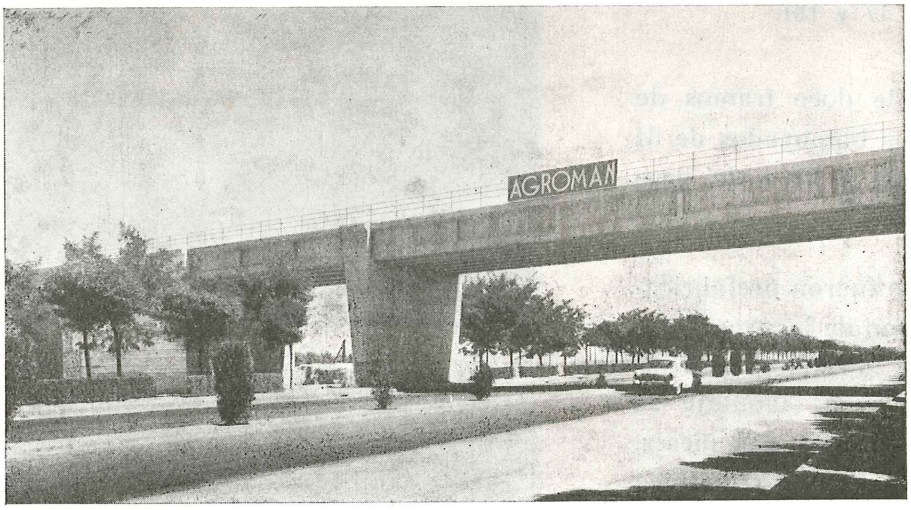


Fig. 15

Puente de Osuna para FF. CC. sobre la autopista de Barajas (Madrid) (figs. 14 y 15).

Tiene ocho vigas de 30,20 m de luz y 70 t de peso en el tramo central biapoyado.

Las vigas se montaban con cimbra Roglá sobre una de las calles y se ripaban a su posición definitiva. Lo más interesante de esta obra fue que no hubo que detener en ningún momento el intenso tráfico de la autopista inferior.

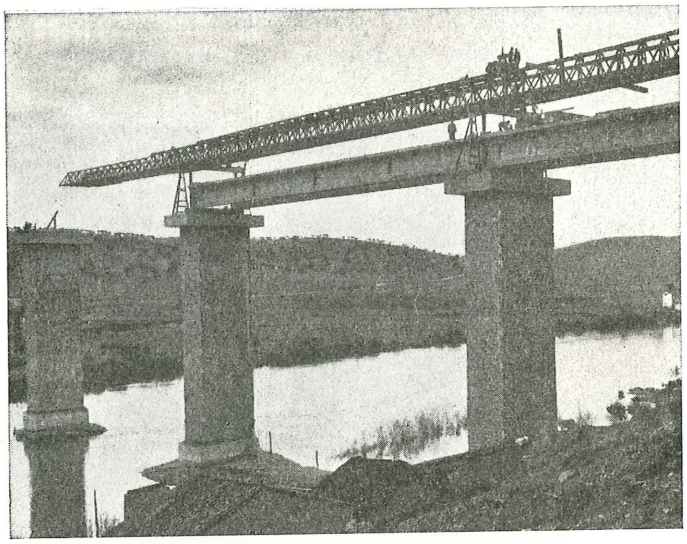


Fig. 16

Viaducto de Castilblanco sobre el río Guadiana (Badajoz) (figuras 16, 17 y 18).

Consta de doce tramos de tres vigas biapoyadas de 34 m de luz y 90 t de peso cada una.

Las vigas fueron prefabricadas en uno de los tramos de acceso y lanzadas con cimbra Roglá. El montaje se realizó en unos dos meses. Esta obra es un caso típico en el que está recomendada la prefabricación y el montaje de los elementos pesados con cimbra de lanzamiento, sobre cualquier otra solución de hormigonado sobre apeos o de soluciones estructurales distintas en mayor o menor luz.

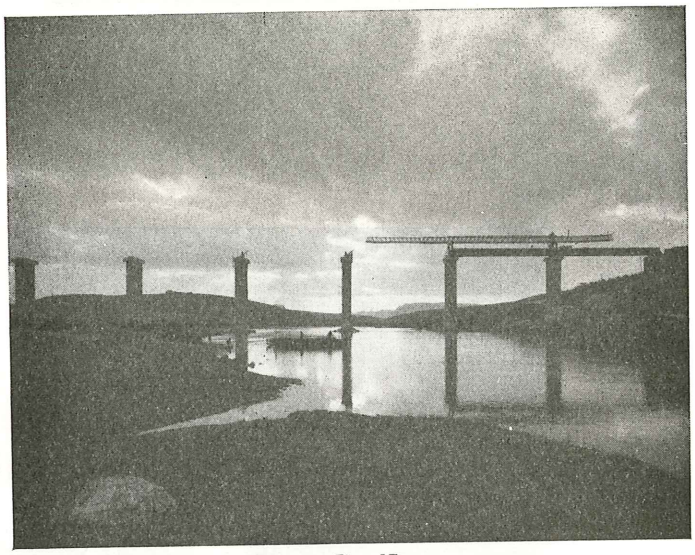


Fig. 17

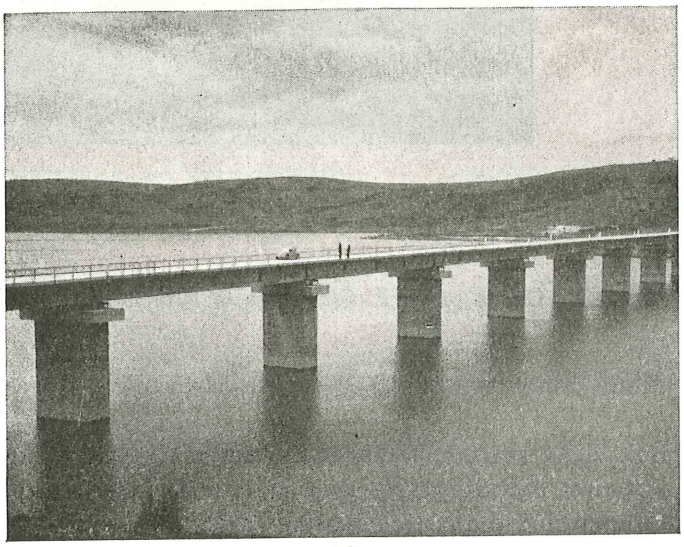


Fig. 18

Viaducto de Valdecaballeros sobre el río Guadalupejo (Badajoz) (fig. 19).

Lleva siete tramos de tres vigas de 34 m de luz y 90 t de peso cada una.

Es un viaducto similar al anterior y se hizo casi simultáneamente con él, con un ahorro evidente de medios auxiliares.

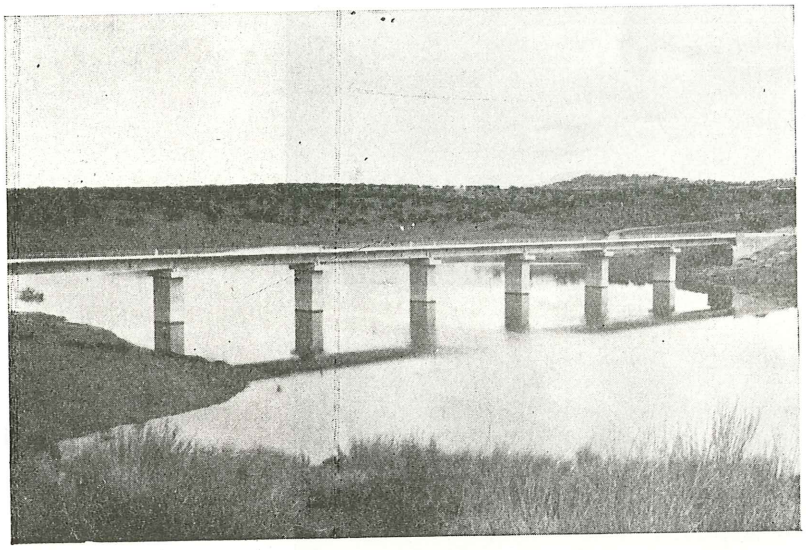


Fig. 19

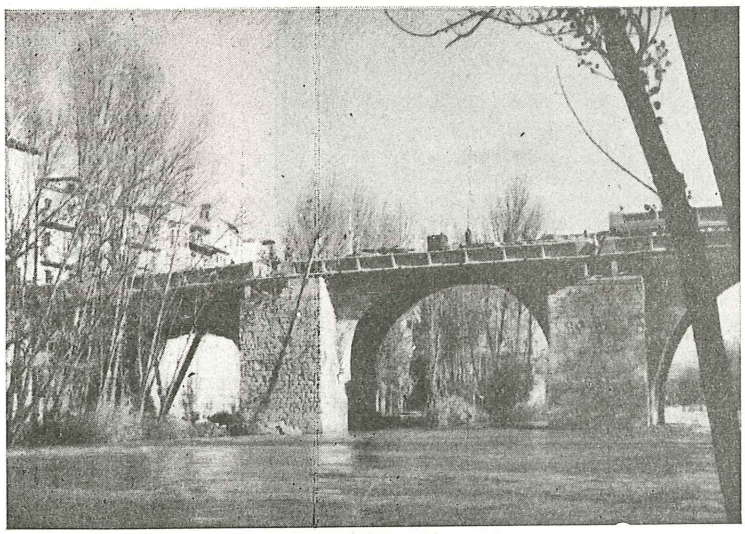


Fig. 20

Ensanche del puente sobre el río Duero, en Aranda de Duero (Burgos) (fig. 20).

El ensanche de este puente se llevó a cabo principalmente mediante doce vigas de 25 m de longitud y 25 t de peso. Algunas vigas se montaron con dos grúas, y otras varias con ayuda de gatos, únicamente, para no interrumpir en ningún momento el tráfico.

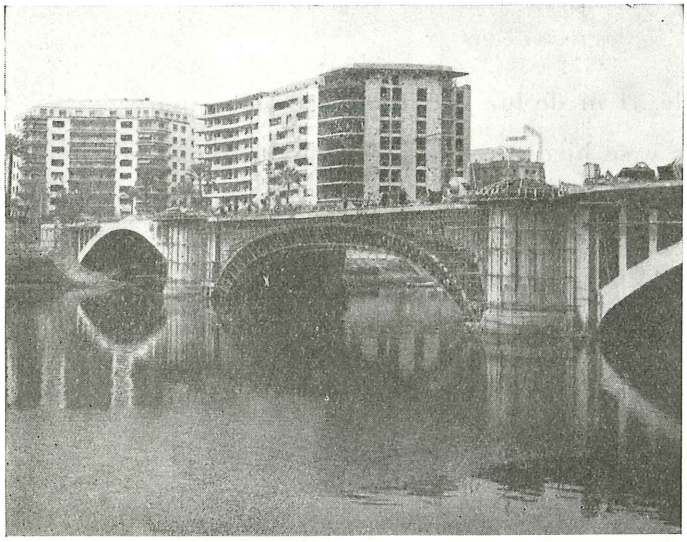


Fig. 21

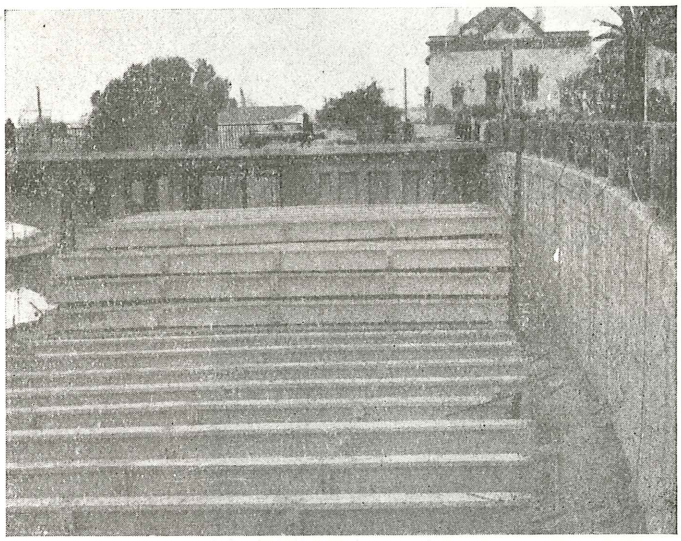


Fig. 22

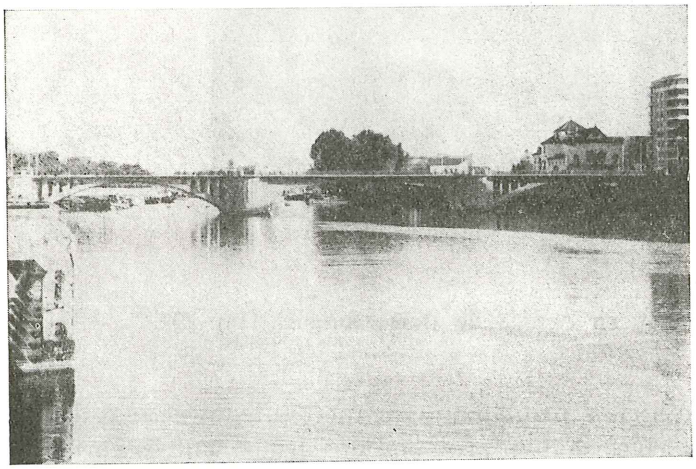


Fig. 23

Reformado del puente de San Telmo sobre el río Guadalquivir (Sevilla) (figuras 21, 22 y 23).

Se ejecutó el tramo central que sustituye al antiguo metálico. Se trata de un pórtico doble, triarticulado, pretensado, de 50 m de luz, y viguería transversal de 13 m prefabricada y pretensada entre los dos pórticos

Los dos pórticos triarticulados se hormigonaron sobre cimbra recogida en arco tipo Roglá. La sustitución de este tramo se hizo en un tiempo récord.

En esta obra hubo problemas interesantes que resolver, referentes al apuntalamiento del puente antiguo para no interrumpir el tráfico.

Paso superior en San Fernando de Henares (Madrid) (fig. 24).

Es en realidad un puente de hormigón armado con ménsulas contrapesadas y un vano central biapoyado, que está reforzado con cables de pretensado Freyssinet. Es, por esto, una estructura mixta de hormigón armado y pretensado.

En el **Tramo Experimental de carreteras** se han adoptado diferentes soluciones de losas pretensadas y, consiguientemente, diferentes sistemas de pretensado (figs. 25, 26 y 27):

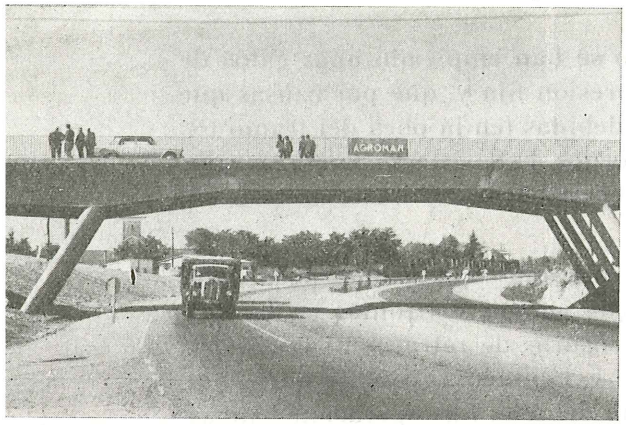


Fig. 24

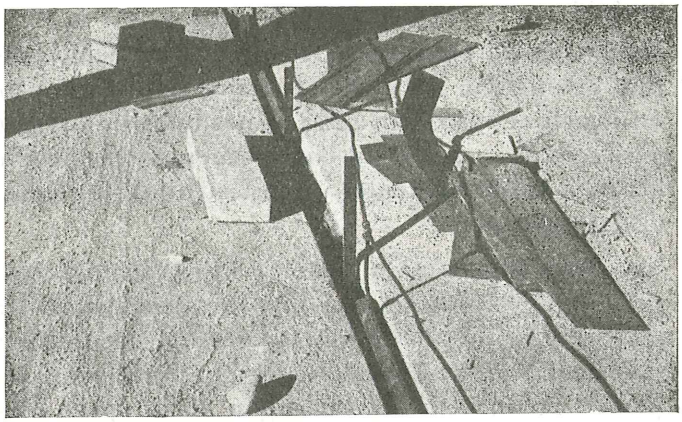


Fig. 25

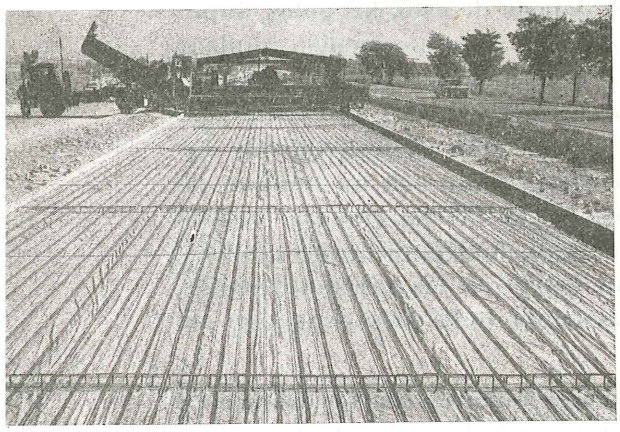


Fig. 26

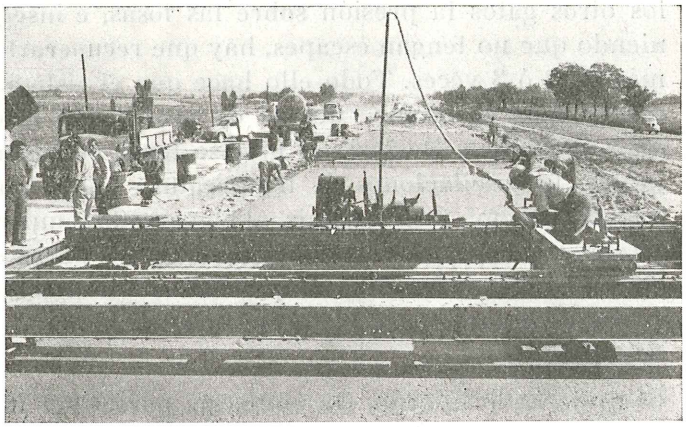


Fig. 27

Pretensado externo:

Sistema móvil, 10 losas de 125 m con juntas elásticas neumáticas.

Sistema fijo con gatos planos tipo Freyssinet, creando, igual que el anterior sistema externo, unas juntas activas. Seis losas de 125 metros.

Pretensado interno:

Cables por adherencia, es decir, con pretensado en lugar de postensado. Dos losas de 125 metros.

De las 16 losas con pretensado externo, ocho tienen 15 cm de espesor sin armadura transversal; y la otra mitad lleva un postensado ligero transversal, en el que ha-

bía cables monofil ∅ 5, cables monofil ∅ 7 y cables Barredo 3 ∅ 5 embetunados para el tesado posterior.

Como contratista o ejecutor del pretensado me voy a permitir unas consideraciones de tipo práctico, aunque su valor desde luego sea dudoso, pues son algo personales. Estas son las siguientes: en el pretensado externo, o sea, en las juntas elásticas activas y en las juntas fijas con gatos planos, las operaciones son delicadísimas, dando mucha mayor inseguridad que en el pretensado interno, es decir, con cables longitudinales.

En las juntas elásticas activas del pretensado externo se han empleado unos gatos de tipo neumático, los cuales hay que mantener a una presión fija y, que por causas que no hacen al caso, han sufrido pérdidas de presión indebidas (en la obra del tramo experimental), originando con frecuencia grandes trastornos. Este sistema, como se sabe, necesita continuamente, y para siempre, un control en las juntas y una conservación de las mismas.

Los gatos planos en el sistema fijo ocasionan igualmente unas operaciones poco aptas para simples obreros, ni siquiera especialistas. Hay que activar las juntas en las primeras horas después del hormigonado para evitar las fisuras de retracción; luego, por las noches, aprovechando las temperaturas más bajas; y, también, activarlas para compensar la fluencia del hormigón en la época más fría del año. Las operaciones de sacar los gatos planos, metálicos como se sabe, para su reposición por otros al terminar su carrera útil, de sólo unos 3,5 cm, son costosas, arriesgadas por tener que conservar los otros gatos la presión sobre las losas, e inseguras. Aparte de esto, los gatos, suponiendo que no tengan escapes, hay que recuperarlos en taller y no se pueden emplear más de 2 ó 3 veces. Todo ello hace que el sistema no resulte, como puede pensarse, mucho más económico que el de pretensado interno con cables, sino, si acaso, algo más económico. Después es preciso tener en cuenta que, al sellar definitivamente las juntas, las oscilaciones de temperatura hacen que la compresión, con un mínimo de unos 10 kg/cm^2, pueda llegar, al elevarse la temperatura, hasta 140 kg/cm^2 (me refiero a este sistema, no en esta obra, sino en las obras en general). Podríamos preguntarnos, ¿hay seguridad absoluta de que con esta oscilación tan fuerte en las precompresiones no haya dispersión en el límite inferior bajando o haciendo nula la compresión de 10 kg/cm^2?

El pretensado interno, sin embargo, parece ser una técnica más segura. La colocación de cables, el tesado, que ya es definitivo, son operaciones mucho más al alcance de la mano de obra especializada. En este sistema no influyen casi nada las oscilaciones de temperatura, y con una precompresión en bordes de losa de 35 kg/cm^2 se podrán fácilmente garantizar los 10 kg/cm^2 en el centro. Yo pienso, además, que aunque la precompresión mínima fuera más pequeña, es decir, llegara teóricamente a cero en algún punto central de la losa, siempre será ésta una losa armada expuesta a las microfisuras, pero no expuesta a agrietarse como en el caso del pretensado externo.

Yo creo, por lo tanto, que es más práctico el pretensado interno que el externo, aunque a primera vista aparezca como más caro; y dentro de él, mejor las armaduras postesas que las pretesas, pues aquéllas se adaptan al trazado de la carretera. Una objeción muy normal es que después del hormigonado parece que se señalan longitudinalmente los cables en la superficie, lo cual siempre es fácil de subsanar aumentando el espesor o dando excentricidad al cable hacia abajo. Otra objeción es que haya, en los primeros días, que prever un aumento en la precompresión, pero para esto se pueden dejar algunas vainas más, o retesar en dichos primeros días (y esto último también preconiza el sistema de postensado sobre el de pretensado).

591-2-30

acueducto pretensado sobre el arroyo de "El Gato"

M. A. RUIZ DE AZÚA Y MURGÍA y J. M. MORÓN GARCÍA
Dres. Ingenieros de Caminos

introducción

El acueducto, del que nos vamos a ocupar seguidamente, está situado en el canal principal del sector VII de la zona regable del Bembézar (provincia de Sevilla), salvando el amplio valle del arroyo de El Gato.

La zona regable del río Bembézar afecta a una superficie de 20.000 Ha situadas en las provincias de Córdoba y Sevilla, en los términos municipales de Hornachuelos, Posadas, Palma del Río y Fuente Palmera (Córdoba) y Peñaflor, Lora del Río y Alcolea del Río (Sevilla).

La situación y división en sectores se indica en la figura 1, donde se han resaltado el sector VII, el canal principal de este sector y tramo en acueducto del mismo.

La zona se riega con aguas procedentes de los ríos Bembézar, Retortillo y Guadalvarcar (afluentes de la margen derecha del Guadalquivir), en los que se han proyectado embalses de cabecera que regulan el nivel del agua en las presas de derivación situadas en dichos ríos.

Fundamentalmente hay dos canales de distribución:

a) el de la margen izquierda del río Bembézar (sectores I, II y XII), alimentado sólo por este río;

b) el de la margen derecha del río Bembézar (sectores III al XI y XIII al XV), alimentado por los ríos Bembézar, Retortillo y Guadalvarcar.

En el canal principal de la margen derecha se pueden distinguir los siguientes tramos:

a) canal principal de los sectores III, IV y V (situado en la provincia de Córdoba y alimentado sólo por aguas del río Bembézar);

b) canal principal de los sectores VI, VII y VIII (situado en la provincia de Sevilla y alimentado por aguas del río Retortillo y las sobrantes del tramo anterior);

c) canal principal de los sectores IX y X al XV (situado en la provincia de Sevilla, y alimentado por aguas del río Guadalvarcar y las sobrantes del tramo anterior).

El canal principal del sector VII tiene en su trazado el accidente fundamental de la vaguada del arroyo de El Gato.

1. JUSTIFICACION DE LA SOLUCION ADOPTADA

Cabían varias soluciones para salvar la vaguada:

a) terraplén;

b) acueducto;

c) sifón.

Los grandes terraplenes (15 m en este caso) no parecían aconsejables, aparte de las medidas de precaución que había que adoptar en cuanto a desagües bajo el canal que hubiesen aumentado el coste del mismo.

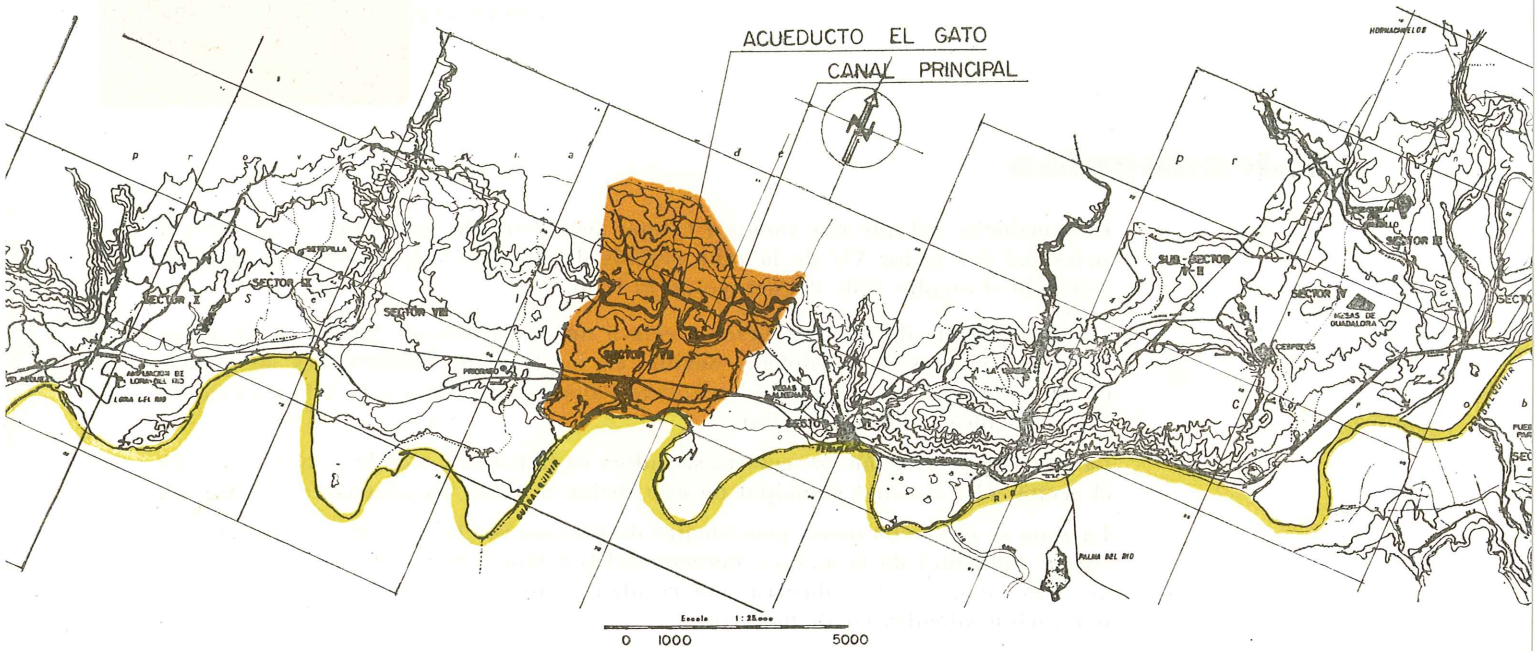


Fig. 1

De las dos soluciones restantes se eligió la de acueducto, por cuanto el coste del sifón oscilaba entre el 10 y 15 % por encima del correspondiente al acueducto.

La solución que se adoptó fue la clásica de cajeros resistentes con losa inferior de solera y tirantes entre las cabezas superiores.

Se llegó a la solución de hormigón pretensado, ya que aseguraba la impermeabilidad del conjunto y además representaba, en los tanteos hechos, una economía del 12 % respecto a los tipos clásicos de hormigón armado.

La luz adoptada ha sido de 20,50 m, aunque se estudió la posibilidad de aumentar la luz a salvar con cada vano, creyéndose oportuno fijarla en aquella cifra, debido a las limitaciones impuestas por el peso de los elementos que hay que prefabricar y montar.

2. CARACTERISTICAS DEL ACUEDUCTO

El acueducto tiene una longitud de 512,50 m (25 vanos de 20,50 m), completándose con

los dos acuerdos de entrada y salida del mismo de 13,00 m cada uno, que dan una longitud total de 538,50 metros.

El caudal que circula es de 6,6 m^3/s en una sección hidráulica rectangular de 2,60 m de anchura por 1,70 m de calado. La pendiente es de 0,0006.

2.1. Cimentación.

La cimentación de las pilas está formada por zapatas de hormigón en masa de 5,60 × × 4,00 m, recogiendo los dos pilares que constituyen cada pórtico de apoyo. La profun-

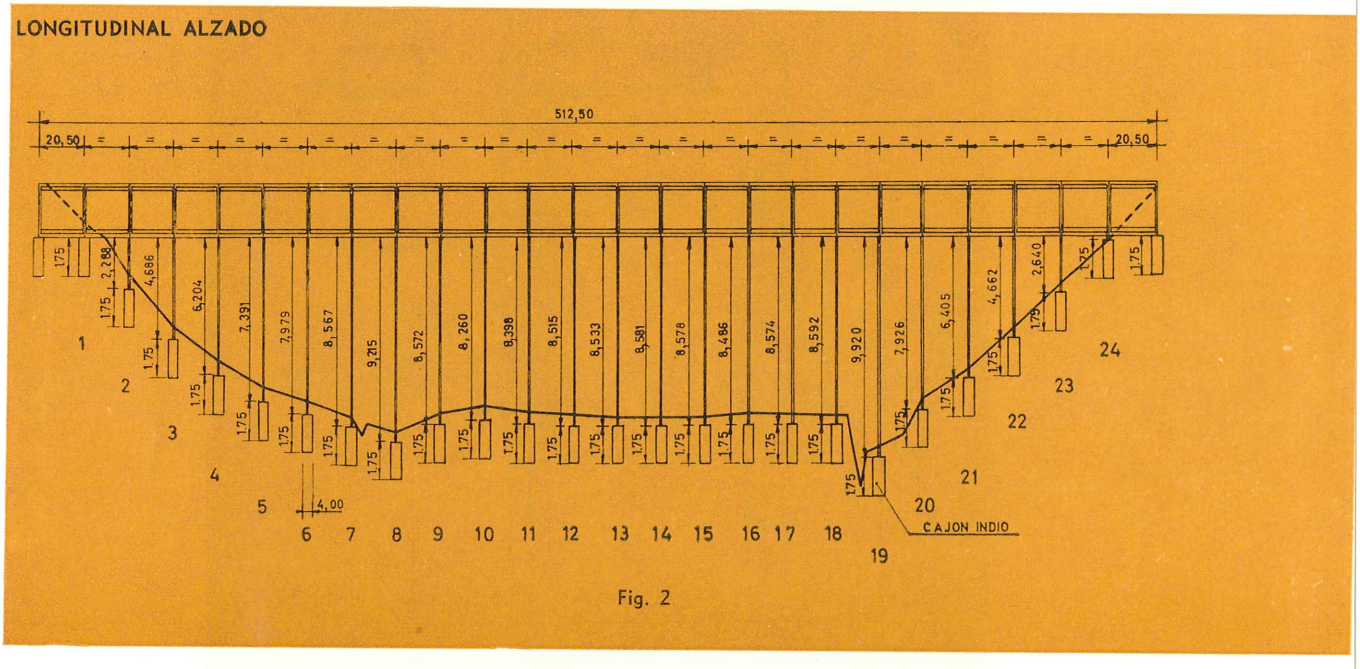


Fig. 2

didad de excavación es variable (dentro del orden de los 3,00 m), llegando en todos los casos a un terreno margoso de resistencia suficiente; sólo hubo problema especial en la zapata 19, que es la más próxima al arroyo, donde hubo que hacer la excavación con ayuda de un cajón indio.

2.2. Apoyos.

Cada apoyo está constituido por un pórtico de hormigón armado. Los pilares tienen una sección de 1,00 × 0,60 m y el dintel es de 1,00 × 0,60 metros.

La separación entre ejes de pilares es de 2,80 metros.

La distancia entre apoyos es, como dijimos, de 20,50 metros.

La altura máxima de los pórticos ocurre en el apoyo 19 con 9,92 metros.

Los tramos apoyan en los pórticos a través de cuatro placas de neopreno de 200 × × 250 × 1 (8 + 2).

2.3. Tramos.

Están constituidos por dos vigas-cajeros de hormigón armado pretensado sobre las que apoya la solera, también de hormigón armado pretensado; recogiendo las cabezas

superiores de las vigas hay unos montantes de hormigón armado. Las vigas-cajeros descansan en los apoyos a través de las placas de neopreno citadas.

Las vigas son en doble T, teniendo una longitud de 20,50 m, una altura de 2,50 m, un espesor de alma de 0,20 m y dos cabezas de 0,60 m de anchura por 0,20 m de espesor

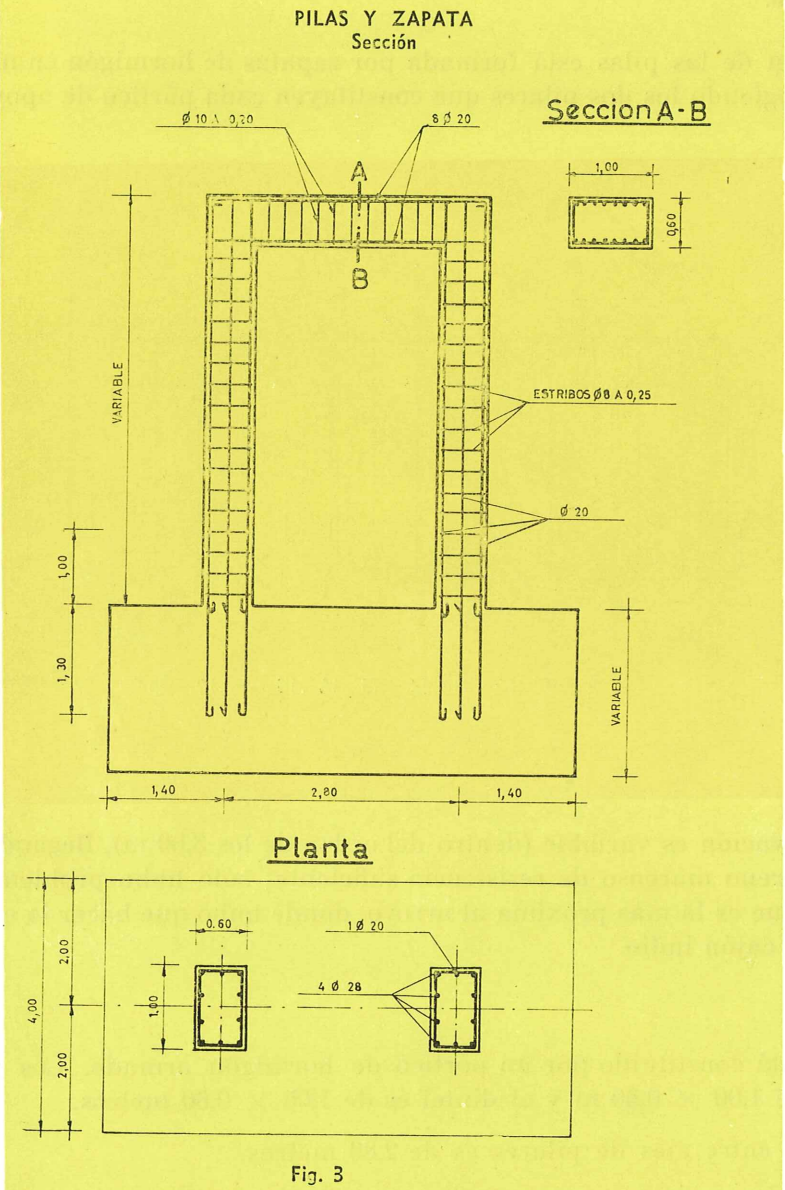


Fig. 3

acordadas con triángulos de 0,20 × 0,20 al alma de la viga, que va rigidizada en los cuatro puntos en que hay un montante en la cabeza superior de unión con su viga gemela.

La armadura de pretensado longitudinal de estas vigas está formada por cinco cables rectos de 12 ∅ 5 y cuatro cables de directriz parabólica también de 12 ∅ 5.

Las cargas son 2,412 t/m de peso propio + sobrecarga muerta y 2,21 t/m de sobrecarga de agua.

Las tensiones extremas resultantes con el pretensado indicado son de 38,9 kg/cm² de compresión máxima en la fibra superior de la viga en la sección central (con toda la sobrecarga) y de 2,9 kg/cm² de compresión mínima en este mismo punto (sin sobrecarga).

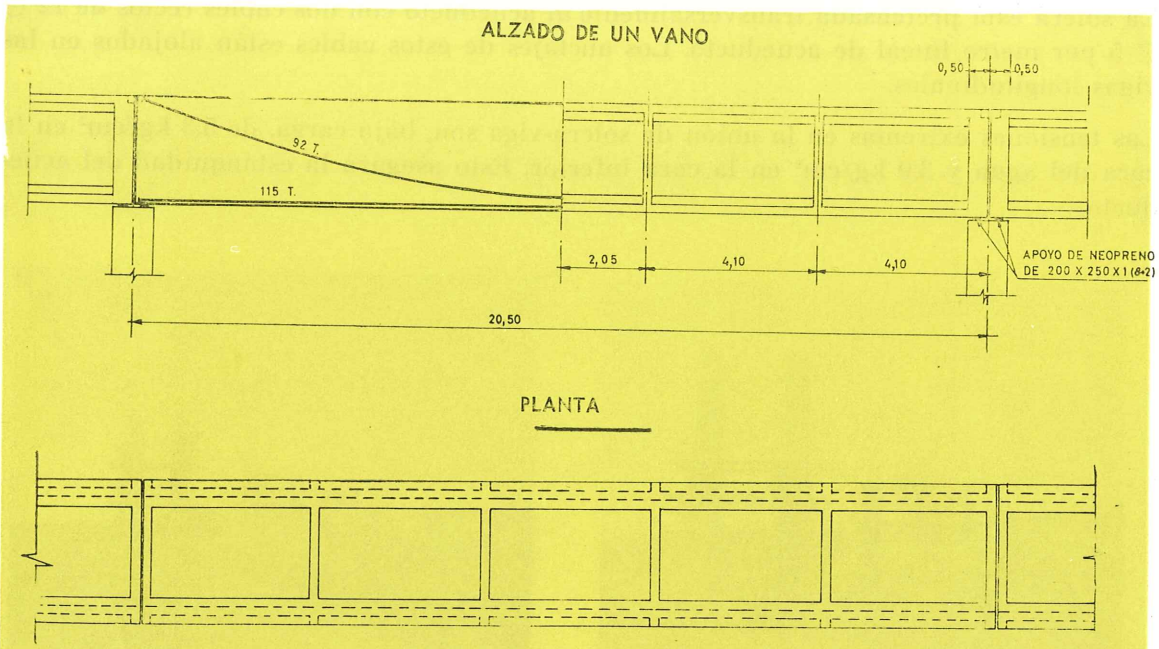


Fig. 4

SECCION TRANSVERSAL CAJERO Y SOLERA

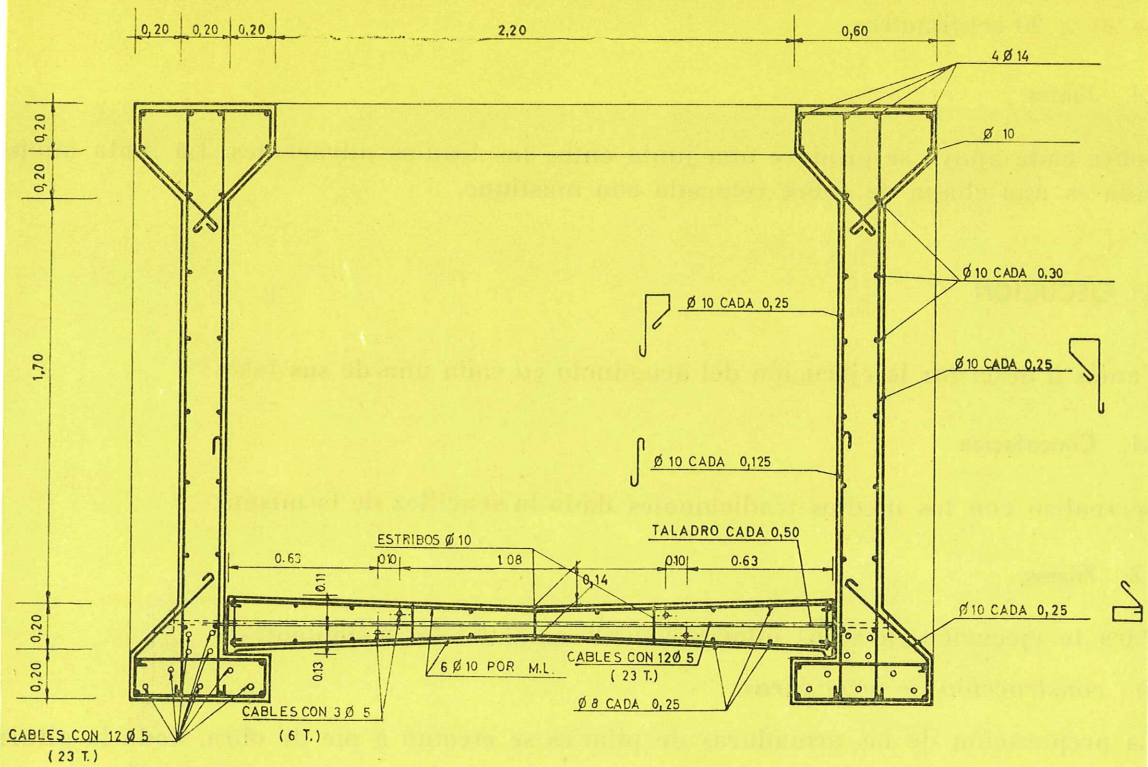


Fig. 5

Es evidente que la sección no está aprovechada y que podría haberse llegado a luces mayores; sin embargo, hay que hacer notar que ya con la luz adoptada cada viga pesa 38 t, que se puede considerar como límite para ser manejada con medios normales de obra.

La solera está pretensada transversalmente al acueducto con dos cables rectos de 12 ∅ ∅ 5 por metro lineal de acueducto. Los anclajes de estos cables están alojados en las vigas longitudinales.

Las tensiones extremas en la unión de solera-viga son, bajo carga, de 5,3 kg/cm² en la cara del agua y 3,9 kg/cm² en la cara inferior. Esto asegura la estanquidad del acueducto.

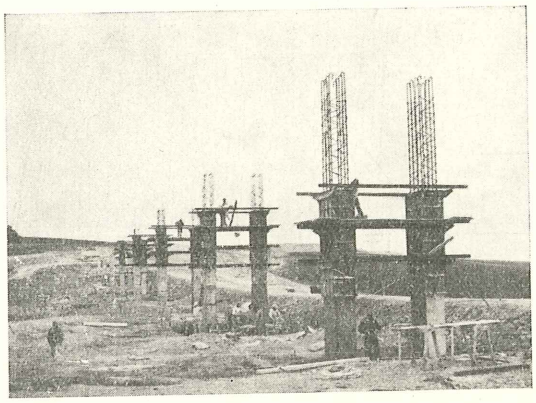


Fig. 6

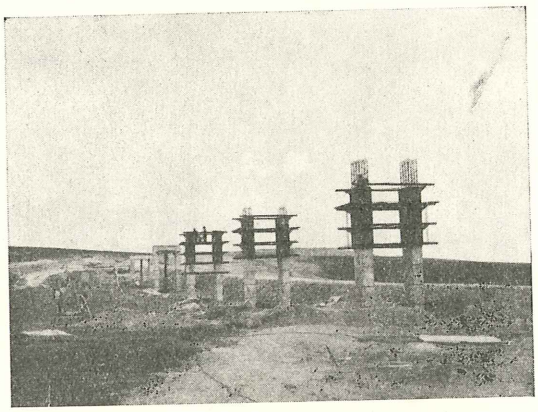


Fig. 7

Los montantes de arriostramiento de las cabezas de las vigas son de hormigón armado de 20 × 20 centímetros.

2.4. Juntas.

Sobre cada apoyo se produce una junta entre los tramos adyacentes. La junta adoptada es una chapa de cobre retacada con mástique.

3. EJECUCION

Vamos a describir la ejecución del acueducto en cada una de sus fases:

3.1. Cimentación.

Se realizó con los medios tradicionales dada la sencillez de la misma.

3.2. Pilares.

Para la ejecución de estos pilares consideramos las fases siguientes:

a) *construcción de armaduras.*

La preparación de las armaduras de pilares se efectuó a pie de obra, dada la altura

LANZAMIENTO

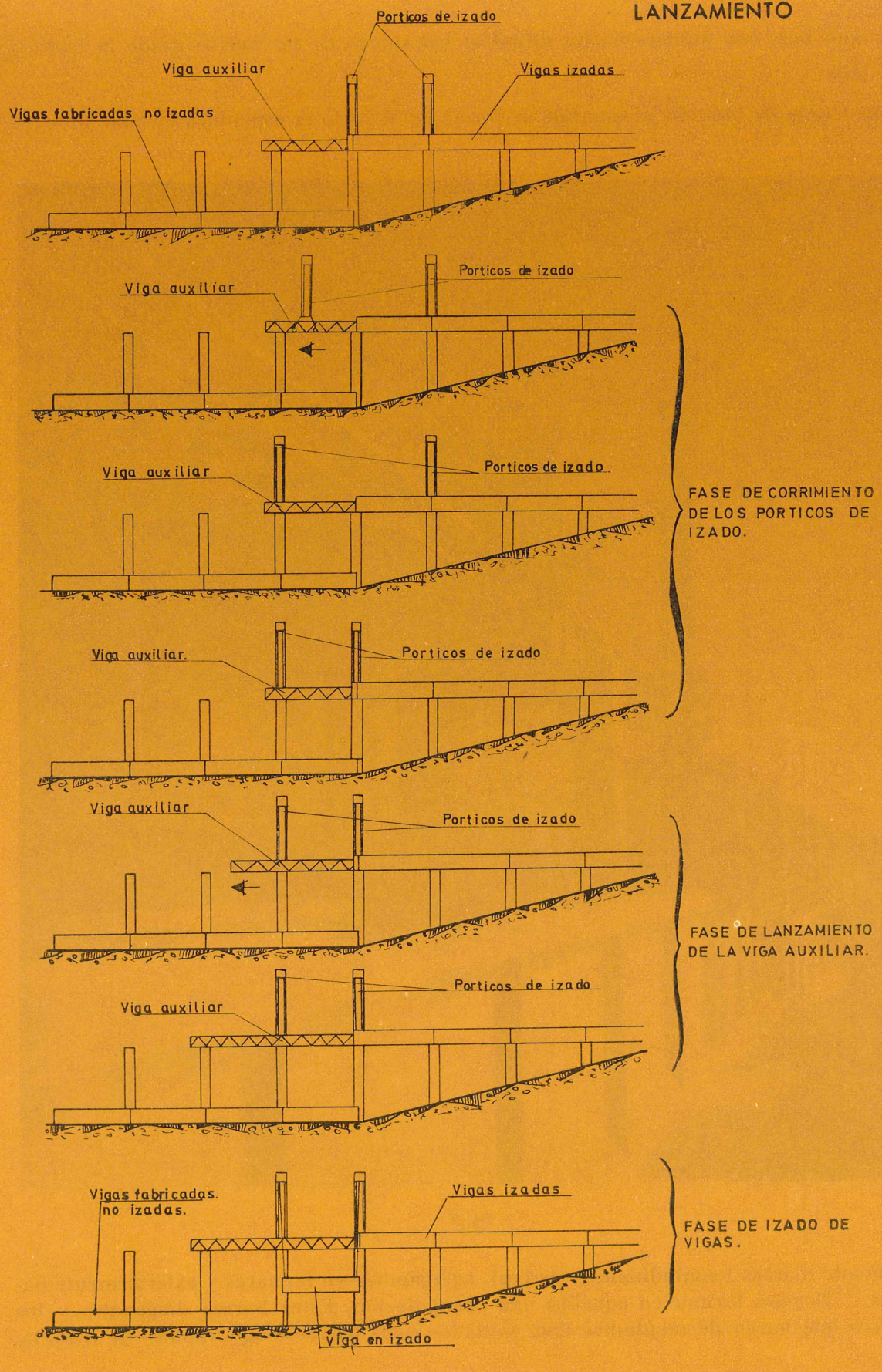


Fig. 8

de aquéllos, que hubiese hecho difícil el transporte de las barras desde la factoría al tajo.

Con objeto de facilitar el montaje se formó en el suelo la armadura de cada pilar to-

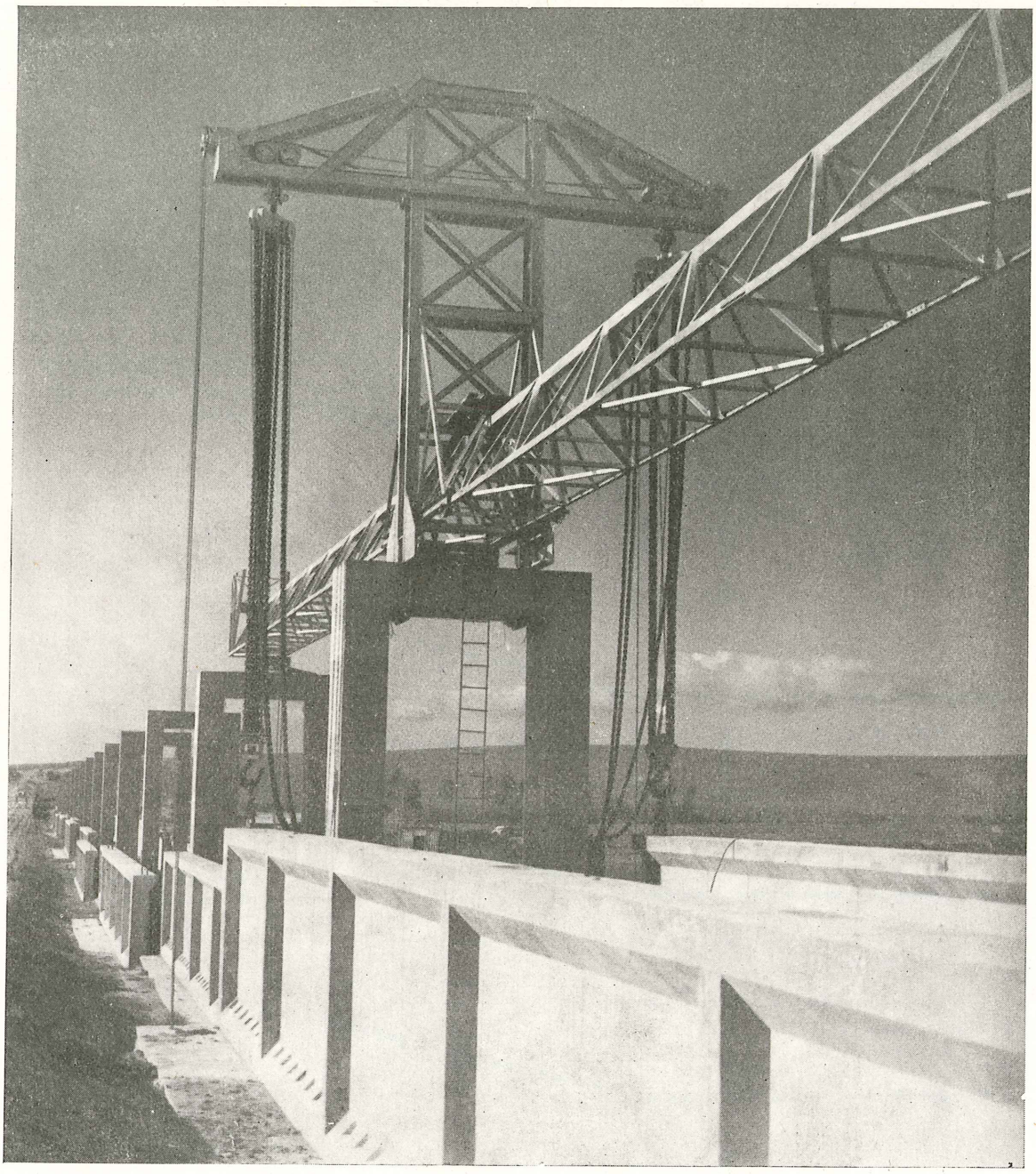


Fig. 9

talmente (barras longitudinales y cercos), agregándole en las caras y exteriormente barras ∅ 20 para formar en aquéllas una triangulación. Estas barras diagonales y los cercos que hacen de montantes iban soldados a las barras longitudinales de esquina.

b) *montaje de armaduras de pilares.*

Una vez preparado el conjunto de armaduras del pilar formando una pieza única, se trasladaba al emplazamiento para proceder al izado y colocación en su posición definitiva. Esta operación se realizó con la ayuda de un mástil de madera de 7,50 m de altura convenientemente venteado.

La armadura subía con vientos previstos en su extremo superior para llevarla, ayudándose de ellos, hasta su posición final.

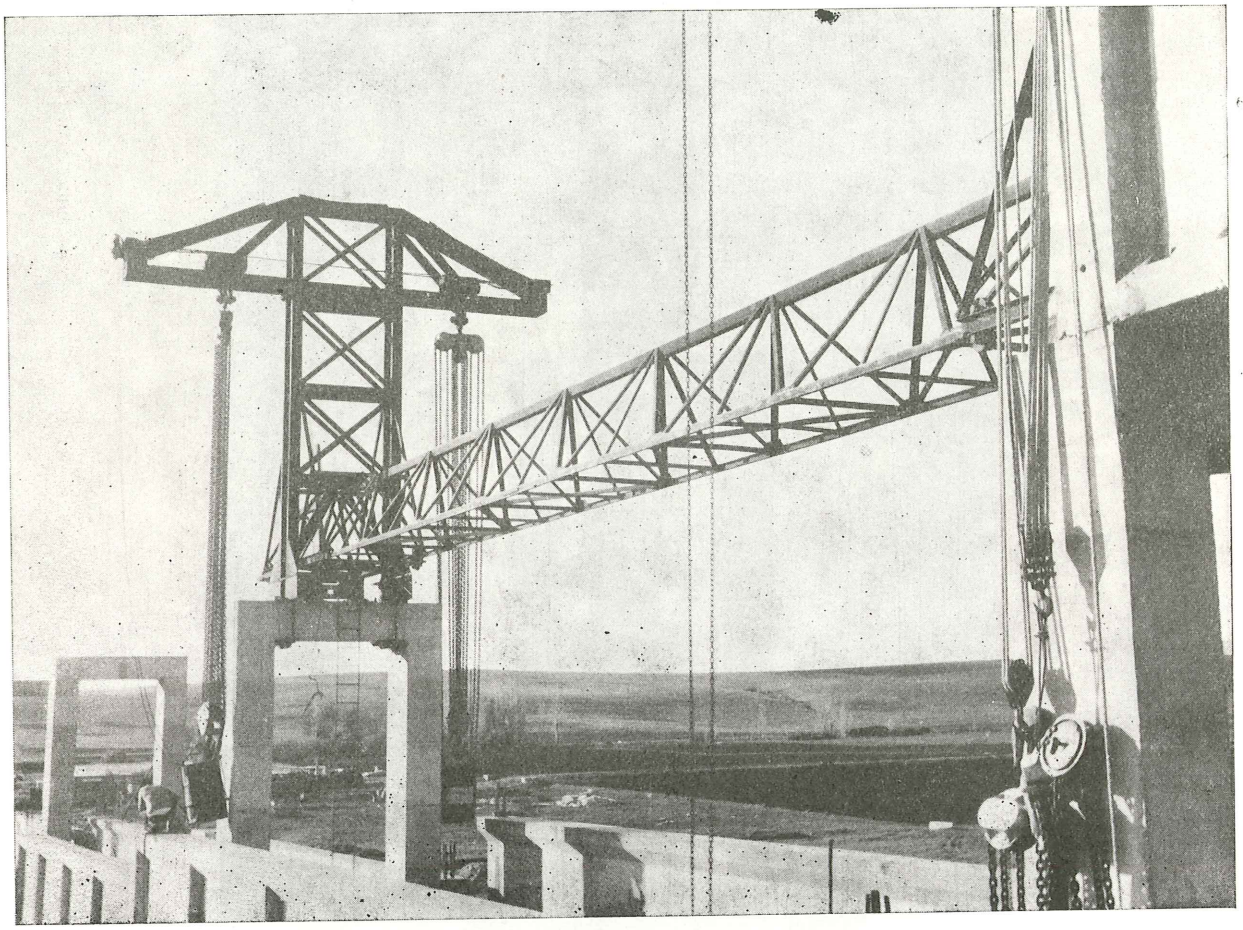


Fig. 10

Una vez colocada verticalmente la armadura en su emplazamiento definitivo se soldaban las barras longitudinalmente a los anclajes, previamente dispuestos en la cimentación. Los vientos de la armadura se mantenían durante el hormigonado de modo que no estorbaban a éste y se retiraban cuando quedaban 4,00 m de pilar por hormigonar. El mástil se retiraba al estar soldada la base de la armadura.

c) *ejecución del hormigonado.*

El equipo de encofrados y andamiajes estaba previsto para poder hormigonar diariamente en seis parejas de pilares, avanzando en cada una 1 m/día.

Se ha perseguido en el proyecto de encofrado y andamiaje fundamentalmente que el

obrero trabajase con la máxima seguridad, por lo que todas las operaciones de desencofrado y encofrado sucesivos se estudiaron previamente en todos sus detalles. El encofrado sirve a la vez de apoyo de las plataformas de trabajo, por lo que se prescindió de castilletes rodeando las parejas de pilares; sin embargo, las plataformas estudiadas envolvían totalmente ambos pilares. Todos los elementos se izaban a mano, a lo sumo por dos hombres, pues se procuró reducir el peso de cada pieza lo más posible.

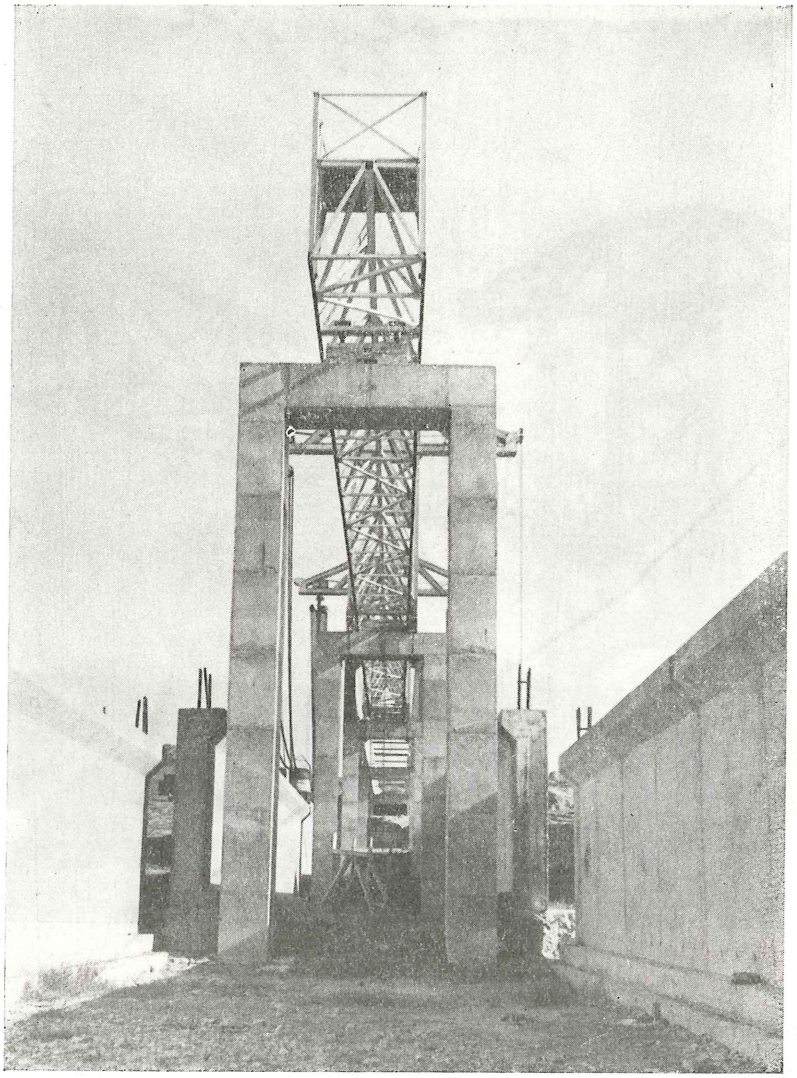


Fig. 11

3.3. Plan general de ejecución del cajero.

Las vigas pretensadas se construyen en el suelo, justamente bajo la posición definitiva, de modo que para colocarlas en ésta, sólo es necesario efectuar una elevación y un pequeño movimiento transversal al acueducto. Se ejecutan sobre una solera de

hormigón enlucido, prefabricando previamente las cabezas. El encofrado es metálico. Se lleva un control de probetas de cada viga, efectuándose el pretensado y la inyección de los cables longitudinales cuando la resistencia alcanzada por las probetas es al menos de 200 kg/cm^2. Posteriormente se realiza el izado.

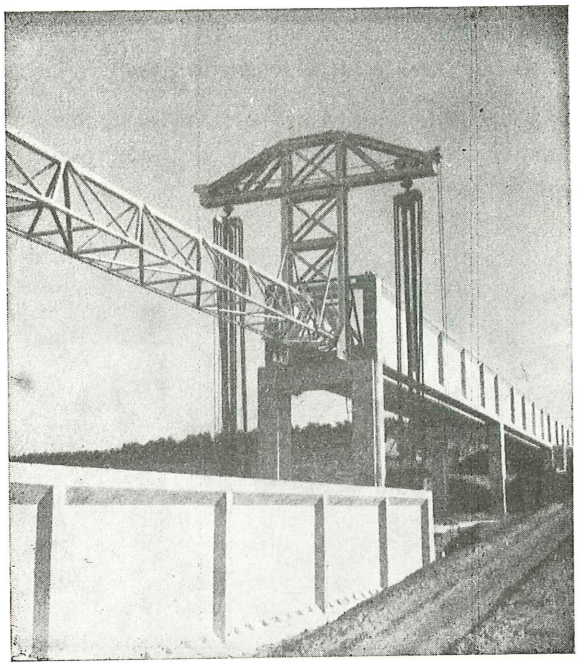


Fig. 12

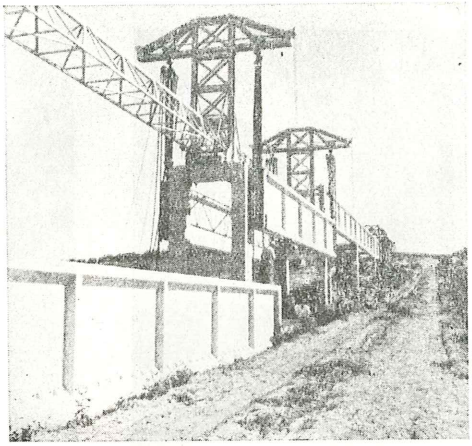


Fig. 13

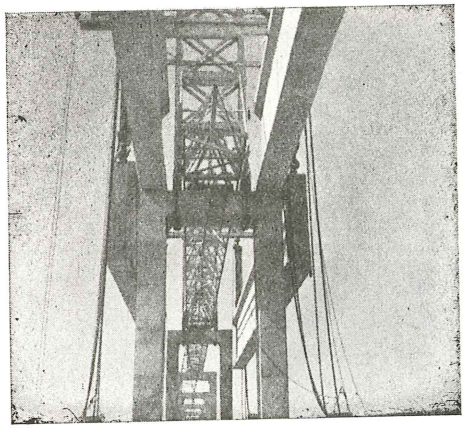


Fig. 14

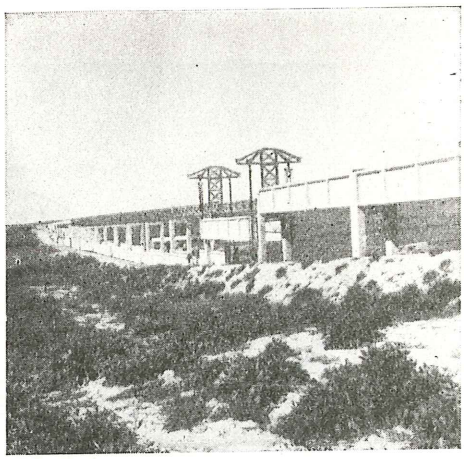


Fig. 15

Una vez colocadas en su posición definitiva las dos vigas que constituyen el cajero de un vano se procede a la colocación de la solera, también prefabricada en piezas de 0,50 m de longitud, recibidas con mortero y pretensadas longitudinalmente para dar una presión de 5 kg/cm^2 en las juntas.

El hormigonado de las riostras superiores se hace después del pretensado de la solera.

Analizamos seguidamente las distintas operaciones de construcción:

a) *fabricación de las cabezas.*

Se fabricaron con dos moldes metálicos que tienen simetría especular: uno para la cabeza izquierda y otro para la derecha de cada viga.

El hormigonado se hizo en la factoría central que la Empresa Constructora montó en Palma del Río, transportando y colocando la pieza en obra con un camión grúa.

En estas cabezas se alojan los conos de anclajes y las placas para arriostramiento previo de la viga y colocación posterior de las vigas riostra superiores. Se dejaron previstas horquillas de ∅ 30 para el izado posterior de las vigas.

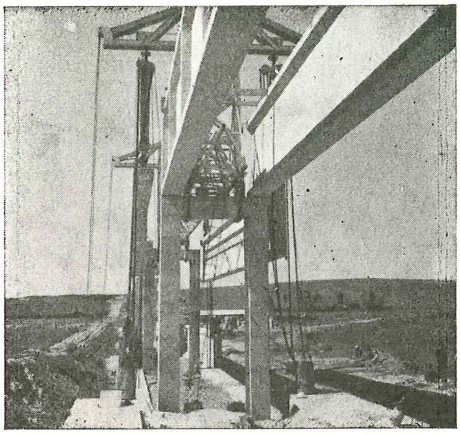


Fig. 16

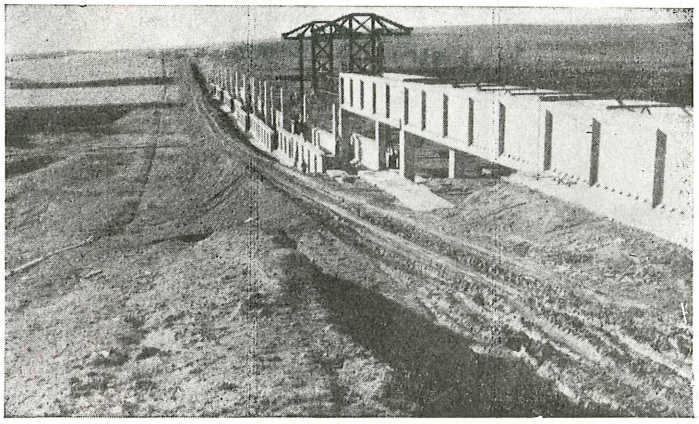


Fig. 17

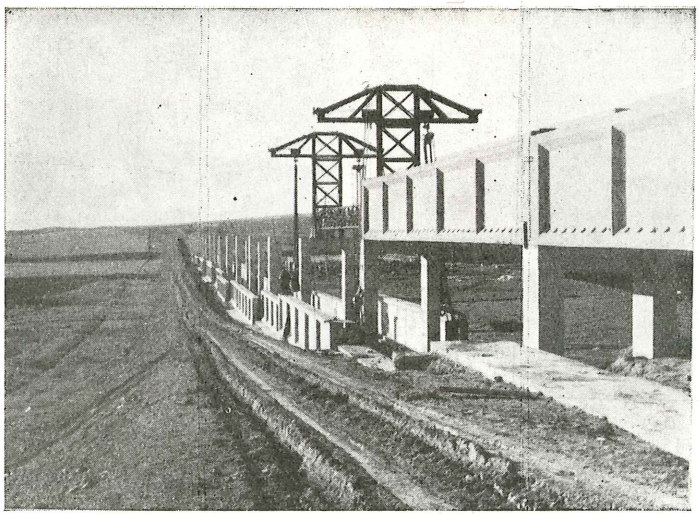


Fig. 18

b) *encofrado de vigas.*

El encofrado de las vigas es metálico y se compone de veinte paneles, yendo atornillados entre sí los adyacentes y referidos mediante pasadores los de ambas caras.

Los paneles extremos remontan 10 cm en la cabeza prefabricada. Los paneles son de chapa de 4 mm rigidizada con perfiles. Cada panel lleva varios alojamientos previstos para moldear los cajetines de los anclajes del pretensado transversal de solera. Sensiblemente estos cajetines van cada 0,50 m. En la viga hay que prever el agujero de ∅ 40 mm correspondiente. Aprovechamos estos puntos para disponer pasadores de unión entre las parejas de paneles exteriores e interiores y para situar allí los elementos rigidizadores principales.

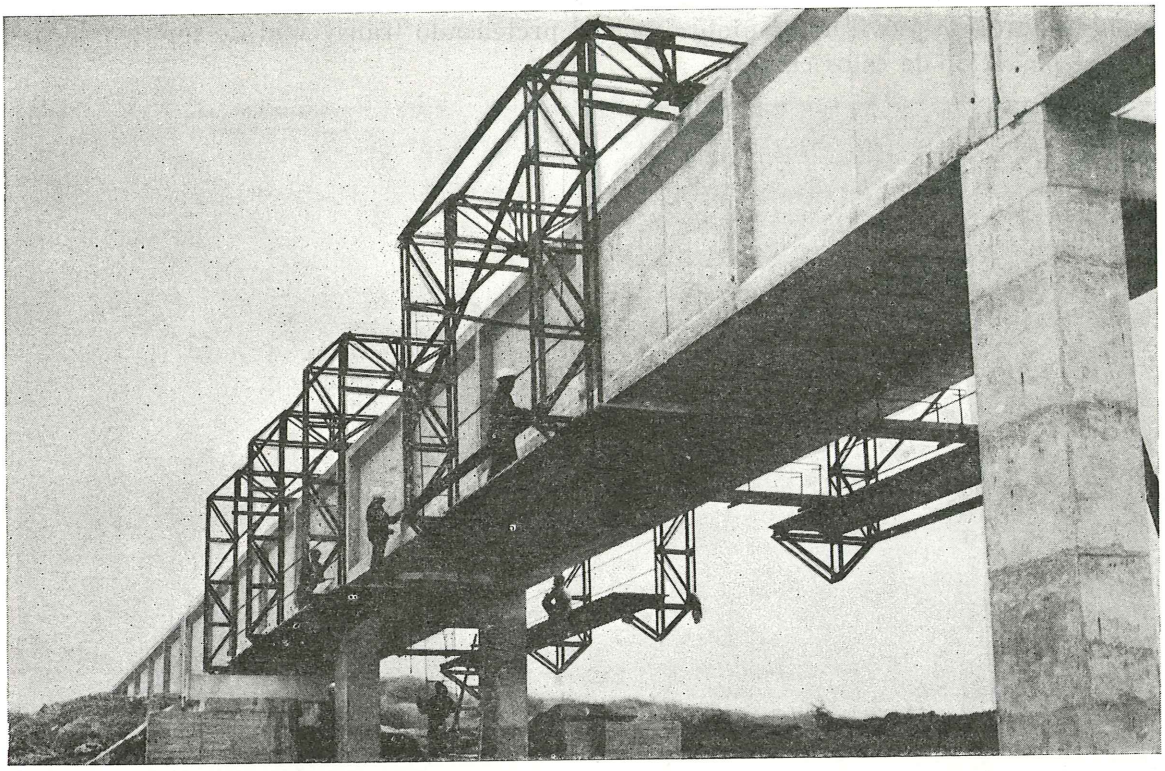


Fig. 19

c) *hormigonado de vigas.*

El hormigonado se hizo por los medios clásicos con la hormigonera a pie de viga y la puesta en obra, con una cinta transportadora auxiliar. El vibrado se realizó con vibradores de aguja de 40 mm y con vibradores de encofrado, simultáneamente.

El pretensado se hizo por el sistema Freyssinet suficientemente conocido, por lo que no nos detendremos en detalles sobre el mismo. Se dejaron chapas ancladas para el arriostramiento posterior de las vigas, después del montaje, mientras se hormigonan las riostras y la solera.

3.4. Izado de vigas.

Las vigas-cajeros se izan con diferenciales manuales colgados de unos carretones que pueden correr sobre un pórtico metálico colocado sobre las pilas del acueducto. Las dos vigas de cada tramo se levantan simultáneamente, y se desplazan transversalmente hasta su posición definitiva, también simultáneamente.

Para levantar las vigas de cada tramo hay que cambiar la posición de los dos pórticos, lo cual se realiza con una viga metálica de celosía auxiliar, de 46 m de longitud, que se lanza ganando cada vez un nuevo vano.

Una vez izada cada pareja de vigas se corren los pórticos metálicos a la posición siguiente rodando sobre la viga metálica auxiliar. Antes de cada izado se lanza previamente esta viga al tramo siguiente.

3.5. Solera.

Sobre las vigas ya montadas y arriostradas se cuelga un carro, que servirá para disponer la plataforma móvil de maniobra para el pretensado transversal de solera y la inyección posterior de estos cables.

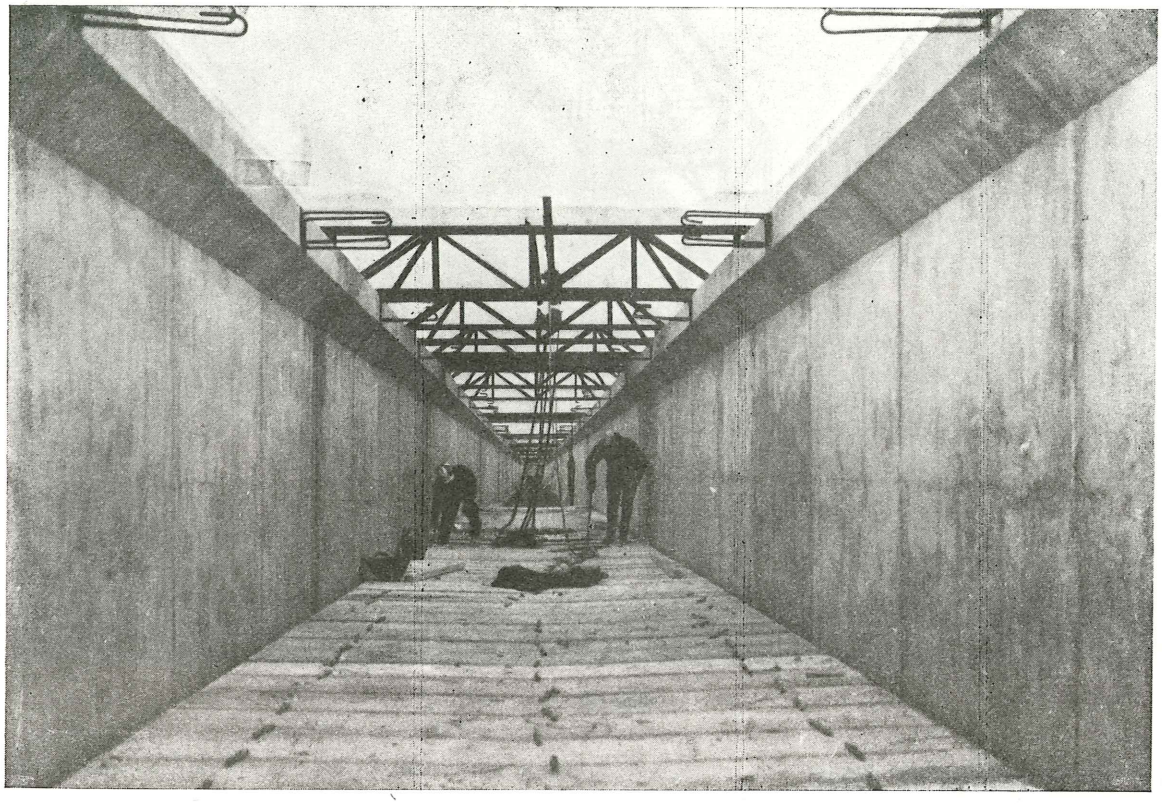


Fig. 20

La solera se fabrica en piezas de 2,60 × 0,50 m en la factoría principal y se transportan a obra colocándolas en su posición definitiva con un diferencial manual. Cada pieza, al colocarla, se recibe con un mortero que tiene en su composición un hidrófugo y se colocan simultáneamente los cables de pretensado longitudinal y transversal de la solera.

Desde la plataforma móvil exterior al acueducto se realiza el pretensado transversal y la inyección de los cables.

Esta plataforma va avanzando a lo largo del acueducto, llevando un desfasaje de unos tres vanos con relación al equipo de izado.

4. RESUMEN

Este acueducto se halla en construcción todavía, estando acabada ya la fabricación de las vigas y en marcha el izado de éstas y la colocación y pretensado de la solera. La obra depende de la Segunda Sección de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir. La Empresa constructora es Dragados y Construcciones, S. A.

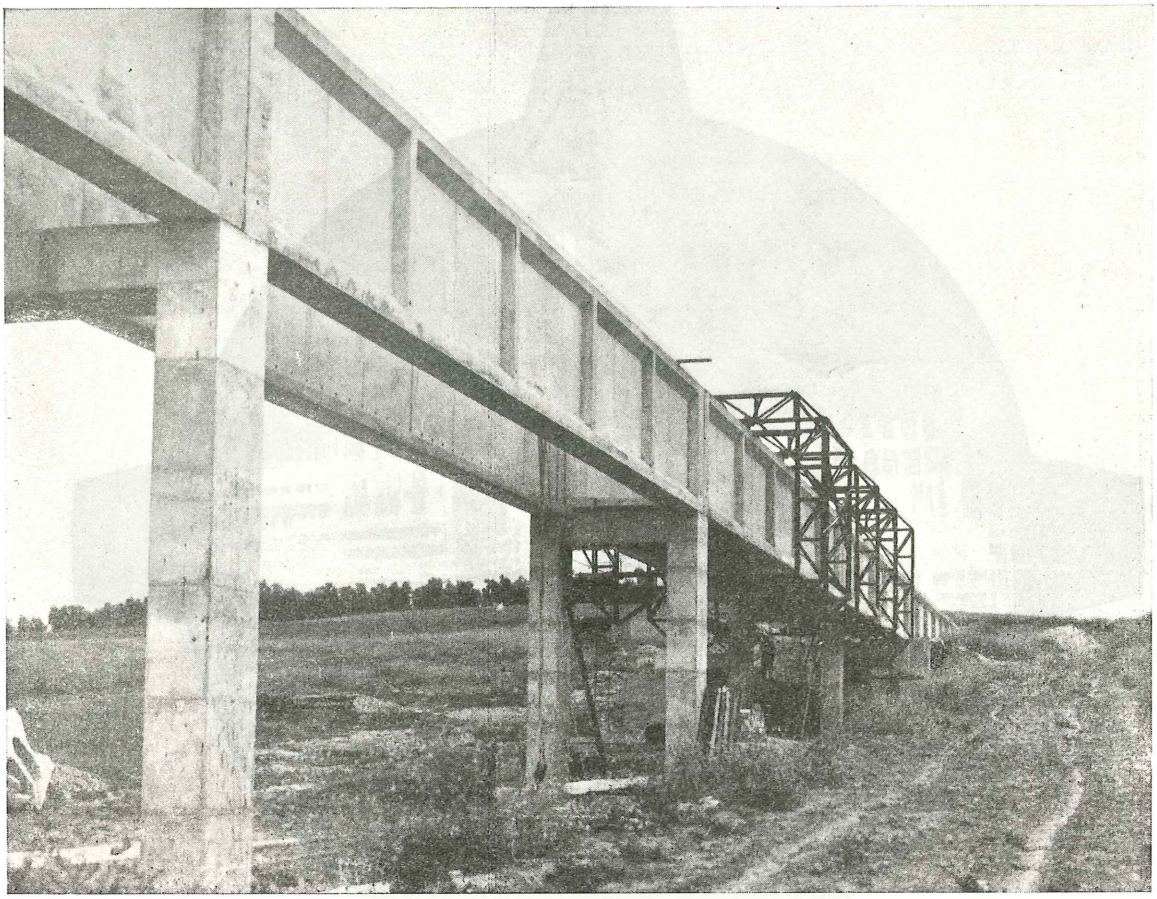


Fig. 21

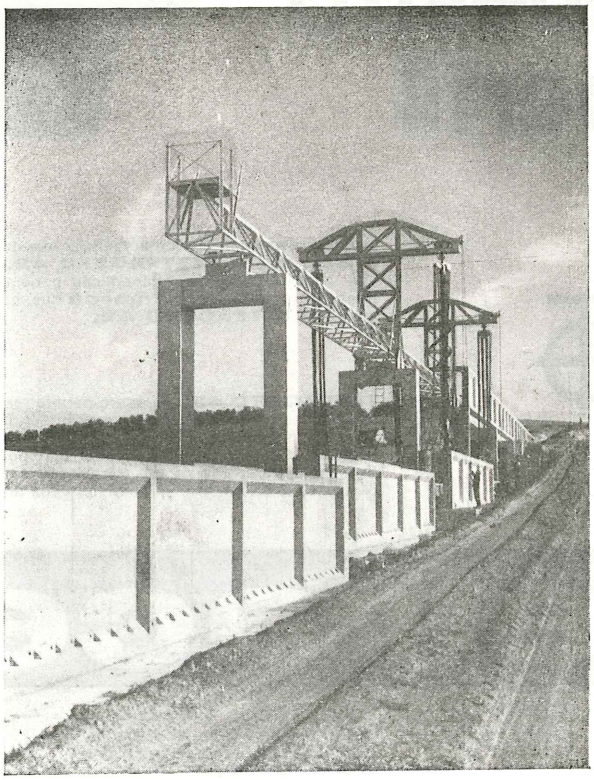


Fig. 22



nuestro perfil

Una forma geométrica que llamamos nuestra, porque responde a un **perfil** original creado para **TETRACERO 42.**
Las ventajas técnicas, económicas y de seguridad derivadas de este perfil, vienen garantizadas por la **marca** que, cada 80 cm., aparece en todas las barras de **TETRACERO 42.**

TETRACERO 42, es acero de alta resistencia -para el armado de estructuras de hormigón- retorcido y estirado en frío, con un **perfil especial** que le presta mayores índices de resistencia y adherencia. Todas estas características técnicas suponen un ahorro en peso del 43% y económico del 24%. Se suministra en **barras rectas,** en once diámetros diferentes, desde 6 m.m. ∅ a 22,5 m.m. ∅. También puede servirse en horquillas o madejas.



tetracero 42

Solicite información más amplia o plantee su problema concreto a nuestro Departamento Técnico. Sección. 14
TETRACERO, S. A. Ayala, 5. Teléfonos: 276 37 02-03-04. MADRID-1.

resumen general de las ponencias presentadas: conclusiones

JOSE A. TORROJA, Dr. Ingeniero de Caminos

Vicepresidente de la A. E. H. P. y Ponente General de la V Asamblea Nacional

Me corresponde a mí ahora, como Ponente General de esta V Asamblea Nacional de la A. E. H. P., exponer un resumen de las conclusiones de tipo técnico que de ella se derivan. Es ésta una tarea siempre difícil, y más en este caso, por la importancia de las comunicaciones presentadas, y que trataré de resumir brevemente para no cansar su atención, tan puesta a prueba en estos cuatro días.

Antes de empezar, quisiera pedir perdón a todos los ponentes por nuestra siempre ingrata labor de aviso de "quedan cinco minutos" y de que "por favor, se le ha terminado su tiempo". Baste, como castigo aplicado por esta actitud, el hecho de que yo mismo fuese el primero en ser amonestado por rebasar el tiempo que me había sido concedido para mi intervención en la primera Sesión.

Entrando en la materia que nos ocupa, voy a dividir mi corta exposición en los mismos temas en que se ha clasificado la Asamblea.

En el primer tema, sistemas de pretensado, hemos escuchado comunicaciones correspondientes a los sistemas Barredo, BBRV, CCL, Freyssinet y Stressblock. De todo ello pueden extraerse las siguientes conclusiones:

— Se constata una tendencia al aumento de la potencia de los anclajes, llamando "anclaje", de acuerdo con lo expuesto por Barredo, a la totalidad de las armaduras que pasan por cada conducto. Es interesante que esta tendencia no se dé solamente en sistemas de origen extranjero, donde unas economías de características diferentes a la nuestra y unas presiones, en cuanto al campo de utilización del pretensado, también particulares, pueden haber originado esta evolución. La exposición del camino por el que se está desarrollando el sistema Barredo, con la aplicación de los cables trenzados, para aumentar su potencia, indica que esta tendencia es universal.

— Por otra parte se destaca una tendencia a la automatización de las operaciones de puesta en carga de las armaduras, con objeto de reducir el coste de la mano de obra. Hemos visto equipos de tesado automáticos.

— Una tercera conclusión se refiere a la constatación de una gran expansión en el campo de aplicación de la técnica del pretensado, no del hormigón pretensado en sí, sino de la técnica general del pretensado, o de aplicación de

tensiones previas independientes de las cargas exteriores. Un ejemplo de esta aplicación corresponde a los anclajes en roca, donde lo que se intenta es, en unos casos, sujetar elementos de roca a zonas más profundas, y en otros, crear puntos de amarre indeformables. La indeformabilidad de estos puntos de amarre se consigue en estos casos mediante la puesta en carga previa del elemento resistente a tracción, tesándolo contra la propia superficie de la roca.

— Por otra parte, el Sr. Barredo nos ha hablado de estructuras metálicas pretensadas, que representan otro nuevo campo de utilización de esta técnica. En general, creo que las posibilidades que ofrece la técnica del pretensado son tan interesantes que en el futuro asistiremos a una gran expansión de la misma.

Y pasamos al segundo tema, maquinaria utilizada en la fabricación de elementos pretensados.

En este tema, aparte de la documentada exposición del Sr. Galán, se han presentado comunicaciones por los Sres. Barredo, Yus, Cuadrado, Tribis-Arrospe y Simón Serra.

Hemos podido constatar una clarísima tendencia a la mecanización de todas las operaciones que lleva consigo la fabricación de elementos prefabricados pretensados, habiendo comprobado hasta qué punto la industria nacional está actualmente preparada para proporcionar la maquinaria necesaria para estas fábricas.

Es interesante, por otra parte, comprobar también hasta qué punto la introducción del hormigón pretensado ha impuesto nuevas condiciones a los constructores. Un claro ejemplo de ello lo constituye la gran profusión de elementos prefabricados cuya utilización ha permitido el pretensado, elementos prefabricados que requieren ser transportados hasta su emplazamiento definitivo. El impulso dado por el pretensado a este tipo de construcción es tan grande, que los constructores han encontrado conveniente, o hasta necesario, realizar inversiones, a veces cuantiosas, con objeto de equiparse con los medios necesarios para el transporte y colocación de elementos prefabricados de gran peso. Un claro exponente de ello lo constituye el ingenioso sistema de lanzamiento de vigas que Barredo nos ha mostrado a lo largo de esta Asamblea.

El tercer tema corresponde a materiales utilizados en las construcciones pretensadas.

Como cabía esperar, las comunicaciones y discusiones se han centrado más en el tema "aceros especiales para su utilización como armaduras tesas", habiendo servido la documentada exposición del Sr. Ramírez como marco donde se han encajado las demás comunicaciones que han estado a cargo de los Sres. Angulo y Jiménez Atienza.

Quizá la conclusión más importante que se pueda deducir de esta sesión, en cuanto a Asamblea Nacional, Española, del Hormigón Pretensado, esté en la alta calidad conseguida por nuestros industriales en la fabricación del cemento y del acero para pretensado. En este último campo, y en particular, el de los aceros nacionales para pretensado, no hace todavía muchos años, constituía ya un problema el llegar a los 150 kg/mm^2 de carga de rotura garantizada en un alambre $\varnothing$ 5; y no hablemos de la relajación, cuyos valores eran prácticamente desconocidos. Aquí, sin embargo, se nos ha hablado de cargas de rotura en alambres $\varnothing$ 7 de hasta 170 kg/mm^2, y más en otros diámetros más pequeños; de procesos de eliminación de tensiones residuales; de pérdidas por relajamiento del orden del 5 por 100, etc.; datos todos ellos que revelan una

verdadera inquietud y afán de superación que, indudablemente, ha de verse recompensado por el éxito, como ha quedado patente en esta Asamblea.

Muy interesante la disertación del Sr. Angulo sobre un material, el neopreno, que no tiene, en principio, relación alguna con el hormigón pretensado, pero que, como he comentado antes para otro tema, ha visto su desarrollo enormemente incrementado por la utilización de esta técnica.

El cuarto tema, correspondiente a prefabricación de elementos pretensados, tanto en hormigón como en cerámica, cobró la importancia que tiene en la exposición de don Patricio Palomar. Las comunicaciones estuvieron a cargo de los Sres. Barredo, Carril, Castro, Villacañas, Martí Butsems, De la Torre y Yus.

Se ha comprobado que, ya sea en dovelas o en elementos completos, seguramente es la prefabricación la solución del futuro para las obras. Con elementos de pequeñas dimensiones, esta solución ya se ha venido utilizando desde hace años pero, según hemos visto, ahora se extiende también al campo de los grandes elementos.

Ha quedado, asimismo, claramente demostrada la importancia de la prefabricación por dovelas. Hubo una época en que parecía que este tipo de estructuras iba a abandonarse como consecuencia de la complicación que suponía la construcción de las juntas, de los problemas a que ello daba lugar y de la mayor cantidad de mano de obra exigida. Sin embargo, el auge de estas construcciones se mantiene, como hemos visto en los numerosos ejemplos que han sido expuestos, algunos a base de dovelas de enorme tamaño.

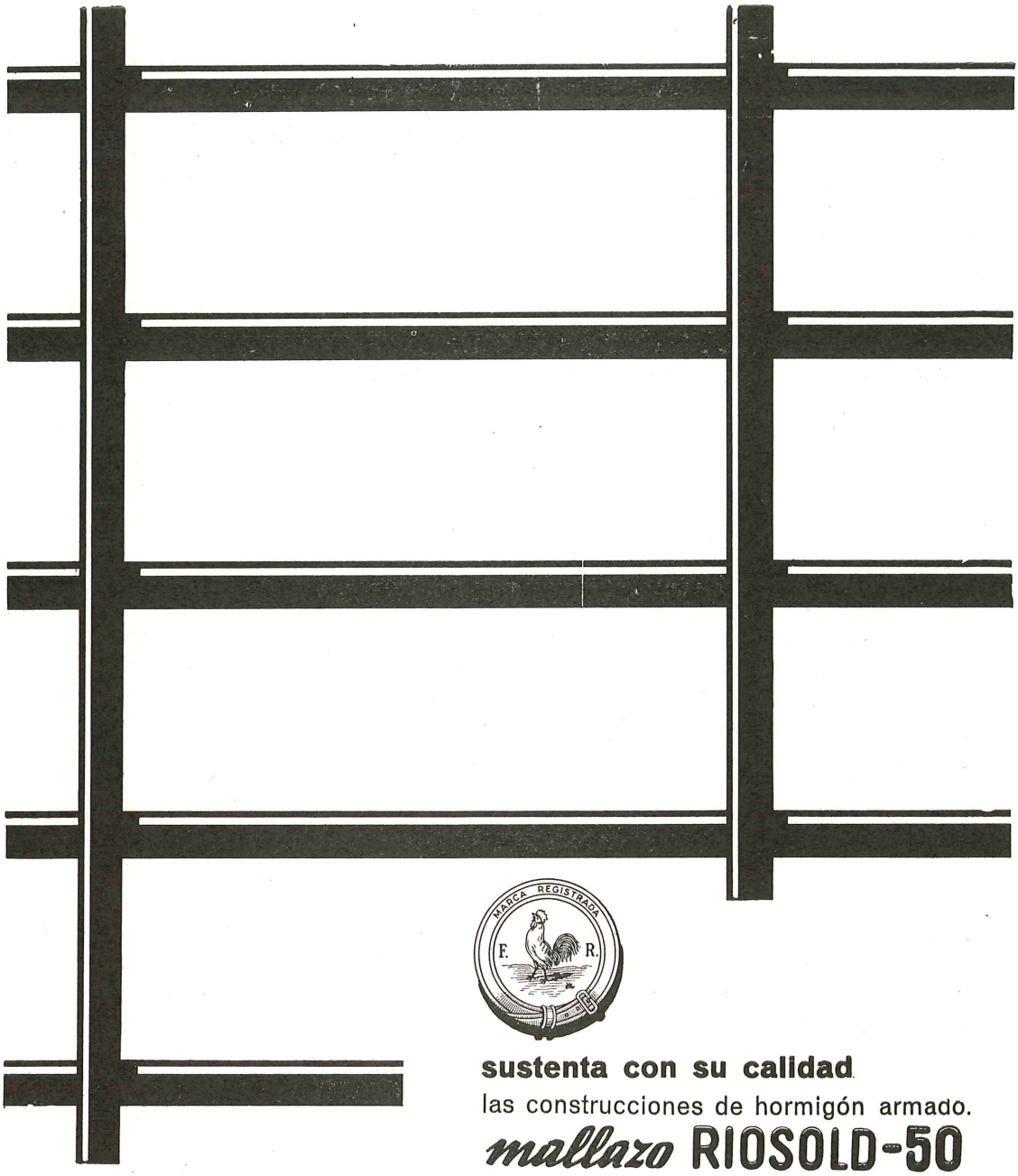
Sentí no poder asistir a la segunda parte de este tema, pues tuve que hacer una escapada a Madrid, pero creo que la exposición del Sr. Cassinello mostró las enormes posibilidades de la cerámica pretensada, material de tanta tradición en nuestro país.

Al mismo tiempo, las últimas intervenciones correspondientes a este tema mostraron el alto interés existente en la industria de los prefabricados por mejorar y garantizar la calidad de sus productos, lo que demuestra una gran madurez en el ramo industrial correspondiente.

Y finalmente, la Asamblea se ha cerrado con la exposición de obras realizadas, sintetizadas de forma completísima para el tiempo disponible, por D. Carlos Fernández Casado. Han mostrado sus obras los Sres. Kingsbury, Salaberri, Angulo, Barredo, Cudós, Cuvillo y Romero, dando una clara muestra del gran desarrollo experimentado por la construcción pretensada en España.

Especial interés han tenido: la exposición del Sr. Despeyroux, sobre el comportamiento de las estructuras pretensadas frente a los fenómenos sísmicos, que parece augurar un nuevo campo donde la utilización del pretensado está altamente recomendada; y la de D. Domingo Escudero, relacionada con la aplicación del cálculo electrónico al proyecto de estructuras de hormigón pretensado. Este moderno sistema de cálculo ofrece amplias perspectivas y grandes facilidades para el afinado dimensionamiento de cualquier tipo de estructura por complicada que sea.

Y nada más que desear que este brillante porvenir que en esta Asamblea ha quedado patente para el hormigón pretensado en España, se vaya incrementando a pasos agigantados.



sustenta con su calidad
las construcciones de hormigón armado.

mallazo RIOSOLD-50

mallas electrosoldadas
en alambre de acero
de alta resistencia
Aventaja en calidad y rapidez
a los otros sistemas para armar
hormigón en superficies
reduciendo el coste.
55 % de economía de acero
90 % de ahorro en colocación
PARA OBRAS DE HORMIGON
ARMADO EN GENERAL Y EN TODAS
SUS APLICACIONES

RIVIERE
SOCIEDAD ANONIMA

BARCELONA - MADRID - PAMPLONA

Productor nacional desde 1837

Firmas representadas en la exposición que, durante la celebración de la Asamblea, permaneció abierta en los locales adyacentes a la sala de reuniones.

Aceros del Llodio, S. A. — Llodio (Vizcaya)

Agustín Yus — Madrid

Centro de Trabajos Técnicos, sistema C. C. L. de pretensado — Barcelona

Construcciones Preten, S. A. — Barcelona

Costain Española, S. A.; sistema Stress Block de pretensado — Madrid

Elaborados Metálicos, S. A. (EMESA) — La Coruña

Hormigón Pretensado, S. A. E.; sistema B.B.R.V. de pretensado — Barcelona

Industrias del Cemento, Viguetas Castilla, S. A. — Bilbao

Laboratorio de Ensayos e Investigación Industrial "Leandro José de Torróntegui Ibarra" — Bilbao

Librería Villar — Bilbao

Nueva Montaña Quijano, S. A. — Santander

Postensa — Productos Pretensados, S. A. — Bilbao

Procedimientos Barredo; sistema Barredo de pretensado — Madrid

Proyectos de Ingeniería Civil; sistemas Freyssinet de pretensado — Bilbao

Sociedad Anónima Echevarría — Bilbao

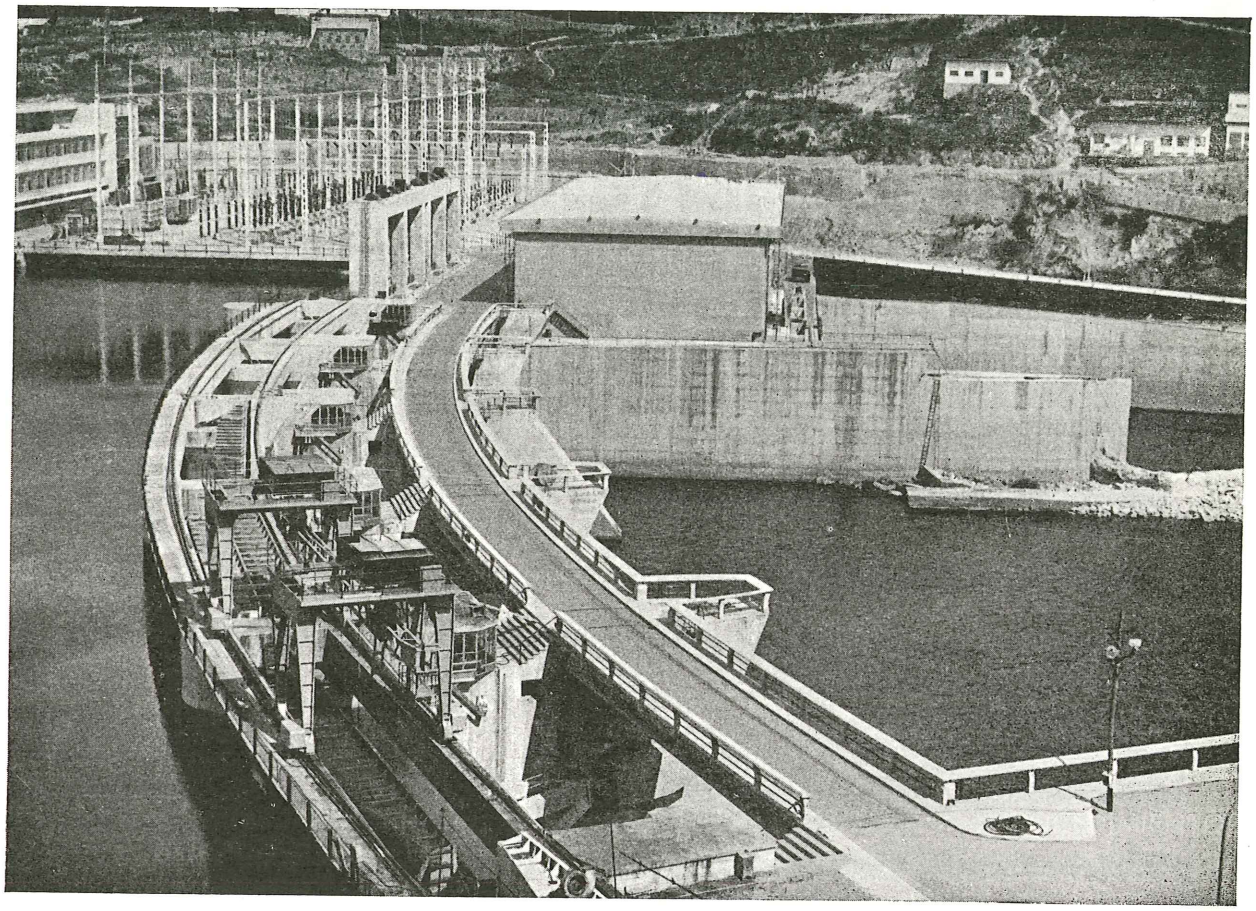
Sociedad Franco Española de Alambres, Cables y Transportes Aéreos, S. A. — Bilbao

estudios y proyectos
suministros de anclajes
trabajos de tensión e inyección
vigas de lanzamiento
hormigonado en avance
placas de apoyo en neopreno
gatos planos, etc.

PROCEDIMIENTOS

Freyssinet

DE HORMIGON PRETENSADO



Cubierta y coronación de la presa del Salto de Velle en Orense
Constructor: Dragados y Construcciones, S. A.

STUP

SOCIÉTÉ TECHNIQUE POUR L'UTILISATION DE LA PRÉCONTRAINTE. - PARIS

AGENTES GENERALES PARA ESPAÑA

PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL, S. A.

INGENIEROS CONSULTORES

ERCILLA, 22 - TEL. 239797 - BILBAO

OFICINAS EN MADRID: Cea Bermúdez, 14 - 3.° Dto. 3 - Teléfono 253 49 01

nota de la Asociación Española del 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 pretensado.

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

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

Publicaciones enviadas por el "Groupement Belge de la Précontrainte"

1. La pérdida de resistencia debida a la curvatura de los cables de pretensado. J. RATHE. *Boletín,* núm. 25.
2. El puente colgante de Hamburgo con tablero de hormigón pretensado. D. VANDEPITTE. *Boletín,* núm. 26. ,
3. Puentes de hormigón pretensado sobre las autopistas francesas. A. BONJET. *Boletín,* núm. 27.
4. Las pilas, de hormigón pretensado, de los reactores nucleares EDF3 y EDF4. J. COURBON. *Boletín,* núm. 30.

Publicaciones enviadas por el "Prestress Concrete Institute", de Estados Unidos

Revista *PCI* tems, vol. 11, núm. 9, septiembre 1965:

5. Evolución de las juntas entre elementos de hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 11, núm. 10, octubre 1965:

6. Arquitectura que persuade. Edificios de hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 11, núm. 11, noviembre 1965:

7. Aparcamientos para automóviles, en hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 11, núm. 12, diciembre 1965:

8. Iglesias y capillas en hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 1, enero 1966:

9. Chalets en hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 2, febrero 1966:

10. Aparcamientos en hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 3, marzo 1966:

11. Bloques de casas, prefabricadas, en hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 4, abril 1966:

12. Avances de la prefabricación en hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 5, mayo 1966:

13. Colegios en hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 6, junio 1966:

14. Apartamentos en hormigón pretensado.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 7, julio 1966:

15. Estructuras de hormigón pretensado para edificios de varios pisos.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 8, agosto 1966:

16. 16 obras de hormigón pretensado seleccionadas en los E.E.U.U.

Revista *PCI* tems, vol. 12, núm. 9, septiembre 1966:

17. Edificaciones bancarias en hormigón pretensado.

Revista *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* vol. 10, núm. 5, octubre 1965:

18. Pilas, en hormigón pretensado, para un reactor nuclear. A. J. HARRIS y A. HOUGHTON.
19. Fabricación y ensayos de vigas curvas de hormigón pretensado. J. WARWARUK.
20. Método directo para el cálculo de secciones mixtas de hormigón pretensado. YU-LIN-WANG.
21. Estudio de la deformación en las vigas de hormigón pretensado. J. R. GROVER.

Revista *Journal of the PCI,* vol. 10, núm. 6, diciembre 1965:

22. Recubrimiento con mangos de plástico de los cables de pretensado, para evitar la adherencia con el hormigón en la fabricación de vigas. P. H. KAAR y D. D. MAGURA.
23. El puente Sebastián Inlet, de hormigón pretensado, en Florida. W. E. DEAN.
24. Estudio de la fisuración y deformación de los elementos de hormigón pretensado sometidos a cargas permanentes y de fatiga. P. W. ABELES.
25. Estudio de la resistencia al fuego de las vigas de hormigón, de sección en T invertida, con armaduras pretesas y postesas. R. S. TANSLEY.

Revista *Journal of the PCI,* vol. 11, núm. 1, febrero 1966:

26. Esfuerzos de fatiga en las armaduras de pretensado. R. F. WARNER y C. L. HULSBOS.
27. Ecuaciones de los momentos en el empotramiento de las vigas continuas de hormigón pretensado. P. M. FERGUSON.

Revista *Journal of the PCI,* vol. 11, núm. 2, abril 1966:

28. Vida probable de una viga de hormigón pretensado sometida a esfuerzos de fatiga. C. L. HULSBOS.
29. Cálculo y construcción del puente colgante de Hudson-Hope, con tablero de hormigón pretensado. J. DUDRA.

Revista *Journal of the PCI,* vol. 11, núm. 3, junio 1966:

30. Principios de cálculo de estructuras de hormigón pretensado antisísmicas. PCI Seismic committee.
31. Normas para el cálculo de pasos superiores en hormigón pretensado. G. BARRON TORRES y C. A. CORNELL.
32. Cálculo en rotura de soportes de hormigón pretensado sometidos a cargas excéntricas. T. Y. LIN.

Revista *Journal of the PCI,* vol. 11, núm. 4, agosto 1966:

33. Normas prácticas para hincar pilotes de hormigón pretensado. PCI Committee.
34. El puente sobre el rio Naches, en hormigón pretensado. A. GRANT.
35. Estudio de las pérdidas de tensión por rozamiento en cables de pretensado de 130 m de longitud. A. BUMANIS.

Publicaciones enviadas por la "Association Scientifique de la Précontrainte", de Francia

Revista *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics.* Suplemento al núm. 213, septiembre 1965:

36. Construcción de un reactor nuclear, en Brenillis, en hormigón pretensado. J. CHAUDESAIGUES.

Suplemento al núm. 214, octubre 1965:

37. Comportamiento del hormigón pretensado, y de sus elementos, bajo la acción del calor. R. L'HERMITE.
38. Cables de gran potencia para pretensado y procedimientos de anclaje. M. R. LAZARD.

Suplemento al núm. 218, febrero 1966:

39. El depósito de agua de la puerta de las Lilas, en hormigón pretensado. J. CHAUDESAIGUES.

Suplemento al núm. 219-220, marzo-abril 1966:

40. El puente de Gladesville, en hormigón pretensado. P. JENSEN.

Suplemento al núm. 222, junio 1966:

41. El palacio de los deportes de Salónica. Estudio de una cúpula esférica, de gran radio, en hormigón pretensado. T. JEANBLOCH.

Publicaciones enviadas por la "Verkoopassociatie Nederlands Cement", de Holanda

Revista *Cement,* núm. 9, septiembre 1965:

42. Presiones del hormigón sobre el enconfrado. F. WIGBOUTING.
43. El método "Lift-slab" supone un avance en la construcción. Anónimo.

Revista *Cement,* núm. 10, octubre 1965:

44. Cálculo de placas por medio de computador electrónico (I). E. ROOSMALEN.
45. El puente de Oleron, en hormigón pretensado. H. E. WESTENBERG.

Revista *Cement,* núm. 11, noviembre 1965:

46. Puente sobre un canal en La Haya, en hormigón pretensado. J. W. HOFMAN.

Revista *Cement,* núm. 12, diciembre 1965:

47. Un proyecto, no ejecutado, de un puente de hormigón pretensado sobre el río Escalda, en Amberes. D. VANDEPITTE.
48. La aplicación del hormigón armado, en los ferrocarriles de los Países Bajos. H. J. DE VRIES.

Revista *Cement,* núm. 1, enero 1966:

49. Nuevos sistemas de encofrado y encofrados deslizantes. Anónimo.

Revista *Cement,* núm. 2, febrero 1966:

50. El monorrail como transporte público y la técnica del hormigón. H. J. DE VRIES.

Revista *Cement,* núm. 3, marzo 1966:

51. Proyectos de puentes en hormigón pretensado. W. TIEDJE.
52. Ensayos y experiencias con el supercemento (I). A. J. DEKKER.

Revista *Cement,* núms. 4 y 5, abril y mayo 1966:

53. Obras realizadas con hormigón pretensado en Holanda de 1962-1966. (En inglés.)

Revista *Cement,* núm. 6, junio 1966:

54. Cálculo de placas por medio de computadores electrónicos (II). E. ROOSMALEN.
55. Ensayos y experiencias con el supercemento (II). A. J. DEKKER.

Revista *Cement,* núm. 7, julio 1966:

56. El V Congreso internacional de hormigón pretensado, en París. 1966 (I). Anónimo.
57. El puente de Gladesville, cerca de Sidney, en hormigón pretensado. L. STAVAST.

Revista *Cement,* núm. 8, agosto 1966:

58. La construcción del Evoluon (Palacio de Exposiciones, de Philips, en hormigón pretensado). H. C. DUYSTER.
59. Ensayos y experiencias con el supercemento (III). A. J. DEKKER.

Revista *Cement,* núm. 9, septiembre 1966:

60. Investigaciones sobre el hormigón pretensado en Europa Occidental. F. K. LIGTENBERG.
61. Detalles constructivos del Evoluon. J. M. LAZONDER.
62. El V Congreso internacional del hormigón pretensado (FIP), en París. 1966 (II). Anónimo.

Revista *Cement,* núm. 10, octubre 1966:

63. Comentarios a las Normas del CEB. Anónimo.
64. Viaducto para el metro de Rotterdam, en hormigón pretensado. A. J. DEKKER.

Publicaciones enviadas por la FIP. Documentation Service. Inglaterra.

Revista *Prestressed Concrete Abstracts. Subject Index,* 1964:

65. Referencias bibliográficas de artículos sobre hormigón pretensado. Fichas números 201-1.100.

Revista *PCA Subject Index*, 1965:

66. Referencias bibliográficas de artículos sobre el hormigón pretensado. Fichas números 1.101-1.160.
67. Fichas números 1.161-1.220.
68. Fichas números 1.221-1.280.
69. Fichas números 1.281-1.340.
70. Fichas números 1.341-1.400.
71. Fichas números 1.401-1.460.
72. Fichas números 1.461-1.520.
73. Fichas números 1.521-1.580.
74. Fichas números 1.581-1.640.

Publicaciones enviadas por "Cement and Concrete Association", de Inglaterra

Folleto titulado *Mancunian Way*:

75. Carretera elevada en Manchester. Anónimo.

Revista *Technical Report*, diciembre 1965:

76. Ensayos sobre un modelo a escala 1 : 12 de un tramo de la carretera elevada de Manchester. G. SOMERVILLE y F. ROLL.

Revista *Translation*, núm. 121:

77. Ejemplos de cálculo en rotura de placas de hormigón armado. C. V. AMERONGEN.

Revista *Research Report*, núm. 17:

78. Ensayos de cuatro tipos de rótulas de hormigón armado. G. D. BASE.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 66, julio-septiembre 1965:

79. Puentes y viaductos de hormigón pretensado en Cumberland. Bristol. Anónimo.
80. Arquitectura Finlandesa. N. FRANCK.
81. El puente de Revin, de un solo tramo, en arco de hormigón pretensado. Anónimo.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 67, octubre-diciembre 1965:

82. Dos grandes edificios de hormigón pretensado, en Canadá. H. A. G. PERKIN.
83. Encofrado deslizante para firmes de hormigón. Anónimo.

Revista *Concrete Quarterly*, núm. 68, enero-marzo 1966:

84. Dos puentes de hormigón pretensado: el puente Oosterchelde en Holanda y el de Bendorf en Alemania. Anónimo.
85. Pasos superiores, de hormigón pretensado, sobre autopistas. Anónimo.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 17, núm. 52, septiembre 1965:

86. Vigas de hormigón pretensado sometidas a efectos térmicos. A. D. ROSS y G. L. ENGLAND.
87. Nomogramas para medir la pérdida de tensión, por las deformaciones lentas de los cables de pretensado, en las vigas prefabricadas de hormigón pretensado. R. D. DAVIES.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 17, núm. 53, diciembre 1965:

88. El esfuerzo cortante en las vigas en I de hormigón pretensado sin armadura transversal en el alma. P. D. ARTHUR.
89. Método para estudiar los esfuerzos vibratorios, incluyendo los de fatiga, en elementos de hormigón sometidos a flexión. E. N. GATFIELD.

Revista *Magazine of Concrete Research*, vol. 18, núm. 54, marzo 1966:

90. Resistencia a tracción de las vigas de hormigón en masa. G. B. WELCH.
91. Ensayos sobre la distorsión de las armaduras en las zonas fisuradas de las placas de hormigón armado. C. T. MORLEY.

Publicaciones enviadas por el "Prestressed Development Group", de Inglaterra

Folletos *News Release*:

92. Los dos puentes pretensados más grandes de Chile, calculados en Inglaterra. A. STROUD.
93. Puente en hormigón pretensado sobre el río Kinnaird en la Columbia Británica. A. STROUD.

Publicaciones enviadas por la "Japan Prestressed Concrete Engineering Association". Japón.

Revista *Prestressing*, vol. 7, núm. 4:

94. Cálculo del esfuerzo cortante en las vigas de hormigón pretensado. S. KAMIYAMA.

Revista *Prestressing*, vol. 7, núm. 5:

95. Cálculo y construcción del puente Kamihimegawa, en hormigón pretensado. H. YOKOMICHI y S. TOZAKI.
96. Cálculo y construcción de los pasos superiores Kanayama y Nogawa. H. NARUSE.
97. Nuevo método de juntas rígidas para estructuras de hormigón pretensado. K. YATUHASHI.

Revista *Prestressing*, vol. 7, núm. 6:

98. Comportamiento elastoplástico de los cables de pretensado sometidos a altas temperaturas. K. FUJITA y otros.
99. El puente OMI, en hormigón pretensado. Y. PREFECTURE.

Revista *Prestressing*, vol. 8, núm. 1:

100. Puente prefabricado, de hormigón pretensado, en Europa. K. NISHIYAMA.
101. Consideraciones sobre el cálculo y construcción de los puentes 3.º y 4.º en Amakusa. JAPAN HIGHWAY CORPORATION.

Revista *Prestressing*, vol. 8, núm. 2:

102. Ensayo, en modelo reducido, del puente número 4 de Amakusa, en hormigón pretensado. T. KURIHARA y otros.

Revista *Prestressing*, vol. 8, núm. 3:

103. Cálculo en rotura de un soporte de hormigón pretensado. H. MAKITA.

Publicaciones enviadas por el "Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto"

Revista *IMCYC*, vol. 3, núm. 15, julio-agosto 1965:

104. Los puentes de hormigón pretensado en México. V. GUERRERO.
105. Cálculo de cubiertas laminares con modelos a escala reducida. D. P. BILLINGTON.

Suplemento al núm. 15 *Hormigón Armado*:

106. Flexotracción y flexión simple; hipótesis simplificadoras. R. DÍAZ DE COSSÍO, J. CASILLAS y F. ROBLES.

Revista *IMCYC*, vol. 3, núm. 16, septiembre-octubre 1965:

107. Cálculo de estructuras de hormigón armado resistentes a acciones sísmicas. T. Y. LIN.
108. Sobre el módulo de elasticidad del hormigón en masa. G. OTTO FRITZ DE LA ORTA.

Suplemento al núm. 16 *Hormigón Armado*:

109. Resistencia de los elementos sometidos a esfuerzos cortantes. R. DÍAZ DE COSSÍO, J. CASILLAS y F. ROBLES.

Revista *IMCYC*, vol. 3, núm. 17, noviembre-diciembre 1965:

110. Pavimento de hormigón para el aeropuerto de Acapulco. M. ZÁRATE AQUINO.

Suplemento al núm. 17 *Hormigón Armado*:

111. Resistencia de los elementos sometidos a esfuerzo cortante. Continuación del Suplemento núm. 16.

Revista *IMCYC*, vol. 3, núm. 18, enero-febrero 1966:

112. Pasos superiores, prefabricados de hormigón pretensado, en la autopista de Ginebra-Lausana. Berna-Vevey. P. E. SOUTTER.
113. Estructuras prefabricadas, con vigas pretensadas, para el Instituto Mexicano del Petróleo. J. M. RIOBÓO.

Revista *IMCYC*, vol. 3, núm. 19, marzo-abril 1966:

114. Estudio de dos cubiertas laminares, de grandes dimensiones, construidas a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado. T. Y. LIN.
115. Criterios sobre el comportamiento del hormigón simple sometido a estados complejos de esfuerzos K. NEWMAN.

116. Consideraciones acerca del cálculo de cubiertas laminares de hormigón armado. A. MARTÍNEZ MÁRQUEZ.

Publicaciones enviadas por la "Asociación Rusa del Hormigón Pretensado"

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 10, 1965:

117. Influencia del pretensado en la resistencia a la fisuración de las vigas de hormigón trabajando a torsión y flexión. G. V. MONRAHKIN.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 11, 1965:

118. Anclaje de las armaduras en el hormigón. M. KHOLMIANJKY.
119. Módulo de deformación del hormigón sometido a tracción. N. OSSIDZE.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 12, 1965:

120. Cálculo de soportes de hormigón armado, para muelles de carga. V. S. JURKIN.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 1, 1966:

121. Un nuevo método para hormigonar en invierno. A. S. ARBENYEV.
122. Fabricación de paneles, de hormigón pretensado, para naves industriales. V. G. LELITCHENKO.
123. Fabricación de vigas pretensadas con tesado electrotérmico de las armaduras. V. S. JURKIN.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 2, 1966:

124. Ensayos de elementos de hormigón pretensado para cubiertas de naves industriales. N. V. BARNIME.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 3, 1966:

125. Fabricación de tuberías de presión, de hormigón pretensado. V. P. VINOGRADOV.
126. Depósitos, para petróleo, en hormigón pretensado. N. S. MOROZOV y otros.
127. Sobre la resistencia a la fisuración de los depósitos de hormigón pretensado. P. O. ABASSOV.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 4, 1966:

128. Cálculo en rotura de los elementos de hormigón pretensado. D. DOUMITRESKOV.
129. Puente prefabricado, de hormigón pretensado, sobre el río Volga. E. I. KRILTSOV.
130. Sobre los esfuerzos óptimos de precompresión del hormigón, en los elementos de hormigón pretensado. S. DIMITRIEV.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 5, 1966:

131. La torre de la emisora de TV de Moscú. N. V. WIKITIN.
132. Estudio de elementos de hormigón pretensado sometidos a precompresión excéntrica. S. Y. TSEYTLINE.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 6, 1966:

133. Ensayos de cables utilizados como armaduras de elementos de hormigón pretensado. J. F. POGREBNOÏ y otros.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 7, 1966:

134. Retracción y deformaciones lentas del hormigón pretensado, en las vigas de puente. K. K. IAKOBJON.
145. Resistencia del hormigón bajo compresión triaxil. L. P. MAKARENKO y otros.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 8, 1966:

136. Sobre la estabilidad de los soportes esbeltos de hormigón pretensado. M. M. KHOLMYANJKI.
137. Fabricación de paneles de gran tamaño, de hormigón pretensado, en Polonia. A. G. NAUMOV.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 9, 1966:

138. Elementos de hormigón pretensado mediante cables tesos por procedimientos electrotérmicos. E. G. RATZ.
139. Ensayos sobre modelos de cubiertas laminares, de hormigón pretensado, en estado elástico y en rotura. S. I. STELMAKH.

Revista *Hormigón y Hormigón Armado,* núm. 10, 1966:

140. Resistencia a tracción de los hormigones ligeros. M. Z. SIMONOV.

141. Resistencia y deformación de las vigas de hormigón pretensado, fabricadas con hormigón ligero de áridos naturales. G. M. KAUETSYAN.

Un folleto publicado en 1966:

142. El hormigón pretensado en las construcciones antisísmicas. A. R. DJABOIS y K. S. ZAVRIEV.

Publicaciones enviadas por "South African Prestressed Concrete Development Group"

Revista *Prestress*, vol. 15, septiembre 1965:

143. Los cables de pretensado. II parte. Propiedades y ensayos. B. G. LUNT.

Revista *Prestress*, vol. 15, diciembre 165:

144. Los cables de pretensado. III parte. Corrosión y ensayos de adherencia. B. G. LUNT.

Revista *Prestress*, vol. 15, marzo 1966:

145. Ensayos para la determinación de la tensión en los extremos de las vigas en I de hormigón pretensado. P. D. ARTHUR.

Revista *Prestress*, vol. 15, junio 1966:

146. El esfuerzo cortante en las vigas en I, de hormigón pretensado, sin armadura transversal en el alma. P. D. ARTHUR.

Publicaciones enviadas por la "Associazione Nazionale Italiana Cemento Armato Precompresso". Italia

147. Normas para el empleo de estructuras de hormigón armado y pretensado.

Publicaciones enviadas por el "Komitet Inzynierii Ladowej", de Polonia

Revista *Archiwum Inzynierii Ladowej*, tomo 12, 1966:

148. Estudios reológicos de los elementos de hormigón pretensado. CZ. EIMER. (En inglés.)
149. Deformaciones lentas de los elementos de hormigón pretensado sometidas a cargas decrecientes. S. KAIFASZ y otros. (En inglés.)
150. Postes, de hormigón pretensado, para tendidos eléctricos de alto voltaje. T. JAROSZ. (En inglés.)
151. Artículos preparados por el comité polaco de la FIP para el V Congreso, celebrado en París. Anónimo.

Publicaciones enviadas por "FIP-CEB Joint Comitee"

152. Normas para el cálculo y la construcción de estructuras de hormigón pretensado. (Folleto. Junio 1966.)

Publicaciones enviadas por la RILEM:

Separata del *Bulletin Rilem*, núm. 30, marzo 1966:

153. Método Rilem para la fabricación, curado y rotura de probetas de hormigón.

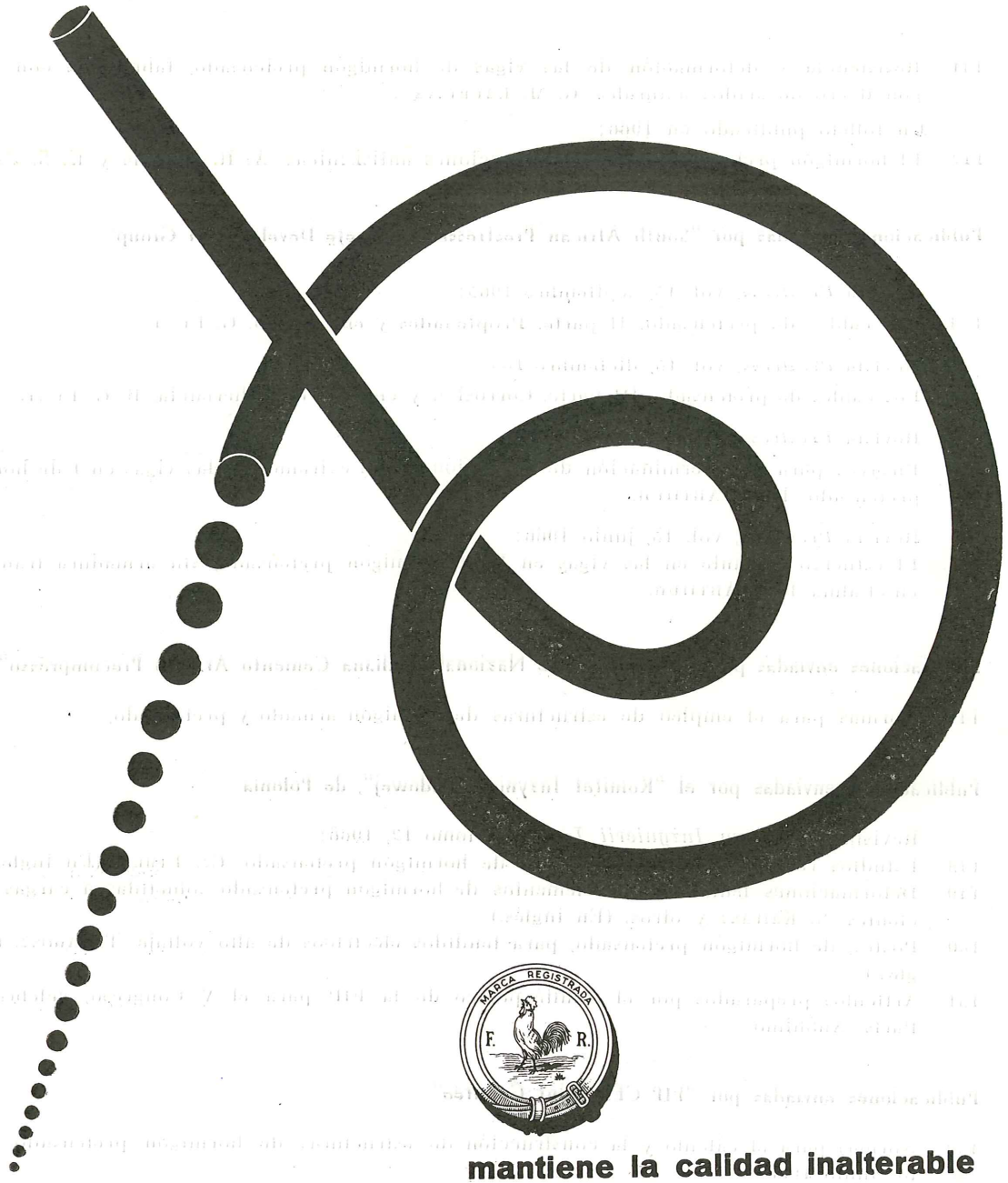
Publicaciones enviadas por "The Norwegian Concrete Association"

154. Estructuras de hormigón pretensado realizadas en Noruega. (Folleto.)

Publicaciones enviadas por el "Cembureau". Suecia

Folleto sobre el trabajo presentado, a través del Cembureau, al Tercer Congreso CIB:

155. Edificios a base de elementos prefabricados de hormigón.



mantiene la calidad inalterable

de sus acreditados

ALAMBRES DE HIERRO Y ACERO

en todos sus acabados.
Acero inoxidable, latón,
cobre y otros metales.
Resistencia y características
mecánicas garantizadas.
Galvanizado de alta calidad.
Para su aplicación a
TODA CLASE DE ARTICULOS
Y USOS.

BARCELONA - MADRID - PAMPLONA

Productor nacional desde 1837

RIVIERE

SOCIEDAD ANONIMA

ARPON

agradecimiento

Nos es muy grato poner en conocimiento de todos nuestros asociados que la Empresa "Procedimientos Barredo", de Madrid, con domicilio en Raimundo Fernández Villaverde, núm. 45, ha regalado a la Asociación Española del Hormigón Pretensado, un equipo completo para la inyección de lechada en elementos con armaduras postesas.

Agradecemos sinceramente a "Procedimientos Barredo" su generoso donativo que, estamos seguros, habrá de servirnos a todos de estímulo y ejemplo.

LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO

n instituciones miembros correspondientes del **Instituto**
duardo Torroja *de la Construcción y del Cemento*

La Pontificia Universidad Católica de Chile

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

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

La Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela

reseña bibliográfica

LES PROCEDES FRANÇAIS DE PRECONTRAINTE ET LEUR EVOLUTION. — Por G. Dreux, Director adjunto del Centre d'Essais des Structures.—Travaux, abril 1966.—31 págs.; 98 figuras; 5 tablas.

En este artículo, después de una breve reseña histórica de la evolución de la técnica del pretensado, en Francia, desde que en 1907 Freyssinet, en Moulins, construyó el primer tirante pretensado hasta nuestros días, se describen con todo detalle los diversos sistemas franceses para el tesado y anclaje de las armaduras utilizadas en esta técnica.

Con gran profusión de datos y fotografías se explican las características fundamentales, el funcionamiento y los principales campos de aplicación de cada uno de los siguientes procedimientos, todos ellos patentados en Francia:

Freyssinet;

Coyne et Bellier;

Société d'Etudes et d'Equipement d'Entreprises;

Coignet;

Boussiron;

Sainrapt et Brice;

Baudin-Chateauneuf;

Société "La précontrainte moderne"; y

Compagnie Industrielle de Travaux (CITRA).

De la lectura de este interesante y documentado trabajo se deduce inmediatamente la conclusión de que es tendencia unánime en la evolución natural de todos los sistemas de pretensado, el tratar de conseguir unidades de tensión de potencia cada vez mayor, por anclaje. Puede decirse que, como término medio, en los últimos diez años, la potencia de estos anclajes se ha decuplicado.

Como el Autor señala en el artículo que se reseña, ante esta multiplicidad de procedimientos podría pensarse que, en este campo, ya todo está hecho en la actualidad. Sin embargo, ello no es cierto, pues si bien la idea del pretensado, en sí, apenas si varía en sus principios esenciales, la evolución de los métodos de puesta en obra es constante y la misma multiplicidad de sistemas utilizados demuestra que, en este campo, el ingenio de los investigadores y constructores no encontrará frontera.

NOTA: Recordamos a nuestros lectores que, tanto este artículo como las demás publicaciones que constituyen el fondo bibliográfico de la A.E.H.P., se encuentran a su disposición, para consulta, en los locales de Costillares.