

VII ASAMBLEA TECNICA NACIONAL de la ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA del PRETENSADO

14 al 18 de noviembre 1972 - SEVILLA

asociación técnica
española del pretensado

hormigón y acero n. 107-108

4032

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

HORMIGON y acero
Nº 107 - 108

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n. 107 - 108

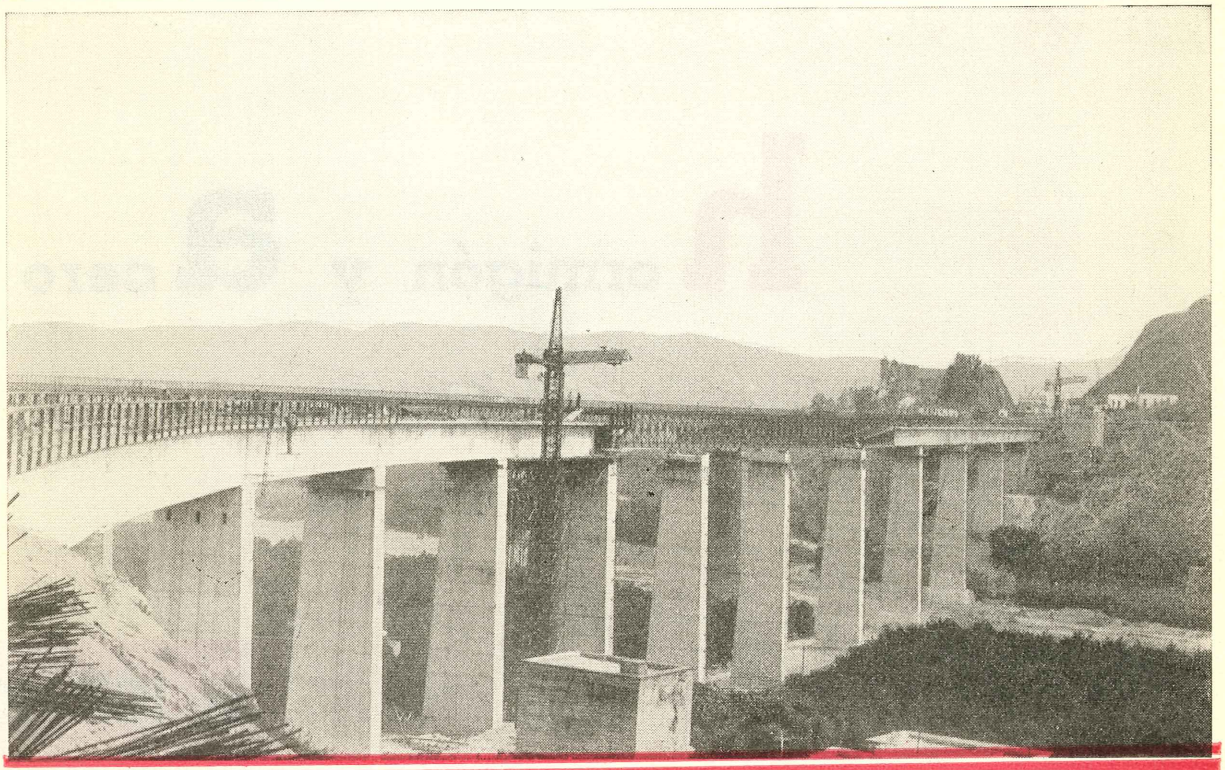
2.º y 3.er trimestres 1973

PROES
ingenieros consultores

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

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

PROCEDIMIENTOS
BARREDO, S.A.



Puente de ANDARAX, construido para RENFE, por Fernández Constructor, con postesado Barredo.

Sistemas Barredo y Multi - B de hormigón postesado.

Cimbras para lanzamientos de vigas.

Anclajes.

Refuerzos en estructuras de hormigón.

Patentes en España y en el extranjero.

Apoyos de Neopreno.

vigas ● losas ● placas ● puentes ● estructuras, etc., depósitos para agua, vino, aceites, gases, etc., reparaciones y apeos especiales.

RAIMUNDO FERNANDEZ VILLAVERDE, 45 · TEL. 233 03 00 DIRECCION TELEGRAFICA PROBARREDO · MADRID-3

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n. 107 - 108

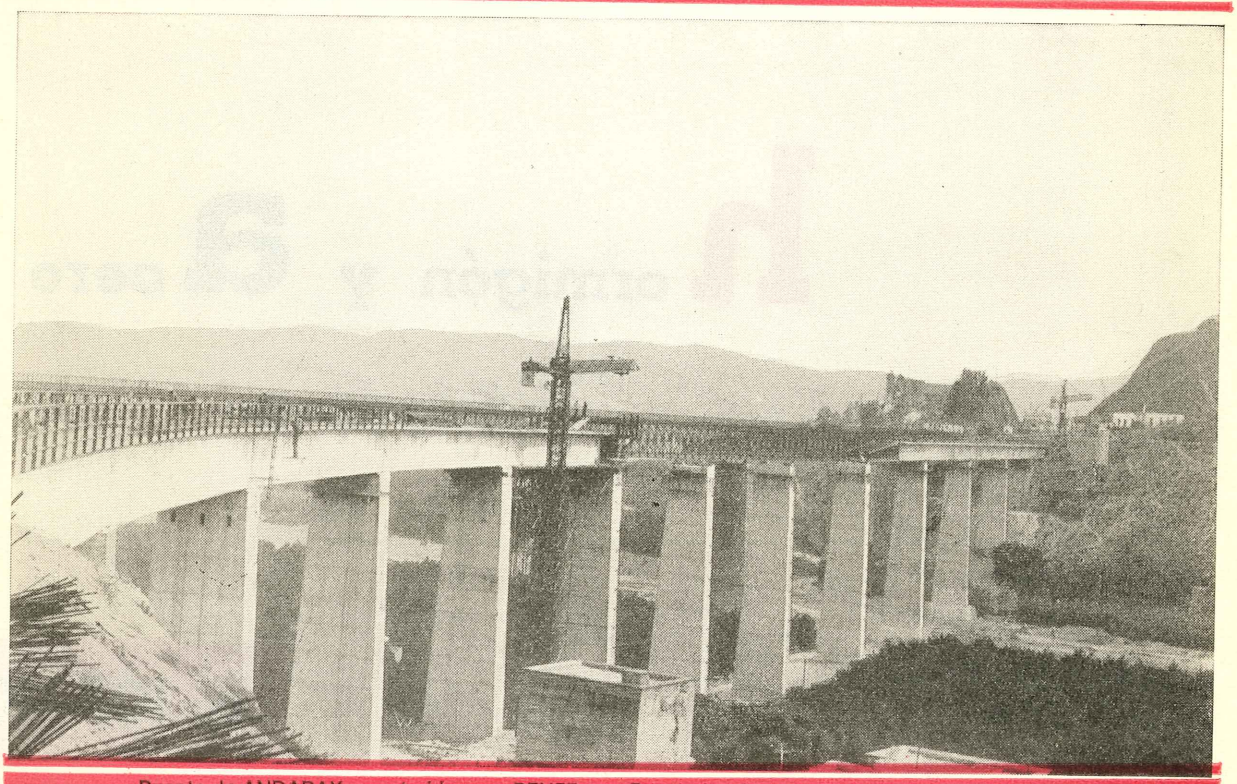
2.º y 3.er trimestres 1973

PROES ingenieros consultores

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

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

PROCEDIMIENTOS
BARREDO, S.A.



Puente de ANDARAX, construido para RENFE, por Fernández Constructor, con postesado Barredo.

Sistemas Barredo y Multi - B de hormigón postesado.

Cimbras para lanzamientos de vigas.

Anclajes.

Refuerzos en estructuras de hormigón.

Patentes en España y en el extranjero.

Apoyos de Neopreno.

vigas ● losas ● placas ● puentes ● estructuras, etc.,
depósitos para agua, vino, aceites, gases, etc.,
reparaciones y apeos especiales.

RAIMUNDO FERNANDEZ VILLAVERDE, 45 - TEL. 233 03 00 DIRECCION TELEGRAFICA PROBARREDO - MADRID-3

asociación técnica española del pretensado

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

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

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

hormigón y acero n. 107-108

índice

		Páginas
	Informe general sobre la VII Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. ..... *R. Piñeiro.*	13
	Saludo del presidente de la F.I.P., Sr. Janssonius ...	25
591 - 6 - 5	***La cúpula del Palau Blau-Grana*** ..... La coupole du Palais Blau-Grana. Palau Blau-Grana dome. *F. del Pozo.*	27
837 - 3 - 12	***Informe general sobre el tema I: Control del tesado mediante armaduras postesas*** ..... Rapport général au sujet du point I: Contrôle de la mise en traction des armatures précontraintes. General Report on Theme I: Control of stress of post-tensioned reinforcements. *J. A. Torroja.*	47
457 - 8 - 43	***Ensayos con tendones BBRV de gran capacidad para centrales nucleares*** ..... Essais à l'aide de câbles BBRV de grande capacité pour des centrales nucléaires. Test with BBRV tendons for pressure vessels. *M. Raspall.*	63
837 - 6 - 6	***Informe general sobre el tema II: Ejecución y control de la inyección*** ..... Rapport général au sujet du point II: Execution et contrôle de l'inyection. General Report on Theme II: Grouting execution and control. *R. del Cuvillo.*	85
837 - 6 - 7	***Análisis del comportamiento de unas vigas pretensadas afectadas por la helada*** ..... Analyse du comportement des poutres precontraintes atteints par la gelée. Behaviour of some pretenssioned beams afected by ice. *L. Muñoz Campos.*	95

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

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

Páginas

837 - 6 - 8 ***Resolución práctica de la inyección en un caso particular*** 107
Résolution practique de l'inyection dans un cas particulier.
Practical solution of a special case of grouting.
E. del Río.

Tema III: Forjados. Planchers. Flooring structures.

457 - 9 - 23 ***Optimización de forjados pretensados*** 111
Optimisation de planchers précontraints.
Pretenssioned Flooring minimum cost.
A. Verde.

457 - 9 - 24 ***Sello de conformidad CIETAN*** 121
Agrément CIETAN.
Quality Control CIETAN.
R. Piñeiro.

837 - 4 - 32 ***Problemas constructivos*** 129
Problèmes constructifs.
Constructive problems.
F. Cassinello.

457 - 8 - 44 ***Ensayos sobre el comportamiento de los forjados de semiviguetas de hormigón pretensado en momentos negativos*** 133
Essais sur le comportement des planchers de semi-poutrelles en béton précontraint dans les moments negatifs.
Behaviour test of pretenssioned concrete beams in negative moments.
J. Lahuerta, J. Irujo y *V. Glaría.*

591 - 5 - 19 ***Soluciones del forjado Rubiera Stalton*** 145
Solutions du plancher Rubiera Stalton.
Rubiera Stalton Flooring.
G. Lozano.

591 - 5 - 20 ***Forjados pretensados con armaduras postesas no adherentes*** 159
Planchers précontraints avec des armatures precontraintes non adhérentes.
Prestressed flooring with unbonded postenssioned reinforcements.
E. Blanco.

591 - 7 - 8 ***Influencia de la cerámica en el fraguado del hormigón*** 167
Influence de la cerámique sur la prise du béton.
Influence of ceramic in the hardening of concrete.
A. Puerta.

591 - 8 - 20 ***La utilización de forjados prefabricados y pretensados, de gran luz, en Suecia*** 177
L'utilisation de planchers préfabriqués et précontraints, de grande portée, en Suède.
The use of long span prestressed precast flooring in Sweden.
K. G. Bernander.

591 - 2 - 57 ***Informe general sobre el tema IV: Realizaciones. Primera parte. Puentes*** 187
Rapport général au sujet du point IV: Realisations. 1ère partie. Ponts.
General Report on Theme IV: Work done. First part. Bridges.
C. Fernández Casado.

Páginas

591 - 2 - 58 **Puentes de la autopista Bilbao-Behobia** 191
Ponts de l'autoroute Bilbao-Behobia.
Bridges of the Bilbao-Behobia Moterway.
J. Herrera.

837 - 3 - 13 **Ultimos elementos de Procedimientos Barredo, S. A., y algunas realizaciones con ellos** 199
Les éléments les plus récents des Procedés Barredo, S. A., et quelques ouvrages réalisés avez eux.
The latest units of Procedimientos Barredo, S. A., and some works done with them.
C. Barredo.

591 - 2 - 59 **Los puentes del Andarax y Molins del Rey** 209
Les ponts de l'Andarax et Molins del Rey.
The Bridges of Andarax and Molins del Rey.
J. A. Torroja.

591 - 2 - 60 **Pasos urbanos** 219
Passages urbains.
Urban flyovers.
A. Caparrós.

591 - 2 - 61 **El viaducto Eduardo Casavilca** 227
Le viaduc Eduardo Casavilca.
Eduardo Casavilca viaduct.
L. Muñoz Campos.

591 - 2 - 62 **Pasos elevados y viaductos** 237
Passages elevés et viaducs.
Flyovers and viaducts.
J. A. López Jamar.

837 - 3 - 14 **Tesado integral de tendones con el nuevo sistema Stronghold** 273
Mise en tension intégrale de câbles suivant le nouveau système Stronghold.
Tendons stressed with the new sistem Stronghold.
J. B. Ripoll.

591 - 2 - 63 **Realizaciones Preflex en obras públicas** 279
Réalisations Preflex dans les travaux publics.
Preflex public works.
C. Alvarez.

591 - 2 - 64 **Algunas realizaciones** 287
Quelques realisations de ponts.
Several works.
J. Manterola.

591 - 2 - 65 **Diversas realizaciones** 303
Diverses réalisations de ponts.
Some works.
L. Fernández Troyano.

Tema IV: Realizaciones. Segunda parte. Otras estructuras. D'autres structures. Other structures.

591 - 8 - 21 **Cubiertas con vigas en V pretensadas** 323
Couvertures avec des poutres en V précontraintes.
Prestressed V beams for roofs.
A. Puerta.

592 - 1 - 15 **Cubierta del pabellón municipal de deportes, en La Coruña** 331
Couverture du pavillon municipal des sports à La Coruña.
Roof of the sports stadium of La Coruña.
J. A. López Jamar.

Páginas

591 - 8 - 22 **Casos singulares de utilización del pretensado en edificación y obras públicas** 335
Cas singuliers d'utilisation de la précontrainte dans le bâtiment et les travaux publics.
Singular cases of the use of prestressed buildings and public works.
R. Amat.

591 - 1 - 16 **Las torres de Colón y la iglesia de Torre Ciudad** ... 343
Les tours de Colón et l'église de Torre Ciudad.
Colon towers and the church of Torre Ciudad.
C. Fernández Casado.

591 - 8 - 23 **Prefabricación in situ de vigas pretensadas para la cubierta de la nueva factoría Michelín** 349
Prefabrication in situ de poutres précontraintes pour la couverture de la nouvelle usine Michelin.
In situ precast of the beams for the roof of new Michelin factory.
F. del Campo.

591 - 1 - 17 **Realizaciones Preflex en edificios** 359
Réalisations Preflex dans le bâtiment.
Preflex works in buildings.
C. Alvarez.

591 - 9 - 29 **Ultimas realizaciones de Procedimientos Barredo, S. A.** 369
Réalisations récentes par les procédés Barredo, S. A.
Latest work of Procedimientos Barredo, S. A.
C. Barredo.

591 - 8 - 24 **Aplicación de los elementos huecos prefabricados en edificación y obras públicas** 375
Application des éléments creux préfabriqués dans le bâtiments et les travaux publics.
Uses of the precast hollow units in buildings and public works.
V. Peiró.

Sesión de clausura. Palabras del presidente de la A.T.E.P., Sr. Cassinello 385

591 - 9 - 30 **Algunas ideas sobre la posibilidad de construir presas con superestructura prefabricada** 387
Some ideas on the possibility of dam construction with precast structures.
Quelques idées sur la possibilité de construire des barrages à superstructure prèfabriquè.
Néstor Elías.

Notas de la F.I.P. núm. 44 411

Nota de la A.T.E.P. Intercambio de publicaciones ... 422

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S. A. — Madrid.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. L. — Gerona.
ALBISA, S. A. — Algeciras.
ALVI, S. A. PREFABRICADOS ALBAJAR. — Zaragoza.
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
AZMA, S. A. — Madrid.
BAGANT. — Castellón.
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION. — Barcelona.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S. A. — Bacelona.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIMACO, S. A. — Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. — Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S. L. — Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Madrid.
CUPRE. —Valladolid.

DIREC. GENERAL. FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINIST. DEL EJERCITO. — Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Madrid.
EDES, S. A. — Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.
ELKAR, S. A. — Pamplona.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A.— Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTRUCTURAS CUMBRE. — Olesa de Montserrat (Barcelona).
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Sevilla.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.
FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A. — Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINIST. DE O. P. — Madrid.
GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).
HEREDIA Y MORENO, S. A. — Madrid.
HIDAQUE, S. A. — Granada.
HIERROS FORJADOS Y CEMENTOS, S. A. — HIFORCEM. — Sevilla.
HORMYCER, S. L. — Madrid.
HORSA, S. A. — Barcelona.
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
IBERDUERO, S. A. — Bilbao.
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — INHOR. — Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO. — Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS, S. A. — INTECSA. — Madrid
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Almería.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Valencia.
3.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao
5.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI. — CONSTRUCCIONES. — San Sebastián.

JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
LAING IBERICA, S. A. — Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS. — Madrid.
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S. A. — MATENSA. — Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
MATUBO, S. A. — Madrid.
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
V. PEIRO, S. A. — Valencia.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.
POSTELECTRICA, S. A. — Palencia.
POSTENSA, S. A. — Bilbao.
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria.
PREFABRICADOS DE CEMENTOS, S. A. — PRECESA. — León.
PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUC., S. A. — Manresa (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona.
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Pinto (Madrid).
RENFE. — Madrid.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S. A. E. M. — Valencia.
SAINCE. — Madrid.
SALTOS DEL SIL, S. A. — Madrid.
SEAT. — Barcelona.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
SIKA, S. A. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA GENERAL DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND. — Valencia.
SOCIEDAD ANONIMA DE MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS. SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES. — OBRASCON. — Córdoba.
SUBDIRECCION GENERAL TECNOLOGIA. — Madrid.

SUCO, S. A. — Amposta (Tarragona).

TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).

TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).

TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).

TOSAM, S. L. — Segovia.

TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPSA. — Madrid.

UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.

VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.

VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).

VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián.

VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).

VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.

VIGUETAS BORONDO. — Madrid.

VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).

VIGUETAS ROSADO, S. A. — Cáceres.

EXTRANJERO

B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).

CACERES & PIAGGIO, CONTRATISTAS GENERALES, S. A. — Lima (Perú).

DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Río Piedras (Puerto Rico).

ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).

FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Caracas (Venezuela).

FACULTAD DE INGENIERIA. — Universidad Católica de Salta. — Salta (Rep. Argentina).

INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY (BIBLIOTECA). — Monterrey N. L. (México).

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. — DIRECCION DE VIALIDAD. — DIV. BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES. — La Plata (Prov. de Buenos Aires), República Argentina.

NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION. — Londres (Inglat.).

UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA. — Santiago de los Caballeros (República Dominicana).

UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO (BIBLIOTECA). — Mayaguez (Puerto Rico).

Premio I.E.T.c.c.

al mejor libro técnico sobre cemento u hormigón

Consciente el Instituto "Eduardo Torroja" de la importancia que tiene la difusión de los conocimientos técnicos y científicos, y con motivo de celebrarse el Año Internacional del Libro, ha recogido la sugerencia de la UNESCO y establece, con carácter único y con el patrocinio de las entidades que forman parte del Jurado, el premio al mejor "Libro Técnico", cuya concesión deberá ajustarse a las siguientes bases:

1.ª Ser el mejor Libro Técnico sobre Cemento y/o sus aplicaciones, a juicio del Jurado, editado o solicitado el derecho de propiedad en los años 1970, 1971, 1972 ó 1973.

2.ª Obra en español —no traducción— de autor nacido en país de habla hispana.

3.ª No podrán optar al premio las publicaciones de autores del I.E.T.c.c.

4.ª Será el autor quien opte al premio. Este enviará dos ejemplares de su obra al Jurado, los cuales pasarán a la Biblioteca del I.E.T.c.c. una vez examinados.

5.ª El premio será de 300.000 pesetas.

6.ª El autor galardonado será invitado a pronunciar una conferencia en el Instituto "Eduardo Torroja" y recibirá el premio. Caso de ser de fuera de Madrid, la invitación cubriría el pasaje y estancia en la capital durante cuatro días.

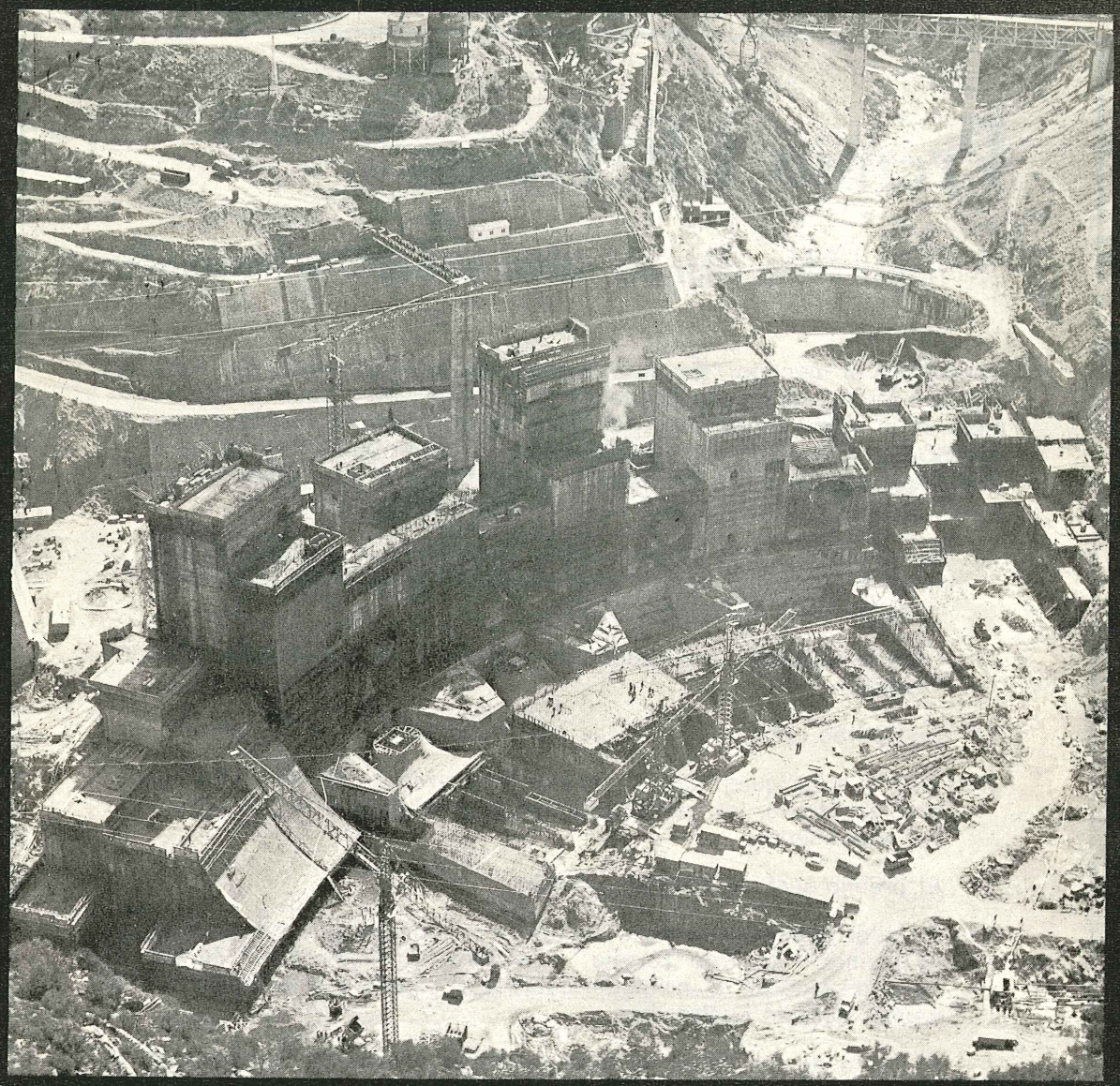
7.ª El envío de los libros se hará desde la lectura de la convocatoria hasta el 1 de febrero de 1974.

8.ª El fallo del Jurado se dará a conocer en el mes de julio de 1974, y la entrega del premio se efectuará durante el tercer trimestre de 1974.

9.ª El Jurado estará presidido por el Excmo. Sr. D. José María Aguirre Gonzalo, Presidente del Consejo Técnico-Administrativo del Instituto "Eduardo Torroja" de la Construcción y del Cemento.

Serán miembros del Jurado representantes de "Agromán", "Agrupación de Fabricantes de Cemento de España", "Auxini, S. A.", "Cubiertas y Tejados, S. A.", "Dragados y Construcciones, S. A.", "Huarte y Cía., S. A.", y dos representantes del Instituto "Eduardo Torroja", uno de los cuales actuará de Secretario.

10.ª El jurado se reunirá las veces que crea oportuno, su fallo será inapelable y podrá declarar desierto el premio.



construye

ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.

obras y proyectos

JUAN DE MENA, 8 — MADRID 14

informe general sobre la VII asamblea técnica nacional de la ATEP

Sevilla, 14-18 de noviembre de 1972

R. PIÑEIRO

A las cinco de la tarde del martes día 14 de noviembre del pasado año 1972, se inauguraba la VII Asamblea Técnica Nacional de nuestra Asociación, en el Salón de Actos de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla.

Estas Asambleas, que regularmente se vienen celebrando cada tres años, constituyen una de las actividades más destacadas de la ATEP, y son siempre muy bien acogidas por la mayoría de sus Miembros. Por ello, en su organización ponemos siempre el máximo empeño y cariño, procurando que su programa permita: pasar revista a los temas de mayor interés y actualidad y, al propio tiempo, reservar algunas horas para la realización de visitas técnicas y la celebración de diversos actos sociales, en los cuales los participantes puedan intercambiar sus ideas e impresiones, estrechar lazos de compañerismo y amistad y establecer nuevos contactos personales que siempre resultan provechosos.

Como otro de los objetivos primordiales de la Asociación consiste en procurar la mayor difusión posible de los conocimientos relativos a la técnica del pretensado, se vienen eligiendo, como sede de las sucesivas Asambleas, distintas ciudades españolas, con el fin de crear en ellas el clima propicio para la mejor promoción de nuestra técnica. No cabe duda que una semana oyendo hablar del pretensado, que las diversas reuniones de trabajo durante las cuales se comentan los últimos avances y las últimas realizaciones, cada día más numerosas y atractivas, producen un fuerte impacto en todos los ambientes técnicos de la ciudad y forman nuevos adictos, que constituyen un campo abonado para el desarrollo futuro de esta modalidad constructiva.

De acuerdo con este criterio, después de las Asambleas celebradas en Madrid, Barcelona, Bilbao y Valencia, para la que ahora se comenta, se eligió la ciudad de Sevilla, siempre atractiva, alegre y hospitalaria, y especialmente indicada por su climatología para unas reuniones que tenían que desarrollarse en noviembre. Nuestras esperanzas se vieron plenamente confirmadas por la realidad, y así, desde el primer día, pudimos disfrutar de un tiempo magnífico y del ambiente más agradable y adecuado para estas Jornadas.

Una vez escogida Sevilla como sede de esta VII Asamblea, se iniciaron las oportunas gestiones para la preparación del programa. Desde el primer momento, la Dirección y el claustro de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de dicha capital nos brindó su máxima colaboración, no sólo cediéndonos generosamente sus modernos y bien acon-

dicionados locales con todas las instalaciones precisas, sino también encargándose de conseguir todas las ayudas necesarias para poder desarrollar el ambicioso programa previsto. Por todo ello, consideramos de justicia dejar aquí expresa constancia de nuestro sincero agradecimiento por la insuperable labor que han realizado.

Todos los trabajos iniciales de preparación fueron encomendados a un Comité Organizador presidido por el entonces Director de la citada Escuela, D. Aurelio Gómez de Terreros, e integrado por los siguientes Vocales citados por orden alfabético:

Cassinello, Fernando.
Donaire, Alberto.
García Valcarce, Antonio.
Justo Alpañés, José Luis de.
López Palanco, Rafael.
Luque, José.
Manzano, Rafael.
Piñeiro, Rafael.
Pozo, Florencio del.
Torroja, José Antonio.
Verdaguer, Jaime.

En el "Resumen de Actividades de la Asociación", publicado en el número 106 de nuestra Revista, correspondiente al primer trimestre del año actual, se ha hecho ya una breve reseña de lo que ha sido esta Asamblea. Para evitar inútiles repeticiones, nos limitaremos ahora a completar dicha información con una enumeración cronológica de los diferentes actos celebrados y la inclusión de algunos datos complementarios.

Para empezar, a continuación se incluye una relación, por orden alfabético, de las diferentes personalidades, tanto nacionales como locales, que nos han honrado aceptando su designación como Miembros del "Comité de Honor" de la Asamblea. Son los siguientes:

Miembros nacionales.

Aguirre Gonzalo, José M.ª.
Presidente del Consejo Técnico-Administrativo del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Aldama Miñón, Enrique.
Director del Seopan.

Arespacochaga y Felipe, Juan de.
Presidente de la Asociación de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos y del Instituto de Ingenieros Civiles.

Arredondo y Verdú, Francisco.
Director del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento.

Doadrio López, Leopoldo.
Director General de Carreteras.

Eyries Valmaseda, Martín.
Director General del Instituto Nacional de la Vivienda.

Gari Mir, Francisco.
Presidente del Instituto para la Calidad de la Edificación.

Gómez de Pablos, Manuel.
Director General de Obras Hidráulicas.

González Cebrián, Juan.
Presidente del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos.

Janssonius, G. F.
Presidente de la Federación Internacional del Pretensado (FIP).

Lahoz Arderius, Rafael.
Director General de Arquitectura y Tecnología de la Edificación.

Lladó y Fernández Urrutia, José.
Director General de Industrias Químicas y de la Construcción.

Martínez Catena, Marciano.
Director General de Puertos.

Navarro Oliva, José M.ª.
Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos.

Pérez Olea, Manuel.
Presidente del Sindicato Nacional de la Construcción, Vidrio y Cerámica.

Miembros locales.

Abad Miró, Miguel.
Decano Presidente del Colegio Oficial de Arquitectos de Andalucía Occidental y Badajoz.

Ataz Hernández, José.
Delegado Provincial del Ministerio de Hacienda.

Borrero Hortal, Mariano.
Presidente de la Diputación Provincial.

Carbajosa Díez, Manuel.
Decano Presidente del Colegio Oficial de Ingenieros Industriales.

Clavero Arévalo, Manuel F.
Rector Magnífico de la Universidad.

Coloma Gallegos, Julio.
Capitán General de la 2.ª Región Militar.

Corredoira Casares, Santiago.
Delegado Provincial del Ministerio de Información y Turismo.

Fernández Castellá, Jaime.
Director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros Industriales.

Fernández Rodrígez García del Busto, Juan.
Alcalde-Presidente del Excmo. Ayuntamiento.

Gómez Reino Pedreira, Antonio.
Presidente de la Audiencia Territorial.

Hellín Sol, Víctor.
Gobernador Civil y Jefe Provincial del Movimiento.

López Cañete, José.
Delegado Provincial del Ministerio de Educación y Ciencia.

Manzano Martos, Rafael.
Director de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura.

Márquez García, Juan.
Delegado Provincial de Sindicatos.

Moreno Borondo, Miguel.
Delegado Provincial de Trabajo.

Olalla Calleja, Rafael.
Jefe Regional de Obras Públicas, 8.ª Jefatura.

Palancar Penelles, Mariano.
Director de la Confederación Hidrográfica del Guadalquivir.

Pérez de Lama, Ramón.
Director de la Comisión Administrativa Canal Sevilla-Bonanza.

Prieto Moresi, Elegio.
Director de la Junta de Obras del Puerto.

Rumeu de Armas, Luis.
Gobernador Militar.

Sanabria Escudero, Francisco.
Delegado Provincial del Ministerio de la Vivienda.

Serrano de Pablo Jiménez, Luis.
Teniente General Jefe de la 2.ª Región Aérea y del Mando de la Aviación Táctica.

Valero Bermejo, Gregorio.
Consejero Director General de la Cía. Sevillana de Electricidad.

Queremos ahora dejar constancia también de cuantos, con una generosidad digna del mayor encomio, aceptaron formar parte del "Comité Patrocinador", prestándonos amablemente la ayuda económica imprescindible para poder desarrollar el atractivo programa que, tanto para los asambleístas como para sus acompañantes, se había preparado y del que más adelante se hace especial mención. Este "Comité Patrocinador" estaba integrado por:

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA DE SEVILLA
AGRUPACION NACIONAL DE FABRICANTES DE HORMIGON

Miembros sevillanos:

Hormigones Sevilla, S. A.
Pioneer Concrete Hispania, S. A.
Prebetong Sevilla, S. A.
Sociedad Anónima de Hormigones del Sur.

ALMEDI, S. A
BODEGAS GARVEY, S. A.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A.
GONZALEZ BYASS Y CIA., S. L.
HIFORCEM, S. A.

Finalmente, antes de entrar en el detalle del programa, diremos que, durante los días y horas de las sesiones de trabajo, y en el vestíbulo de acceso al salón de actos, estuvo montada una interesante exposición de materiales y maquinaria relacionados con la técnica del pretensado, en la cual participaron las siguientes firmas:

CADE, S. A.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. A.
ELABORADOS METALICOS, S. A.
HORMIGON PRETENSADO, S. A. E., BBR.
PROCEDIMIENTOS BARREDO, S. A.
SOCIEDAD ANONIMA ECHEVARRIA
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.

También debemos señalar que, en la entrada de la sala de reuniones, se instaló la Secretaría de la Asamblea y una oficina de información, atendida con carácter permanente, bajo la dirección del Sr. Jódar, por las señoritas: Malala Gómez-Millán, Beatriz Martínez de Lecea y Mari Carmen Sánchez Palomo, cuya misión era la formalización de inscripciones, entrega de documentación y atender las consultas de toda índole formuladas por los asambleístas.

Y pasemos ya a exponer el programa de la asamblea, programa realmente apretado, ya que se intentaba que los participantes tuviesen que abandonar sus habituales actividades el menor tiempo posible.

PROGRAMA

Martes, 14 de noviembre de 1972.

Mañana:

9,00-13,30 Recepción de participantes y entrega de documentación en la Secretaría de la Asamblea.

Tarde:

17,00-18,30 Solemne sesión de apertura de la VII Asamblea, con asistencia de diversas personalidades.
Conferencia del Dr. Ing. D. Florencio del Pozo sobre el tema "La cúpula del Palau Blau-Grana".
Inauguración de la exposición.

19,00 Visita al Alcázer de Sevilla, donde las autoridades locales dieron la bienvenida a los participantes. A continuación se sirvió una copa de vino español.

Miércoles, 15 de noviembre de 1972.

Mañana:

9,00-11,00 I Sesión de Trabajo.
Tema I: "Control del tesado mediante armaduras postesas".
Mesa presidencial:
Presidente: R. López Palanco.
Vicepresidente: J. Verdaguer.
Vicepresidente: J. A. Torroja.
Ponente general: J. A. Torroja.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

J. A. Torroja: Informe general.
M. Raspall: "Ensayos con tendones BBRV de gran capacidad para centrales nucleares".

11,00-11,30 Descanso.

11,30-13,30 II Sesión de Trabajo.
Tema II: "Ejecución y control de la inyección".
Mesa presidencial:
Presidente: A. Gómez de Terreros.
Vicepresidente: A. García Valcárce.
Vicepresidente: F. del Pozo.
Ponente general: R. del Cuvillo.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

R. del Cuvillo: Informe general.
L. Muñoz Campos: "Análisis del comportamiento de unas vigas pretensadas afectadas por la helada".
M. Moneo: "Consideraciones prácticas sobre la inyección en obras singulares".
E. del Río: "Resolución práctica de la inyección en un caso particular".

Tarde:

16,00-18,00 III Sesión de Trabajo.
Tema III: "Forjados pretensados".

Mesa presidencial:

Presidente: C. Benito.
Vicepresidente: J. L. de Justo Alpañés.
Vicepresidente: J. Calavera.
Ponente general: J. Calavera.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

J. Calavera: Informe general.
A. Verde: "Optimación de forjados pretensados".
R. Piñeiro: "Sello de conformidad CIETAN".
J. Irujo: "Ensayos sobre el comportamiento de los forjados de semiviguetas de hormigón pretensado en momentos negativos".
G. Lozano: "Soluciones del forjado Rubiera Stalton".
E. Blanco: "Forjados pretensados con armaduras postesas no adherentes".
F. Cassinello: "Problemas constructivos".
A. Puerta: "Influencia de la cerámica en el fraguado del hormigón".
K. G. Bernander: "Prefabricación de forjados en Suecia".

18,00-18,30 Descanso.

18,30-20,30 Proyección de documentales sobre temas relacionados con la técnica del pretensado.

Jueves, 16 de noviembre de 1972.

Mañana:

9,00-11,00 IV Sesión de Trabajo.
Tema IV: "Realizaciones españolas pretensadas".
Primera parte: "Puentes y estructuras análogas".

Mesa presidencial:

Presidente: F. Arredondo.
Vicepresidente: A. Donaire.
Vicepresidente: R. del Cuvillo.
Ponente general: C. Fernández Casado.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

C. Fernández Casado: Informe general.
J. Herrera: "Los puentes de la autopista Bilbao-Behovia".
G. Aparicio: "Viaducto de Chonta, en la autopista Bilbao-Behovia".
C. Barredo: "Nuevos elementos de Procedimientos Barredo, S. A., y algunas realizaciones con ellos".
J. A. Torroja: "Los puentes de Andaráx y Molins de Rey".
A. Caparrós: "Pasos a distinto nivel en zona urbana para peatones y circulación rodada".
L. Muñoz Campos: "El puente Eduardo Casavilca".

11,00-11,30 Descanso.

11,30-13,30 V Sesión de Trabajo.
Tema IV: "Realizaciones españolas pretensadas".
Primera parte: "Puentes y estructuras análogas. Continuación".

Mesa presidencial:

Presidente: R. M. Guitart.
Vicepresidente: J. Luque.
Vicepresidente: R. Barredo.
Ponente general: C. Fernández Casado.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

J. A. López Jamar: "Pasos y viaductos".
J. B. Ripoll: "Tesado integral de tendones por el nuevo sistema STRONGHOLD. Realizaciones españolas".
C. Alvarez: "Los puentes realizados con vigas Preflex en España".
J. Manterola: "Algunas realizaciones".
L. Fernández Troyano: "Diversas realizaciones".

Tarde:

16,00-18,00 VI Sesión de Trabajo.
Tema IV: "Realizaciones españolas pretensadas".
Segunda parte: "Otras estructuras".

Mesa presidencial:

Presidente: C. Fernández Casado.
Vicepresidente: F. Cassinello.
Vicepresidente: M. Fisac.
Ponente general: M. Fisac.
Secretario: R. Piñeiro.

Comunicaciones:

M. Fisac: Informe general.
A. Puerta: "Cubiertas con vigas en V pretensadas".
J. A. López Jamar: "Pabellón Municipal de Deportes de La Coruña".
R. Amat: "Casos singulares de utilización del pretensado en edificación y obras públicas".
C. Fernández Casado: "Las torres de Colón y la iglesia de Torreciudad".
R. Romero: "Depósitos tipo PRELOAD".
F. del Campo: "Prefabricación in situ de vigas pretensadas para la cubierta de la nueva factoría Michelín, de Valladolid".
C. Alvarez: "Obras más interesantes realizadas con vigas Preflex en España".
C. Barredo: "Ultimas realizaciones de Procedimientos Barredo, S. A.".
V. Peiró: "Aplicaciones de los elementos huecos prefabricados en edificación y obras públicas".

18,00-18,30 Descanso.

18,30-19,00 Sesión de clausura.

19,00-20,30 "Proyección de documentales sobre temas relacionados con la técnica del pretensado".

Recepción ofrecida por D. Joaquín González Barba, Director de la firma Hierros, Forjados y Cementos, S. L., en su magnífica residencia "Santa Ana". En el curso de la misma, los asistentes fueron gentilmente atendidos y obsequiados con una espléndida cena fría.

Viernes, 17 de noviembre de 1972.

Mañana:

9,30 Salida en autobús, por la autopista Sevilla-Cádiz, a Jerez de la Frontera, con el fin de visitar las bodegas Garvey y González Byass, en las cuales los participantes pudieron apreciar las estructuras de hormigón pretensado en ellas construidas según proyectos de los señores Fisac y Torroja, respectivamente. En ambas bodegas, y como final de las visitas, se sirvió una copa de vino español.

Tarde:

14,30 Comida campestre y capea en una finca situada en el término de Las Pajanosas. En dicha capea, numerosos espontáneos, varios de los asambleístas e incluso algunas de las damas acompañantes, con indiscutible valor, lidiaron cinco jóvenes vaquillas, entre los cálidos aplausos de los numerosos y regocijados espectadores.

Sábado, 18 de noviembre de 1972.

Durante esta jornada se visitó la planta de prefabricación de Dragados y Construcciones, S. A., en Huelva, y algunas de las obras realizadas por la citada empresa en el puerto de dicha ciudad. Después, se fue a visitar el Monasterio de La Rábida, y, finalmente, todos los participantes fuero obsequiados con un espléndido almuerzo ofrecido por Dragados.

Comentaremos ahora, brevemente, algunos detalles de las Sesiones de Apertura y Clausura. La solemne Sesión de Apertura estuvo presidida por las siguientes personalidades:

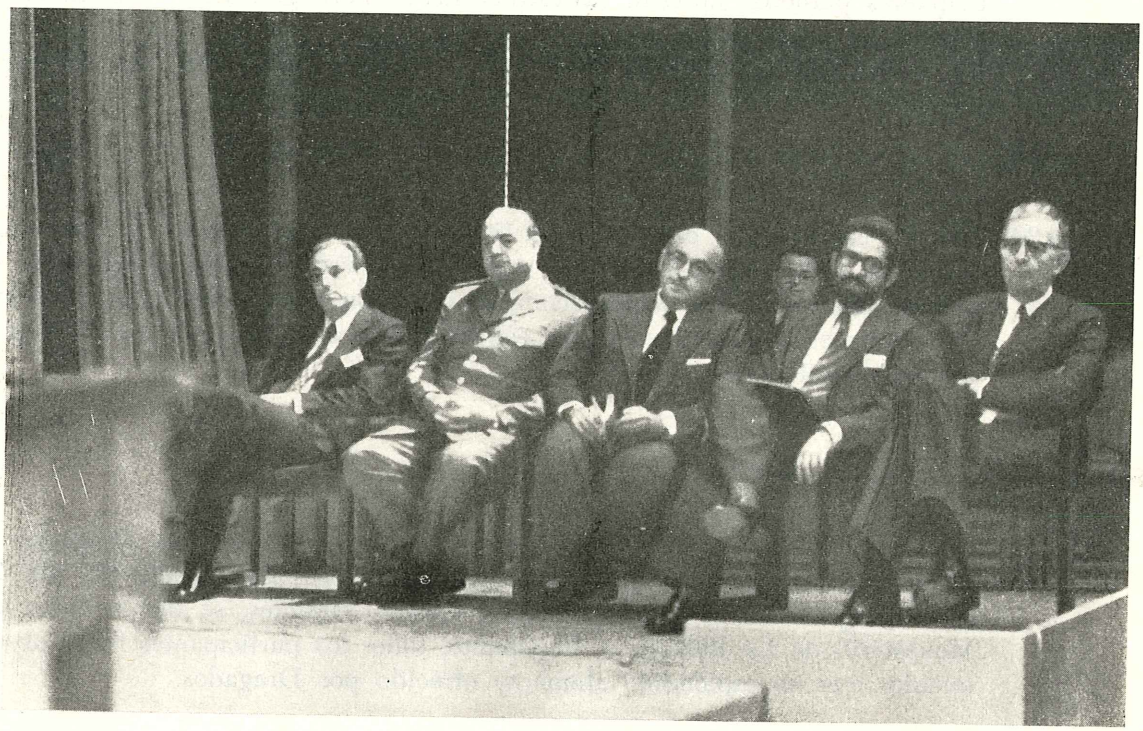
— Rector de la Universidad de Sevilla.
— Capitán General de la II Región Militar.
— Presidente de la Federación Internacional del Pretensado (FIP).
— Vicerrector de la Universidad de Sevilla.
— Vicepresidente de la ATEP (en representación del Presidente, ausente).

En esta Sesión hicieron uso de la palabra los señores: Gómez de Terreros, Presidente del Comité Organizador de la Asamblea; Janssonius, Presidente de la FIP, el cual, haciendo un esfuerzo digno de elogio, pronunció en español su discurso de salutación, y Clavero Arévalo, Rector de la Universidad de Sevilla.

En la Sesión de Clausura, la Mesa presidencial estuvo formada por los señores:

— Vicerrector de la Universidad de Sevilla, que ostentaba la representación del Rector y del Director de la Escuela de Arquitectura.
— Presidente de la ATEP.
— Representante del Director General de Industrias Químicas y de la Construcción.
— Vicepresidente de la ATEP,

y en la misma, el Sr. Cassinello, en su calidad de Presidente de la ATEP, pronunció unas palabras de despedida y agradecimiento a cuantos habían colaborado y participado en las reuniones. Por último, el Sr. López Palanco, Vicerrector de la Universidad, declaró clausuradas las Sesiones de trabajo de esta VII Asamblea.



Presidencia de la sesión de apertura.

Es posible que a alguno de nuestros lectores les haya sorprendido la presencia e intervención en estas reuniones, que normalmente tienen un carácter exclusivamente nacional, de delegados extranjeros. Por ello, queremos exponer las razones que justifican su presencia.

A propuesta de los representantes españoles en la Comisión de Prefabricación de la Federación Internacional del Pretensado, dicha Comisión celebró su reunión anual el lunes día 13 de noviembre, víspera de la inauguración de la Asamblea, en los locales de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla. Dada la coincidencia de lugar y fechas, algunos de los miembros extranjeros asistentes a la reunión decidieron solicitar autorización para participar en la Asamblea, prolongando unos días su estancia en Sevilla, ya que estaban interesados en los temas que iban a ser discutidos. Como es natural, la Junta de Gobierno de la ATEP no dudó en concederles la autorización solicitada. Finalizadas las reuniones, todos ellos manifestaron su complacencia



por haber tenido ocasión de tomar parte en las mismas, sobre cuyos resultados hicieron elogiosos comentarios. Siempre es satisfactorio comprobar que nuestras actividades y realizaciones van siendo cada día más conocidas y apreciadas en el ámbito internacional y que su nivel les permite competir con éxito con las de los países técnicamente más avanzados.

En el número anterior de HORMIGON Y ACERO hemos comentado ya que hubo una nutrida participación española y que el 30 por 100 de los asistentes a la Asamblea se inscribieron acompañados de sus esposas, cuya presencia, lógicamente, contribuyó en gran medida a la brillantez de los diversos actos programados y a que todo resultase más agradable.

Con esto terminamos la reseña de esta VII Asamblea Técnica Nacional. A continuación se reproducen los textos completos de las 33 comunicaciones presentadas en las diver-



Presidencia de la sesión de clausura.

sas sesiones de trabajo. En algunos casos, estos textos son más amplios que los leídos por sus autores en la Asamblea, pues en ésta, por la premura de tiempo, varios de los trabajos no pudieron ser expuestos íntegramente. Al publicarlos ahora, este defecto queda subsanado. En cambio, hemos de advertir que nos ha resultado imposible reproducir la totalidad de las diapositivas proyectadas a causa de su excesivo número. La selección, sin embargo, se ha procurado que resultase lo más completa posible, y se ha realizado siempre con el consentimiento de los propios autores de las comunicaciones y de acuerdo con su criterio.

No queremos adelantar juicio alguno sobre la calidad e interés de estos trabajos. Nuestra opinión podría parecer partidista. Pero ahí están; y aquellos que las lean podrán deducir después sus propias conclusiones. Lo único que queremos resaltar es que, una vez más, una mayoría de los Miembros de nuestra Asociación ha estimado conveniente hacer un paréntesis en su quehacer habitual, para durante cinco apretadas jornadas de convivencia intercambiar experiencias e impresiones y enterarse del real estado actual de la técnica del pretensado en España, de lo que en este campo recientemente se ha hecho, de lo que se está haciendo y de lo que se tiene proyectado hacer en un futuro inmediato. Con ello nos han demostrado que el interés general por estas Asambleas periódicas se mantiene vivo y que es ésta una de las actividades de la ATEP de mayor aceptación entre nuestros Asociados. Si, como esperamos, y parece deducirse de las impresiones recogidas, al final de estas Jornadas no se han sentido defraudados, podremos darnos por satisfechos; y cuántos con un total desinterés nos han prestado su valiosísima colaboración, y dedicado todo su esfuerzo a la organización de los diversos actos programados para que todo saliese lo mejor posible, encontrarán que sus desvelos han producido el fruto deseado y podrán sentirse compensados con la satisfacción que el deber cumplido produce siempre y sobre todo cuando, como en este caso ocurre, se trata de un deber voluntariamente aceptado y, por consiguiente, mucho más digno de agradecimiento. Que así sea.

* * *

Se incluye también, con el carácter de colaboración especial, el trabajo titulado "Algunas ideas sobre la posibilidad de construir presas con superestructura prefabricada", cuyo autor, el Ingeniero N. Elías, Miembro de nuestra Asociación residente en Salta (República Argentina), ante la imposibilidad de trasladarse a Sevilla para presentar personalmente su comunicación, la envió por escrito para su publicación en el presente número de HORMIGON Y ACERO, junto con las restantes. Agradecemos sinceramente su interés en colaborar en esta Asamblea.

SESION DE APERTURA

saludo del presidente de la FIP, señor Janssonius

Excelentísimo y magnífico señor, excelentísimos y magníficos señores, señoras y señores:

Estoy seguro de que el Comité Ejecutivo de la Federación Internacional del Pretensado se siente muy honrado por el hecho de que su Presidente haya sido invitado a pronunciar hoy aquí unas palabras.

A mi modo de ver, las Asambleas de las Asociaciones Nacionales del Pretensado son de la mayor importancia para la difusión de los conocimientos y experiencias teóricas y prácticas entre los constructores y técnicos. Son estos técnicos los que deben esforzarse en lograr en sus proyectos las economías que la aplicación del Pretensado permite. Y es, finalmente, la sociedad, en general, la que se beneficia de estos esfuerzos. No debemos tampoco dejar de mencionar las nuevas formas arquitectónicas que con el pretensado pueden realizarse.

Sé que estas ideas fundamentales no encierran, en absoluto, novedad alguna. Pero, a su vez, el que, como a mí me ocurre, hace numerosos viajes, observa con cierto asombro que las fronteras entre los distintos países no son solamente límites políticos, administrativos o de idioma. Con demasiada frecuencia, las fronteras entre las naciones constituyen también una barrera cultural, una barrera que, aparentemente, es difícil de franquear. Y esto ocurre también en nuestro campo común de actividad; la técnica del hormigón y del pretensado. Y es válido, asimismo, no sólo entre las grandes naciones, muy alejadas unas de otras, sino también entre los pequeños países vecinos.

Y ésta es precisamente la razón por la que hace ahora justamente veinte años se fundó la FIP en Cambridge (Gran Bretaña). Como Presidente de esta Federación, me siento orgulloso al comprobar que las ideas de sus fundadores permanecen siempre vigentes y en constante progreso, gracias al entusiasmo y la inteligencia de un gran número de técnicos agrupados en las más de 40 Asociaciones Nacionales que integran la FIP. El útimo Grupo Nacional constituido, que muy recientemente se ha asociado a nuestra Federación, ha sido el de Turquía.

Tengo la satisfacción de poder declarar que entre los Grupos miembros de la FIP vuestra Asociación ha sido siempre una de las más activas desde los primeros años de vida de la Federación.

No sin emoción he de recordar a mi predecesor en la presidencia, el profesor Eduardo Torroja.

Ha sido también vuestro país el que se ofreció para organizar los dos primeros Simposios, celebrados conjuntamente, en Madrid, en 1968, con los que se inició un nuevo tipo de actividades de la FIP.

Este año Rusia, siguiendo vuestro ejemplo, organizó los segundos Simposios; y en 1976 será Australia la que nos reciba para otra reunión análoga.

Quiero aprovechar también para explicar algo de lo que significa la FIP. Aparte de los Congresos y Simposios, la actividad permanente de la FIP se desarrolla en el seno de sus Comisiones Técnicas, con una composición realmente internacional.

Con ocasión de esta vuestra VII Asamblea, se invitó a la Comisión de Prefabricación de la FIP a celebrar su reunión anual aquí, en Sevilla. Me siento realmente feliz al haber podido comprobar que la hospitalidad española ha sabido conseguir un marco excepcional para el éxito de dicha reunión.

Existen otras diversas Comisiones de la FIP que trabajan en campos muy variados:

— La de aceros para pretensado y anclajes.
— La de resistencia al fuego.
— La de práctica constructiva, con cinco subcomisiones.
— La del hormigón ligero pretensado.
— La de cimentación de maquinaria pesada.
— La de construcción en zonas sísmicas.

Hace unas semanas se ha creado otra Comisión sobre estructuras marítimas, y espero que en un futuro próximo se formará una nueva Comisión para el estudio de los hormigones especiales.

Además, la FIP publica seis veces al año las denominadas "Notas de la FIP", que, sin duda, la mayor parte de vosotros conocéis a través de la versión en español de las mismas, que regularmente aparecen en la Revista HORMIGON Y ACERO de vuestra Asociación. En estas Notas se incluyen informes sobre las actividades internas de la FIP y breves noticias sobre estructuras destacables por su interés. Funciona también un servicio de intercambio de publicaciones. Cada Grupo miembro pone a disposición de la Secretaría de la FIP en Londres un cierto número de ejemplares de sus publicaciones nacionales, para su distribución entre todas las otras Asociaciones-miembros.

Todo ello constituye, realmente, un amplio abanico de actividades. Por lo que respecta a las Comisiones técnicas, su labor tiene como finalidad última la redacción de los informes que se presentan a los Congresos Internacionales, que cada cuatro años se organizan.

Como sabéis, el próximo tendrá lugar en Nueva York, en 1974, por invitación de nuestros colegas americanos del Instituto del Hormigón Pretensado (PCI). Espero y deseo sinceramente que una nutrida delegación española pueda atravesar el Atlántico para intercambiar ideas, hecho que considero fundamental para continuar progresando en nuestro campo común de actividad.

Y para terminar, excelentísimo y magnífico señor Rector y Presidente, quiero expresar a todos los participantes en esta Asamblea, sean miembros de la Asociación o invitados, mis mejores deseos de un feliz éxito en las reuniones que hoy y aquí se inician.

la cúpula del Palau Blau-Grana

Texto de la conferencia pronunciada en la sesión de apertura de la asamblea por Florencio del Pozo, Dr. Ing. de Caminos

Excmo. y Magnífico Sr., Excmos. e Ilmos. Sres., señoras, señores:

Vamos a tratar en esta exposición de algunos temas que se han planteado en el proyecto y ejecución de la cubierta del Palau Blau-Grana, pabellón polideportivo del Club de Fútbol Barcelona, construido en las proximidades de su actual estadio.

Este pabellón, con capacidad para 6.000 espectadores, precisaba de una cubierta de unos 5.000 m² de superficie. La distribución arquitectónica en planta, en forma de octógono regular, y la estructura inferior obligaba, en cierta forma, al apoyo de la cubierta en los ocho vértices del citado octógono.

Después del tanteo y estudio de diferentes soluciones, tanto metálicas como de hormigón, la decisión final quedó reducida a la comparación de las dos estructuras siguientes:

En primer lugar, una solución en vigas laminares prefabricadas de hormigón formadas por la unión de dos paraboloides hiperbólicos. El canto total de estas vigas variaba linealmente desde 2,40 m en el apoyo perimetral a 6 m en el centro. El espesor era de 6 m (fig. 1).

Todas estas vigas se unían en el centro, radialmente, a dos anillos de 14 m de diámetro, el superior solicitado a compresión y el inferior trabajando a tracción y fuertemente pretensado. La construcción se había previsto, mediante el montaje de todas las vigas, cuyo peso medio era de 110 t, en su apoyo perimetral y en un castillete central. A continuación se hormigonarían in situ los dos anillos, para terminar con el pretensado del anillo inferior, simultáneo al pretensado definitivo de las vigas que proporcionaba además la solidarización de éstas al citado anillo inferior. En una última fase se procedería a la unión transversal de las vigas a sus contiguas, mediante el hormigonado in situ de unos nervios a lo largo de las aristas longitudinales inferiores.

Esta solución que precisaba la prefabricación, manipulación y colocación de elementos pesados en la obra, fue superada en diferentes aspectos por la segunda solución; por lo que fue desechada después de un cuidadoso estudio comparativo.

La estructura elegida fue una cúpula rebajada. A título informativo, en la figura 2 se reproduce un cuadro en el que se indican las dimensiones de algunas de las más características cúpulas de este tipo construidas hasta la fecha. Dentro de este tipo estructural, las variantes que podían considerarse eran muchas y, como ocurre casi siempre, de la acertada elección de ciertos detalles dependía fundamentalmente el éxito.

Los puntos que había que tener en cuenta podían reducirse fundamentalmente a los cuatro siguientes:

1.º Seguridad de la estructura. En este aspecto el problema fundamental que se plantea en cúpulas rebajadas de gran diámetro es el pandeo.

2.º Plazo de ejecución de la obra, ya que, por necesidades de utilización del pabellón, había que construir la cubierta en sólo cuatro meses.

3.º La economía.

4.º El aspecto estético, que en una construcción de este tipo tiene una gran importancia.

Una de las primeras decisiones que se tomaron fue la de hacer la bóveda con lunetos perimetrales, apoyándola, por tanto, en los ocho soportes situados en los vértices de la planta octogonal.

Se prefirió esta solución en competencia con la cúpula totalmente cerrada con anillo perimetral circular, que hubiese permitido un plexo tensional más uniforme, no sólo porque facilitaba la iluminación natural del pabellón a través de los lunetos perimetrales, sino también porque de esta forma la cubierta armonizaba mejor con el resto de la construcción.

En contrapartida, esta decisión precisaba de un estudio más cuidadoso de las deformaciones de la cúpula en su borde exterior; obligaba a una rigidización de los lunetos (que se realizó, como veremos, mediante unas viseras) y, por último, exigía un estudio muy cuidado de su estabilidad a pandeo.

Quizá en todo el estudio previo realizado el punto más debatido fue el de si se proyectaba la cúpula de espesor constante o se hacía nervada.

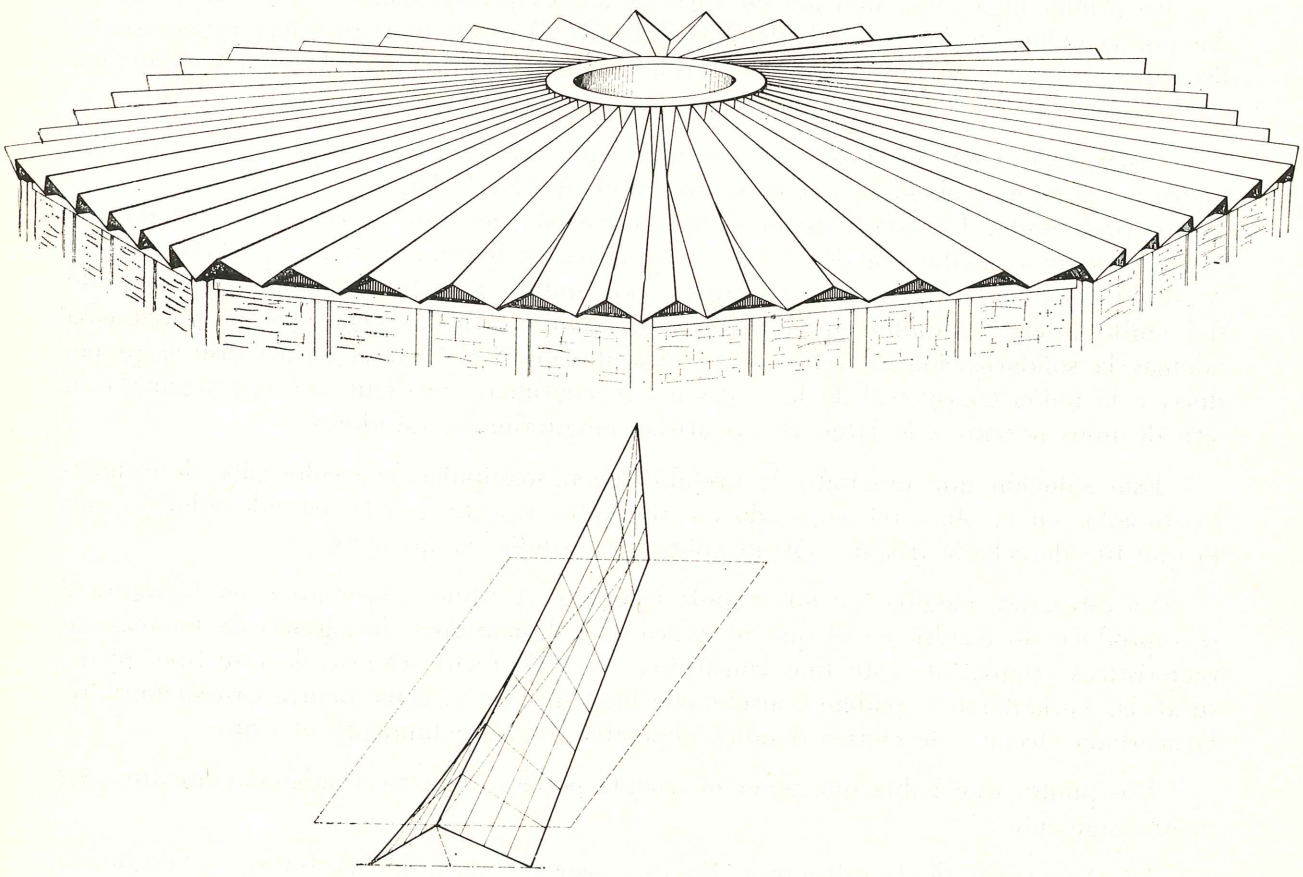


Figura 1.

DIMENSIONES DE ALGUNAS DE LAS CUPULAS REBAJADAS DE HORMIGON MAS CARACTERISTICAS

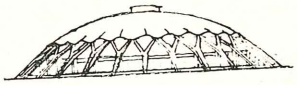
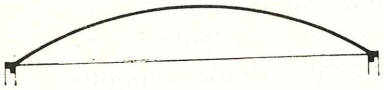
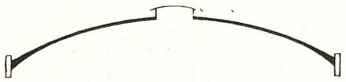
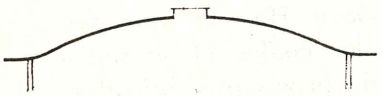
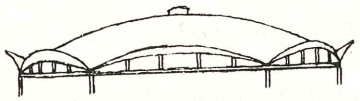
CUPULA		País	Año	Diámetro m	Espesor m
	Mercado de Algeciras.	España	1934	47,62	0,09
	Sala Municipal de Alburquerque.	Méjico	1956	66,00	0,125
	Palacio de los Deportes de Roma.	Italia	1957	60,00	Variable
	Arena de Montreal.	Canadá	1958	83,60	0,127
	Palacio de Deportes en Tbilissi.	Rusia	1963	75,20	0,05 0,40
	Bodegas González Byass en Jerez.	España	1963	45,00	0,08
	Palacio de Deportes en Salónica.	Grecia	1964	75,00	0,100
	"Het Evoluon" de Eindhoven.	Holanda	1965	72,00	Variable
	Palau Blau-Grana de Barcelona.	España	1971	78,00	Variable

Figura 2.

A favor de la cúpula de espesor constante estaba, fundamentalmente, la economía, ya que un intradós liso permitía su realización mediante el uso de un encofrado de madera de tipo convencional, aunque costoso, pues además de la dificultad de la doble curvatura era necesario cuidarlo mucho al quedar visto el hormigón en esta cara. En contra de esta solución había una razón muy poderosa que era la seguridad a pandeo, ya que, en general, las cúpulas construidas de estas dimensiones tienen apoyo perimetral conti-

nuo, como puede apreciarse en la figura 2 antes citada. No puede extrañar, por tanto, que desde el primer momento nos inclináramos hacia la solución nervada.

Pero esto nos planteaba un nuevo problema: cómo construir a un coste razonable y en un plazo tan corto una cúpula nervada de este tipo. El encofrado de tipo tradicional estaba totalmente descartado por las dos razones anteriores: precio y plazo. La solución había que buscarla en la prefabricación, pero sin olvidar que el monolitismo de la estructura debía ser, si no una meta casi obligada, sí deseable desde muchos puntos de vista.

La solución adoptada, y con la que creemos se resolvieron los problemas planteados, fue prefabricar unas piezas ligeras de hormigón, con sólo 3 cm de espesor, que sirvieran de encofrado para un hormigonado posterior de los nervios y de una capa de compresión, continua, de 7 cm de espesor, quedando después incorparadas a la estructura resistente.

De esta forma se ha conseguido: en primer lugar, hacer una cúpula monolítica nervada, con lo que la seguridad a igualdad de material es mayor; poderla construir en el plazo previsto, ya que al mismo tiempo que se realizaba la cimbra se prefabricada el encofrado; que, en coste, compitiera incluso con la solución de espesor constante y encofrado convencional; y, por último, que su aspecto resultara agradable desde el punto de vista estético.

Las características de la estructura son las siguientes: cúpula esférica de 78 m de diámetro, apoyada en ocho puntos, con viseras de vuelo máximo de 3 m rigidizando los bordes, que tenían 28,70 m de luz, y un zuncho octogonal postensado que recoge los empujes horizontales. La flecha es de 10,60 m (figs. 3 y 4).

La parte nervada corresponde a un diámetro de 68,40 m, con nervios de espesor variable entre 6 y 9 cm y canto uniforme de 25 cm. La forma de los encofrados prefabricados son rombos con cambio de ritmo para poder terminar en clave. Hay 14 tipos de encofrados diferentes, según el paralelo a que corresponden, de los cuales 11 se repiten 88 veces y tres se repiten 44 veces; con lo que el número de piezas prefabricadas fue de 1.188 en total. Los nudos o puntos de cruce de los nervios están situados, en planta, en circunferencias concéntricas con incremento de radio constante de 2 m, para mayor facilidad en la colocación de la cimbra tubular utilizada que estaba modulada a esta separación (fig. 5).

La mayor de las piezas prefabricadas tiene diagonales de 2,50 m por 4,20 m y un peso máximo de 500 kg. Las paredes laterales para el encofrado de los nervios están inclinadas, con un ancho mayor abajo que arriba, como una seguridad adicional para la unión del encofrado al hormigón vertido in situ. Cada pieza está formada por planos con cuatro quiebros, para adaptarse lo más posible a la superficie esférica; dos de estos quiebros según las diagonales y los otros dos a los cuartos de la mayor diagonal (fig. 6).

Para efectuar el cambio de ritmo de los nervios fue necesario proyectar un encofrado singular.

Las piezas de encofrado se armaron con una ligera malla electrosoldada, lo que les permitía resistir, apoyadas en las cuatro esquinas, su peso propio, el hormigonado posterior y la sobrecarga de los operarios. Cada 40 cm en cada dirección, se dispusieron unas horquillas para unir la malla del elemento a la armadura de la parte hormigonada posteriormente.

En las proximidades de los apoyos el espesor aumentaba hasta alcanzar los 70 cm necesarios. El apoyo se realizó, mediante placas de neopreno zunchado, sobre los soportes de las ocho esquinas del edificio. Estos soportes tienen una sección de 1,20 $\times$ 0,60 m.

Las viseras tienen forma de conoide, de espesor variable, con un mínimo de 10 cm en el borde, y las generatrices de este conoide forman un ángulo de 30° con la horizontal. El conoide se corta exteriormente por un cilindro circular de eje vertical. Para rigidizar este arco en gaviota se han dispuesto cuatro pilarcillos biarticulados que a tra-

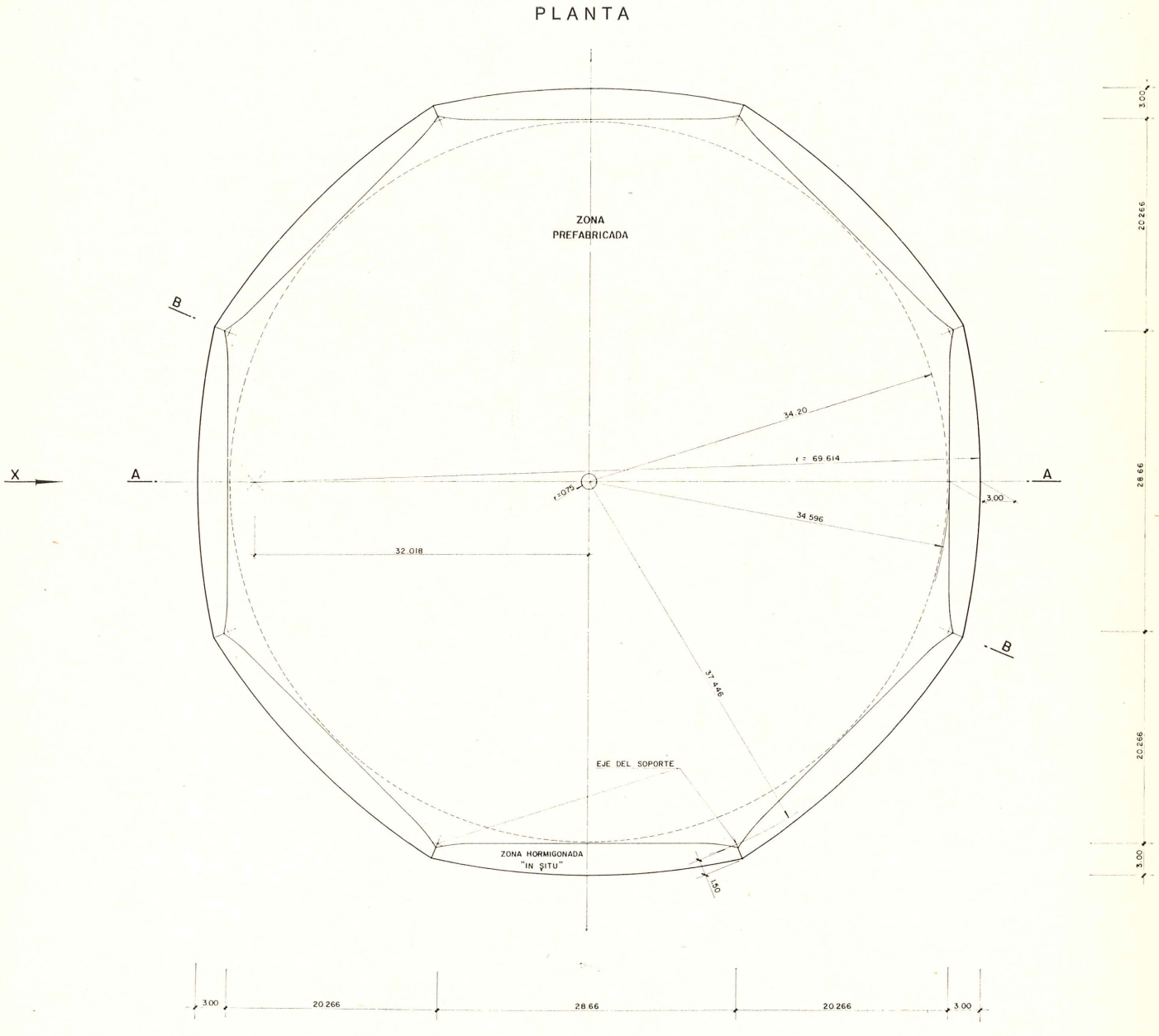
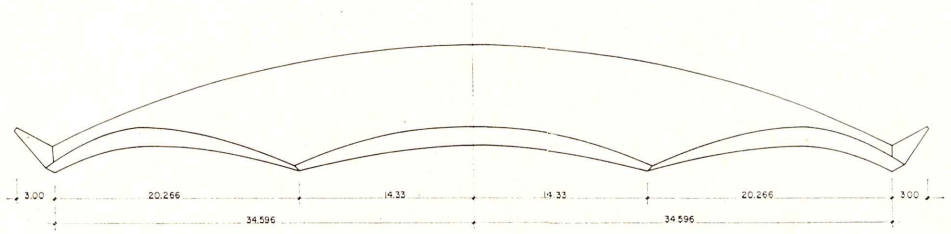


Figura 3.

VISTA CONVENCIONAL POR X



SECCION B-B

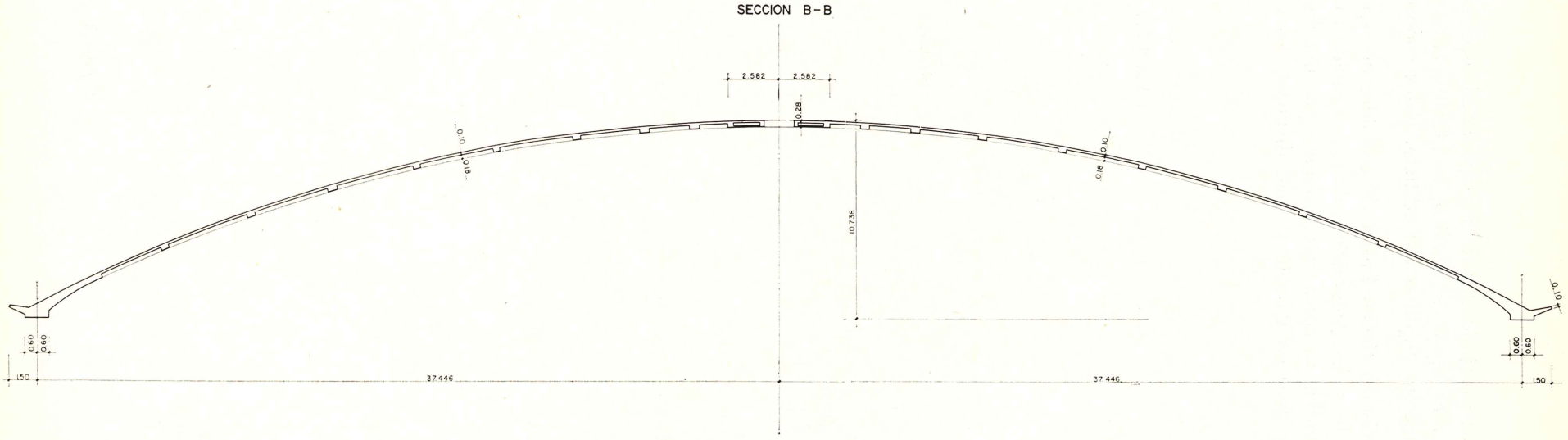
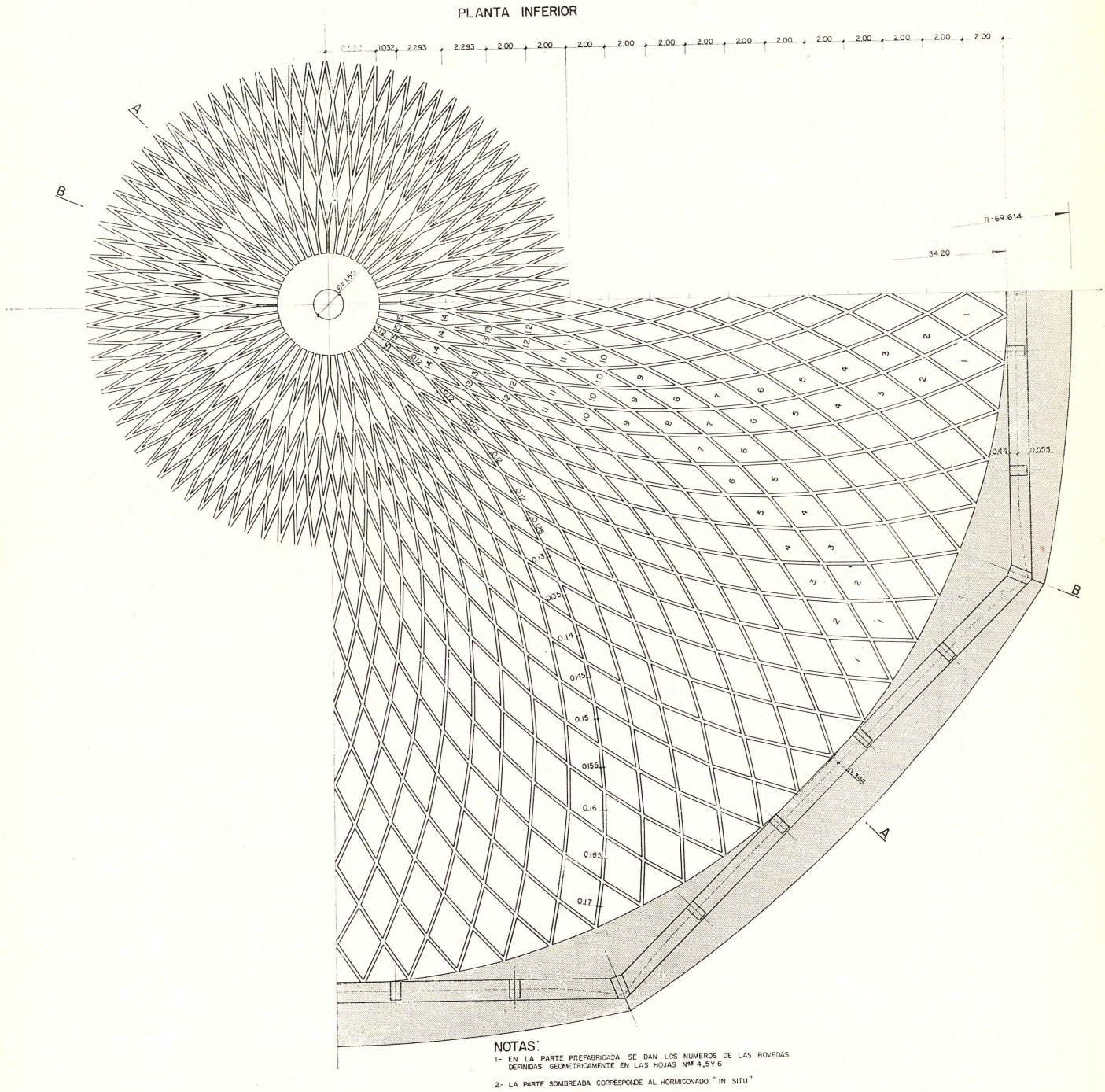


Figura 4.

PLANTA INFERIOR



NOTAS:

1.- EN LA PARTE PREFABRICADA SE DAN LOS NUMEROS DE LAS BOVEDAS DEFINIDAS GEOMETRICAMENTE EN LAS HOJAS Nº 4,5 Y 6

2.- LA PARTE SOMBREADA CORRESPONDE AL HORMIGONADO "IN SITU"

Figura 5.

PLANTA
(VISTA DIRECCION SEGUN O-W)

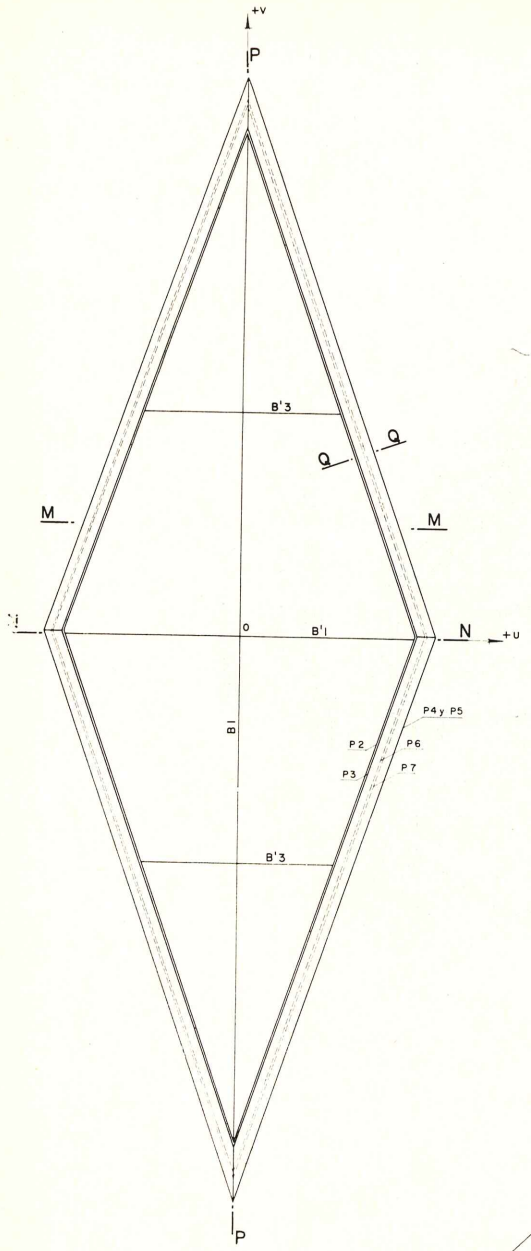
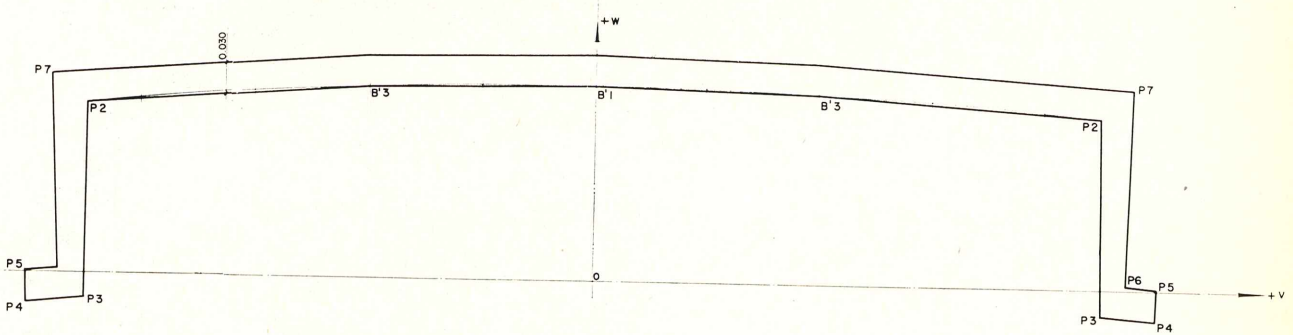
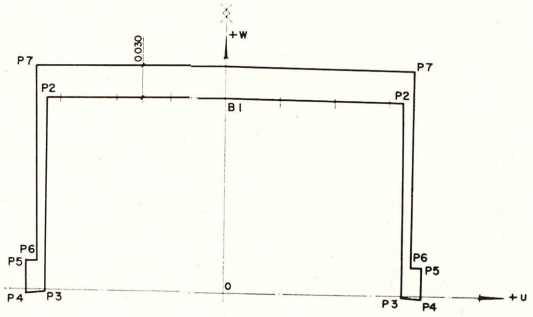


Fig. 1

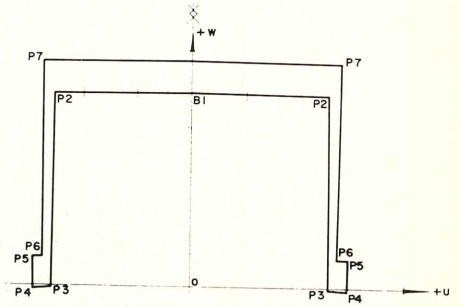
SECCION P-P (U = 0) SEGUN MERIDIANO



SECCION N-N (V = 0) (SEGUN PARALELO)



SECCION M-M (SEGUN PARALELO)



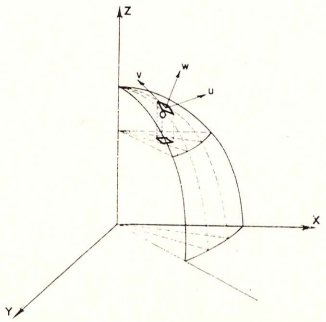
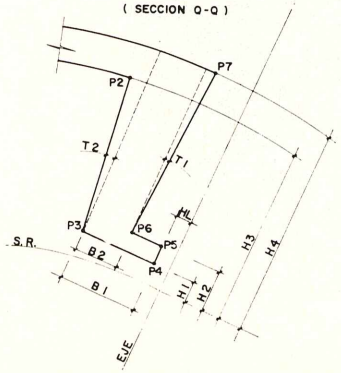


Fig. 2
(SECCION Q-Q)



NOTAS:

1.- LA ESFERA DE REFERENCIA (S.R.) ES LA QUE CONTIENE LAS CARAS INFERIORES DE LOS NERVIOS (R= 75.1105)

2.- LOS EJES ADOPTADOS SON: ORIGEN PUNTO SOBRE S.R. EJES U.V. EN EL PLANO TANGENTE A DICHA S.R. EN O Y DIRECCIONES MERIDIANO Y PARALELO. EJE W NORMAL DIRIGIDO HACIA EL EXTERIOR (FIG. 1)

3.- ESTA HOJA SE COMPLETA CON LAS HOJAS Nº 5 Y 6

4.- LAS CARACTERISTICAS DE LAS DISTINTAS BOVEDAS ESTAN REPRESENTADAS EN LA SECCION Q-Q (EN ESQUEMA EN LA FIG. 2)

5.- LA SITUACION DE LAS DISTINTAS BOVEDAS PUEDEN VERSE EN LA HOJA Nº 3

6.- LA ESCALA VERTICAL ES CUATRO VECES SUPERIOR A LA HORIZONTAL EN LAS SECCIONES REPRESENTADAS

7.- PARA LAS DIMENSIONES DE LAS DISTINTAS BOVEDAS, VEASE EL RESULTADO DEL CALCULO MECANIZADO.

8.- PARA LA CONSTRUCCION DEL ENCOFRADO SE ADOPTARA EN LUGAR DEL ARCO B'_1 , B'_2 ..... B'_1 P_2 LAS DOS RECTAS B'_1 B'_3 Y B'_3 P_2 EN EL SENTIDO DE LOS MERIDIANOS. EN LOS SENTIDOS DE LOS PARALELOS, EL ARCO SERA SUSTITUIDO POR LA RECTA B_1 P_2

9.- SON CARACTERISTICAS CONSTANTES PARA TODAS LAS BOVEDAS: HL = 0.001 m H2 = 0.030 m H4 = 0.210 m
HI = 0.000 m H3 = 0.180 m B2 = 0.030 m
PENDIENTE = T1 = T2 = 0.025

Figura 6.

vés del anillo octogonal pretensado apoyan en cuatro pilares de la estructura inferior (figura 7).

En cuanto al cálculo de la cúpula se han realizado, tanto para cargas simétricas como antimétricas, cálculos laminares, combinados con otros en que se ha asimilado la estructura a entramados espaciales. Para estos últimos cálculos se ha utilizado el STRESS,

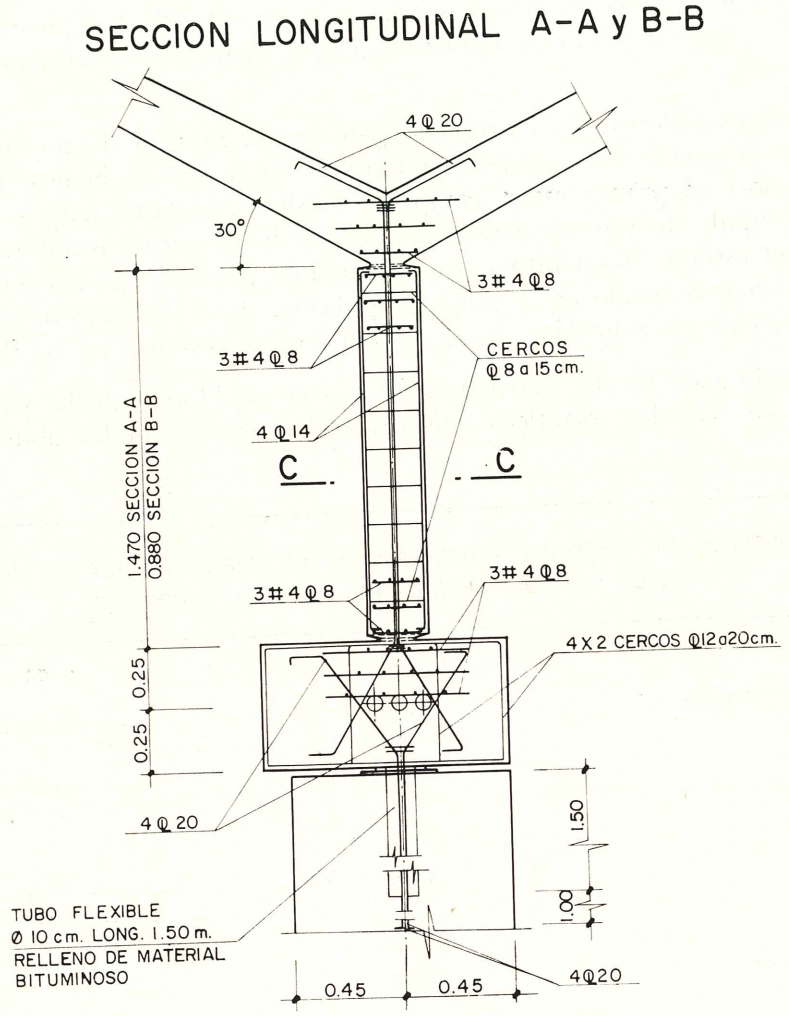


Figura 7.

en un ordenador 1.130 de 32 K. En los casos de cargas simétricas, como son las cargas permanentes, pretensado, temperatura, etc., se estudió un dieciseisavo de la cúpula, con lo que en uno de los bordes las condiciones eran "no concordantes", y al no admitir el STRESS este tipo de condiciones, se tuvieron que simular mediante elementos adicionales ficticios. La versión más avanzada del STRESS, que es el STRUDL, admite ya estas condiciones de borde; pero en la fecha que se realizaron estos cálculos no estaba puesto a punto en España.

Como ya hemos dicho, el verdadero problema del cálculo era el pandeo, y en este aspecto la escasa bibliografía existente trata únicamente la lámina esférica de espesor constante; caso que, evidentemente, no podíamos aplicar a nuestra cúpula.

Para adaptarnos lo más posible al caso que teníamos planteado, se estudió el pandeo de una cúpula esférica con dos espesores ficticios distintos: uno δ correspondiente a la rigidez a esfuerzos axiles y otro distinto δ_I correspondiente a la rigidez a flexión de la lámina. El planteamiento se realizó siguiendo el método energético, suponiendo prefijada una figura de pandeo y estableciendo la condición de mínimo de la energía potencial del sistema (energía interna de deformación menos el trabajo de las fuerzas exteriores). No quiero cansarles exponiéndoles con más detalle un cálculo que fue largo y complicado, desde el punto de vista matemático, pero creo interesante exponerles los resultados finales.

Se obtuvieron valores de la carga de pandeo, en función de un coeficiente α que representa la relación entre los espesores ficticios δ y δ_I que ya hemos citado. Para comprobar podíamos: en primer lugar, comparar nuestros resultados para $\alpha = 1$, que corresponden a la cúpula de espesor constante, con los dados por otros autores, y en segundo lugar, hacer el estudio comparativo con la carga de pandeo experimental obtenida en el ensayo del modelo reducido de la propia cúpula real. Los resultados de estos estudios, así como el coeficiente de seguridad de la cúpula real, se resumen en las figuras 8, 9 y 10.

Como es obligado en una estructura de la responsabilidad de la que nos ocupa, se comprobaron los cálculos analíticos con resultados experimentales obtenidos en el en-

RESULTADOS DE DISTINTOS AUTORES PARA LA CARGA CRITICA DE PANDEO EN LA CUPULA ESFERICA DE ESPESOR CONSTANTE

AUTORES	Año	γ en $q_{crit} = \gamma E \frac{S^2}{R^2}$ $\nu = 0$
Zoelly.	1915	$\frac{2}{\sqrt{3(1-\nu^2)}} = 1{,}156$
V. Kármán y Tsien.	1939	0,3652
Friedrichs.	1941	0,9
Tsien.	1942	0,312
Muschtari y Surkin.	1950	0,34
Feodosjew.	1954	0,32
* Schmidt.	1960	0,32
Haas y Van Koten.	1966	0,34
Propuesta $\alpha = 1$.	1971	0,3168

Figura 8.

VALORES OBTENIDOS PARA EL MODELO REDUCIDO

Paralelo	q_{crit} (Kg/m²) obtenida por cálculo (*)		q_{crit} (Kg/m²) obtenida del modelo	Diferencia %
1	1.393		> 1.590	
2	1.376		< 1.789	
3	1.396	Media 1.427	Media 1.670	14,6 %
4	1.409			
5	1.442			
6	1.545			

(*) Valores medios de los obtenidos con los datos de espesores según el paralelo y según el meridiano.

Figura 9.

SEGURIDAD A PANDEO DE LA CUPULA

Paralelo	q_{crit} (Kg/m²) (*)		Coeficiente de seguridad
1	1.774		Para las cargas permanentes $\gamma = \frac{1.832}{382} = 4{,}80.$
2	1.787		
3	1.786	Media 1.832	
4	1.795		Para la carga máxima $\gamma = \frac{1.832}{447} = 4{,}10$ (**).
5	1.874		
6	1.978		

(*) Obtenido para $E_{dif} = \frac{E_{inst}}{2}$

(**) Incluido el efecto sísmico.

Figura 10.

sayo de un modelo reducido. El ensayo fue realizado en el Laboratorio Central del Centro de Estudios y Experimentación del Ministerio de Obras Públicas.

El modelo ensayado fue del tipo elástico y se construyó en plexiglás a escala 1 : 35, con lo que su diámetro aproximado fue de 2,30 m.

El casquete esférico se dividió en cuatro partes y la forma se obtuvo mediante tratamiento térmico (tres días a una temperatura de 120-130° y enfriamiento en veinticuatro horas). Completado el casquete por pegamento de las cuatro parte en que se había dividido, se reprodujeron los nervios a escala, dándoles a su vez la curvatura precisa mediante el mismo tratamiento térmico. Por último, se procedió a pegar todos y cada uno de ellos con un pegamento adecuado, cuya resistencia había sido ensayada previamente (fig. 11).

La parte perimetral maciza de la cúpula y las viseras se reprodujeron en el modelo mediante mecanizado de chapa gruesa de plexiglás, para dar a ésta la forma adecuada. Después se unió al resto del modelo de la cúpula mediante pegamento. En la figura 12 puede verse el modelo terminado.

El sistema utilizado para cargar el modelo fue el de aplicación directa de pesos, mediante bloques de escayola con la curvatura necesaria para su perfecta adaptación al modelo, intercalando entre éste y los bloques una capa de gomaespuma de 4 cm de espesor, con objeto de asegurar una perfecta distribución de las cargas. Los bloques de escayola se colgaron de un bastidor metálico que en el momento de la carga se bajaba mediante gatos manuales, lo que aseguraba una carga uniforme y permitía repetir de forma cómoda y sencilla los distintos ciclos de carga y descarga (fig. 13).

La fuerza de pretensado en el anillo se introdujo con ocho cargas radiales en los apoyos, mediante cargas verticales y poleas, aplicadas con muelles previamente tarados, unidos a un marco rígido, desplazable también con gatos manuales.

Se realizaron medidas de flechas en 50 puntos y de deformaciones mediante 65 bandas extensométricas y 70 rosetas, con lo que se totalizaron 275 puntos de medida de deformaciones. La sensibilidad de las medidas en el modelo permitieron determinar las tensiones en la estructura real con errores menores de 2 kg/cm^2.

Los estados de carga que se ensayaron fueron los siguientes:

1.° Pretensado inicial.

2.° Carga máxima total.

3.° Carga máxima total más pretensado final.

4.° Carga asimétrica, en la que se llegó a cargar media cúpula con el 50 por 100 de la carga total.

El quinto estado, en el que se llegó al colapso por pandeo, consistió en mantener el esfuerzo de pretensado final constante e ir aumentando la carga sobre el modelo por escalones de 0,5 en 0,5 de la carga total máxima. Hasta cuatro veces la carga máxima total, las medidas realizadas fueron perfectamente elásticas; al aumentar la carga a 4,5 veces la máxima, se produjo el pandeo de la estructura.

Como ya se ha indicado, la cubierta se construyó en sólo cuatro meses. Las obras se iniciaron el 1 de mayo y concluyeron el 31 de agosto de 1971.

A continuación, con el auxilio de una serie de fotografías, se comentan brevemente algunos detalles de las diferentes fases del proceso seguido en la construcción de esta estructura.

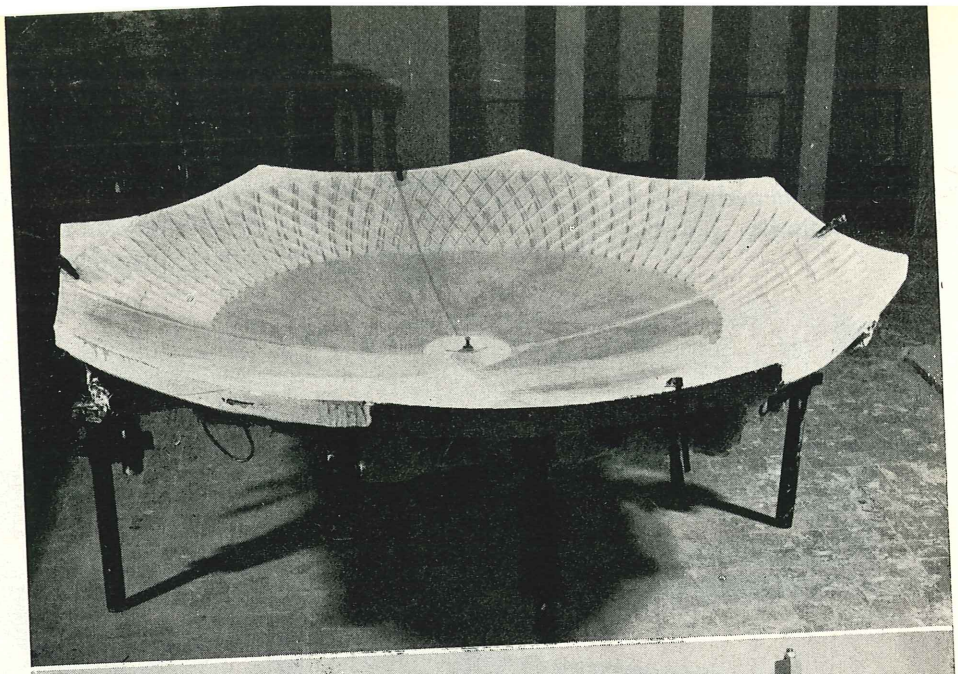


Figura 11.

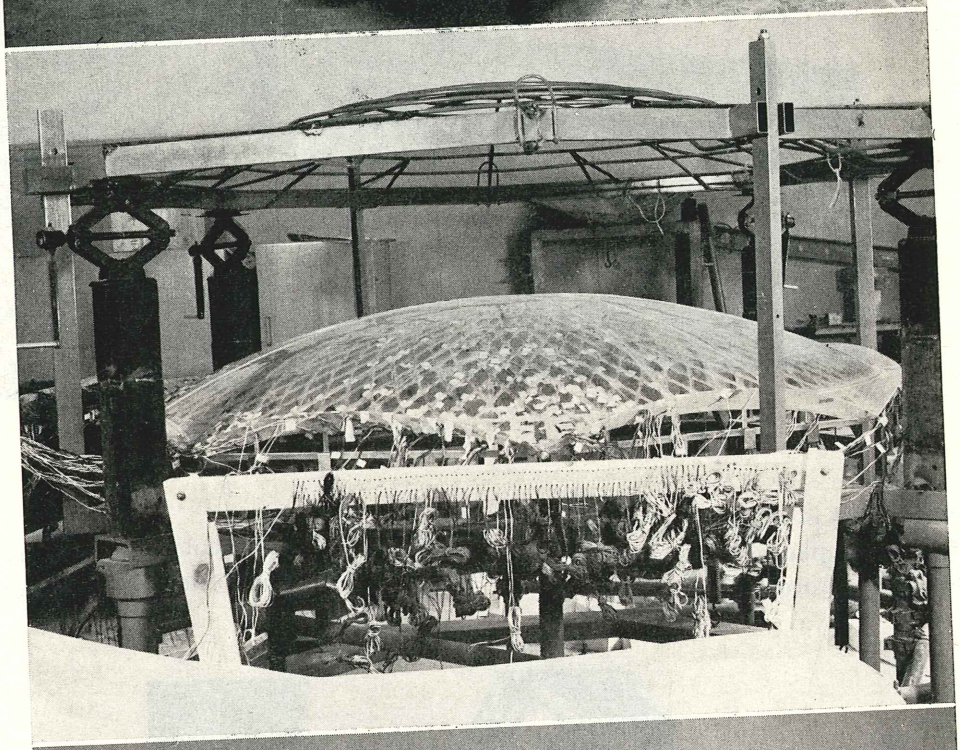


Figura 12.

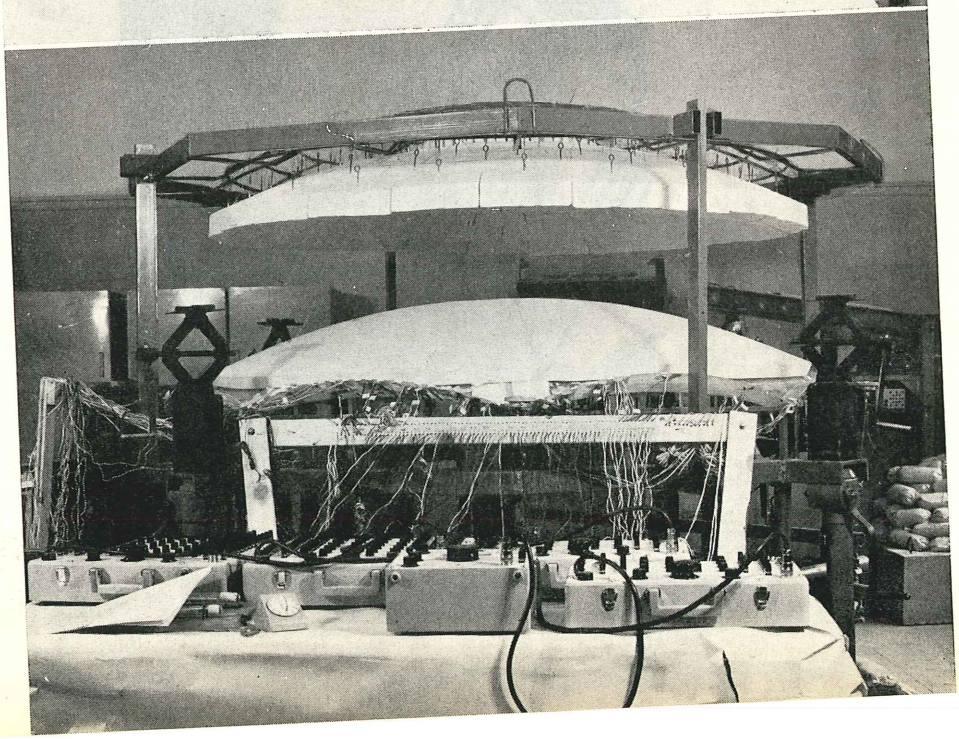


Figura 13.

En la figura 14 pueden verse las piezas prefabricadas, utilizadas como encofrado perdido, almacenadas en las proximidades de la obra. El montaje de estas piezas se hacía sobre una cimbra tubular (fig. 15), utilizando grúas torres dispuestas alrededor de la

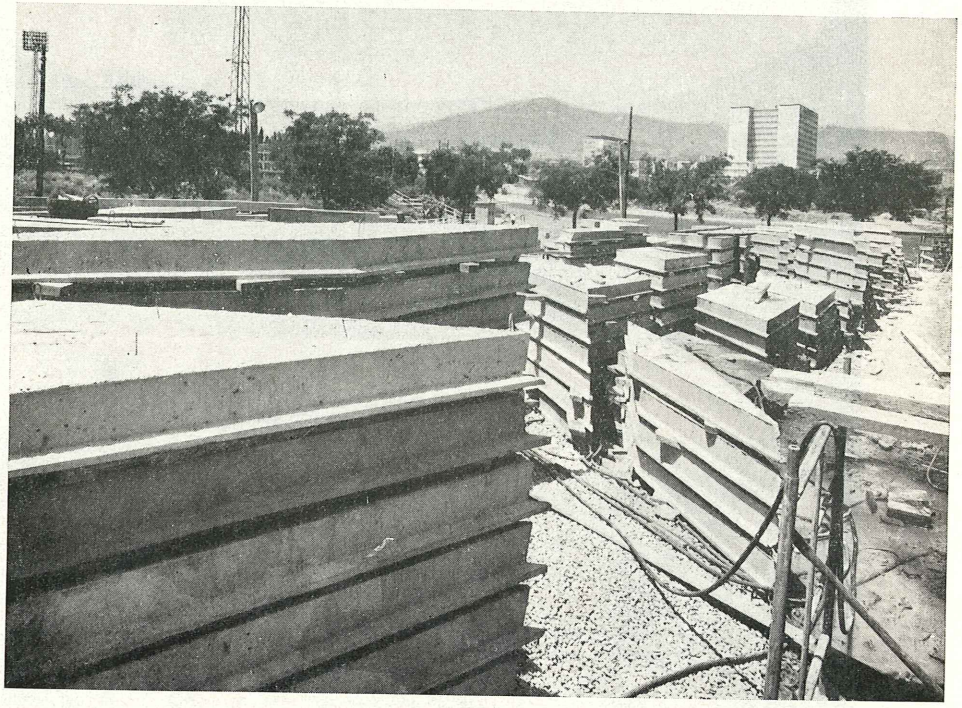


Figura 14.

obra y que permitían barrer toda la cubierta (fig. 16). La colocación de las piezas se hizo mediante replanteo topográfico, cerrando cada dieciseisavo de la cúpula con objeto de no acumular errores.

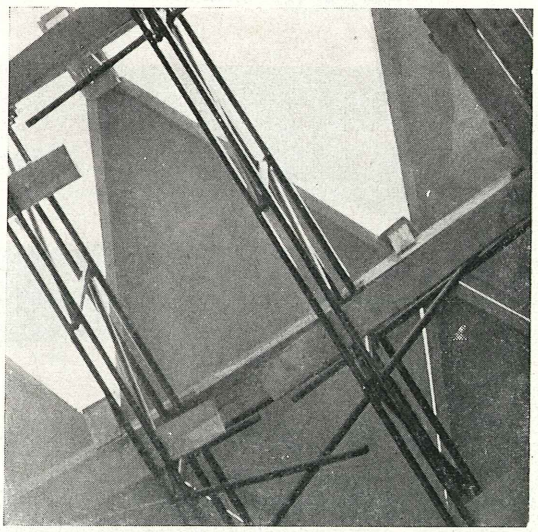


Figura 15.

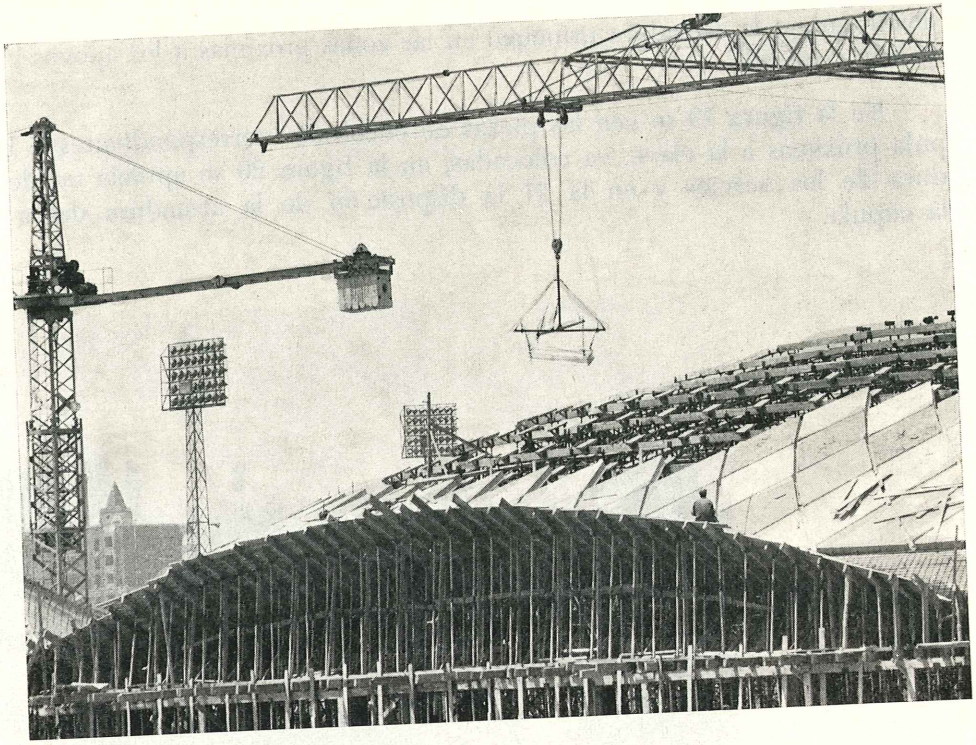


Figura 16.

Para la construcción de las viseras y la estructura perimetral se utilizó un encofrado convencional. En la figura 17 se aprecia el encofrado del anillo octogonal, con las vainas de la armadura postesa. Esta armadura estaba formada por tres torones de 44 alambres ϕ 7, que se tesaron a una carga inicial de 190 t cada uno, mediante el sistema B.B.R.

La figura 18 es una vista de la zona de unión de las viseras con la cúpula, cuando ya estaba colocada la armadura para el hormigón vertido in situ. Se puede apreciar la dispo-

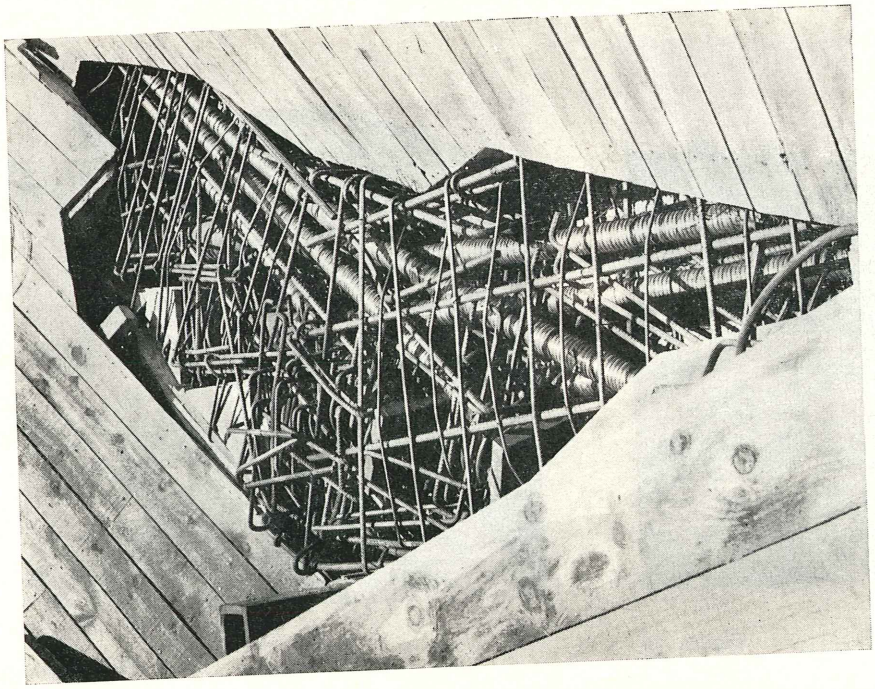


Figura 17.

sición dada a la armadura principal en las zonas próximas a los apoyos y la perfección del trabajo realizado.

En la figura 19 se ven las piezas de encofrado correspondientes a la zona de la cúpula próximas a la clave, ya colocadas; en la figura 20 se aprecia un detalle de la armadura de los nervios y en la 21 la disposición de la armadura de la zona central de la cúpula.



Figura 18.



Figura 19.

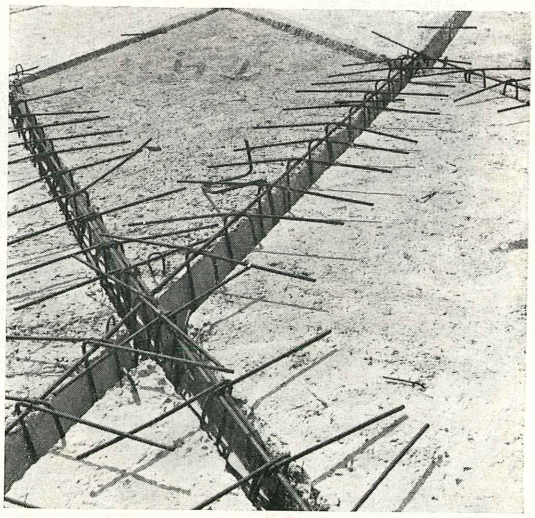


Figura 20.



Figura 21.

La figura 22 corresponde a una fase del hormigonado de la zona perimetral. En ella se puede apreciar cómo se realizó el hormigonado de la unión de la parte maciza con la parte nervada. Entre la zona maciza y la primera pieza prefabricada se dejaban unos 20 cm, que se hormigonaban después de que el hormigón anteriormente vertido había fraguado lo suficiente para poder actuar como contención del nuevo hormigón.

La secuencia seguida en el hormigonado de la capa continua fue:

1.º Zonas aproximadamente circulares con centro en los apoyos.
2.º Hormigonado de viseras.
3.º Hormigonado, por paralelos, entre las zonas primeramente hormigonadas.
4.º Hormigonado por paralelos sucesivos.



Figura 22.

La figura 23 es una vista aérea de la cúpula en una fase ya avanzada del hormigonado de esta capa continua. Permite además apreciar las dimensiones de la cubierta tomando como término de comparación la dimensión humana.

En la figura 24 se reproduce una vista interior del pabellón con la cúpula ya descimbrada. En ella se puede ver la araña metálica que sujeta las luces de la pista. Esta

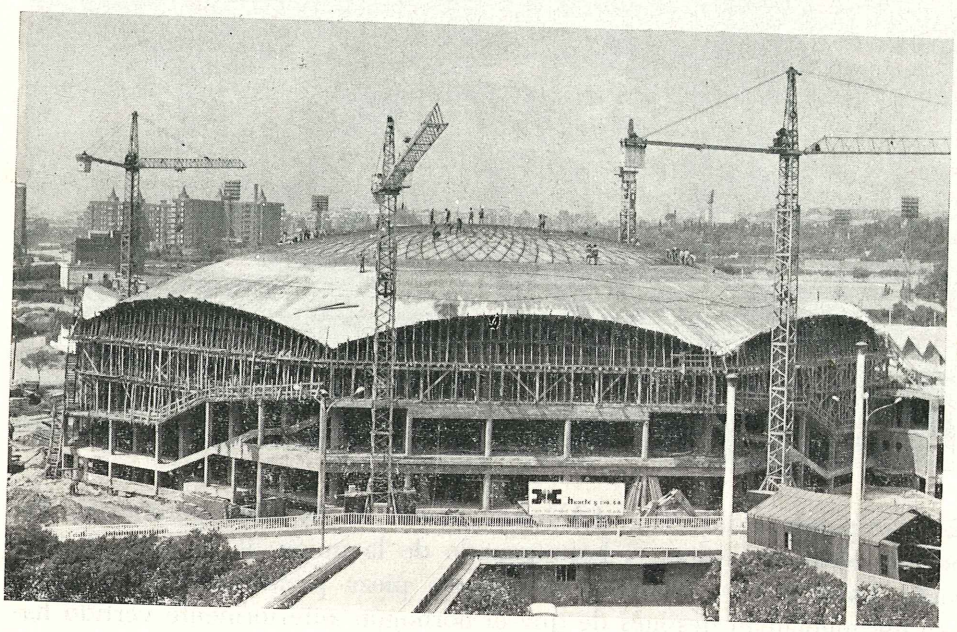


Figura 23.



Figura 24.

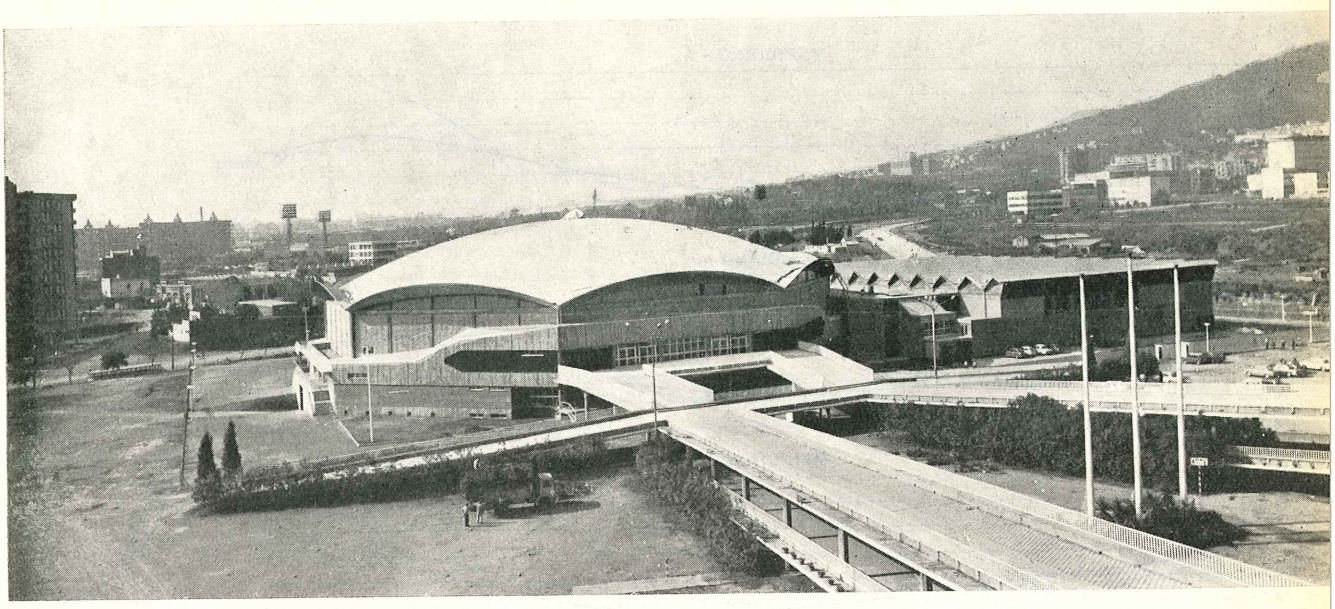


Figura 25.

araña metálica se sustenta en la estructura inferior, sin ninguna interacción con la cubierta. También se aprecian los pilarcillos de rigidización del arco en gaviota de los lunetos.

Una vez ya descimbrada la cubierta, se procedió a la colocación sobre ella de la capa de aislamiento, que estaba formada por placas de corcho de 5 cm de espesor, para el aislamiento térmico, y encima una lámina impermeabilizante.



Figura 26.

La figura 25 es una panorámica exterior de la obra ya terminada, con los enlaces del pabellón con el campo de fútbol, y la 26 un aspecto de la fachada principal.

Terminada la obra, y en el momento del descimbrado, se procedió a medir las deformaciones en las zonas más solicitadas y las flechas en diferentes puntos de la cúpula.

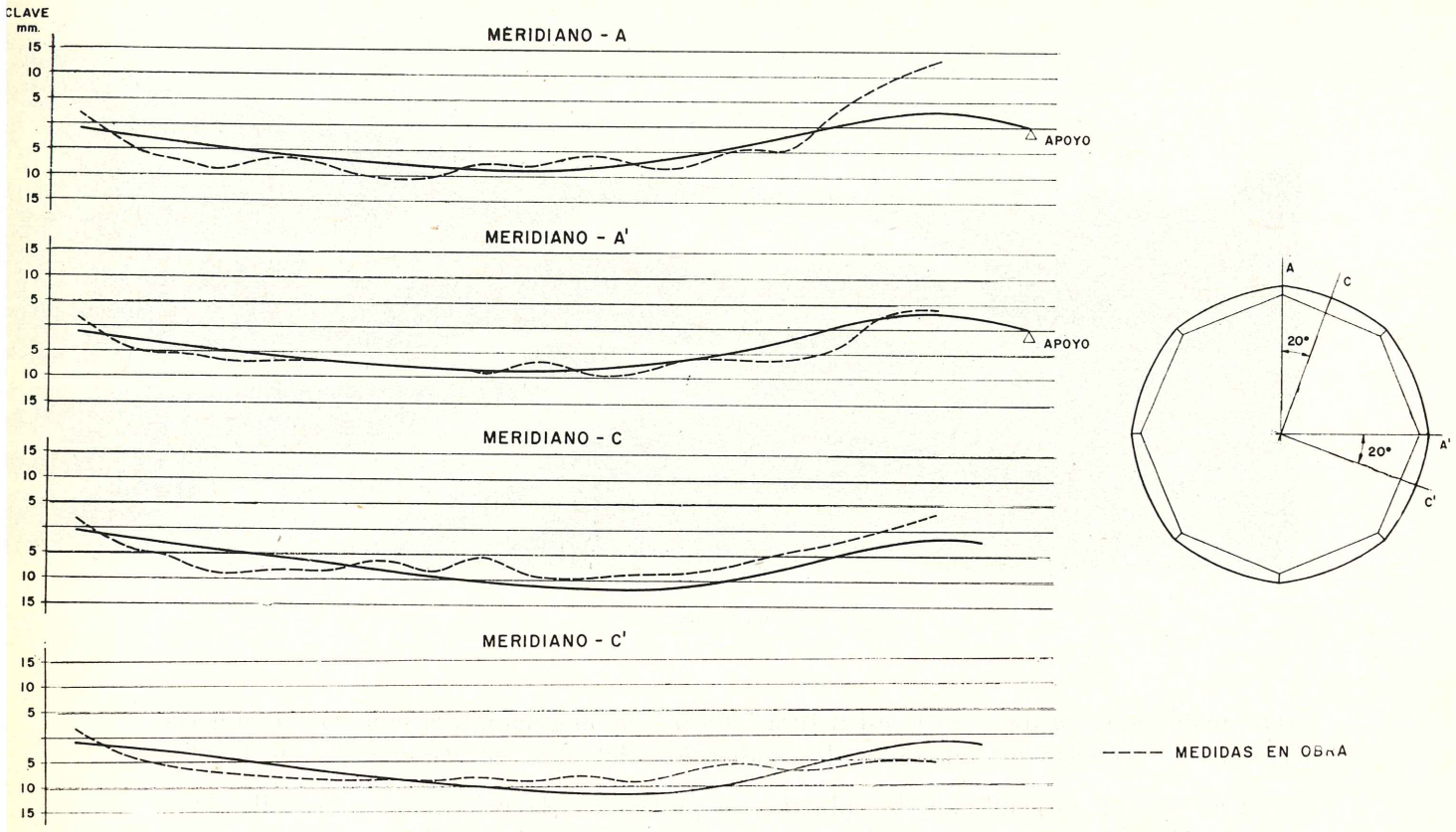


Fig. 27. — Comparación de las flechas verticales teóricas y las medidas en obra.

Estas medidas fueron realizadas por la empresa INTEMAC y la propia empresa constructora.

De estas medidas se pudieron sacar dos conclusiones muy interesantes: en primer lugar, pudimos comprobar el trabajo conjunto de las piezas prefabricadas de encofrado con el hormigonado posterior in situ, y en segundo lugar, la perfecta concordancia entre las flechas medidas en obra y las previstas en el proyecto, como se puede apreciar en la figura 27.

Antes de terminar quiero reconocer públicamente la intervención que han tenido en esta obra los señores Soteras y Caballé, arquitectos del pabellón, y su aparejador, señor La Rosa.

Deseo también expresar mi agradecimiento a todo el equipo de Huarte, que ha sido la empresa constructora, y en especial a los señores Fernández Casado y Abollado.

Y a todos mis colaboradores, entre los que citaré a los señores Siegrist, Juliá, Samartín, García Valcárcel y Sánchez Vegas.

Y dentro de este grupo de mis colaboradores he dejado para último lugar, aunque sea el primero en el recuerdo de cuantos le conocimos, al joven ingeniero D. José Luis García Martín, que falleció a los veintiséis años, cuando todo le auguraba un brillante porvenir y al que desgraciadamente no le fue posible ver terminada la primera obra importante en la que había intervenido.

Informe general sobre el Tema I

control del tesado mediante armaduras postesas

J. A. TORROJA

Atendiendo la petición formulada por un numeroso grupo de sus miembros, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha emprendido la labor de redactar una serie de "manuales" o "normas de buena práctica", en donde habrán de recogerse las recomendaciones que se estiman idóneas para una adecuada realización de las diversas operaciones que constituyen el proceso normal de ejecución de las obras pretensadas.

La serie se iniciará con las "Recomendaciones para la ejecución y el control del tesado de las armaduras postesas", a las que seguirán las de inyección, anclajes, colocación de armaduras, etc.

Para la elaboración de cada uno de estos manuales se convoca inicialmente a una reunión a todos aquellos miembros de la A.T.E.P. que se estima pueden estar interesados en el tema que se va a tratar. Entre los participantes se designa un Grupo de Trabajo, muy reducido, que se encarga de redactar una versión inicial del texto. Además, se constituye también una Comisión más amplia, de la que forman parte cuantos lo desean, a la que se somete el resultado de la labor realizada por el Grupo de Trabajo.

Una vez hechas estas aclaraciones, pasamos a comentar el primero de ellos, dedicado a la "Realización y el control del tesado de las armaduras postesas".

* * *

Para empezar vamos a establecer un índice general o esquema de organización de las Recomendaciones que nos ocupan.

El capítulo primero está dedicado a "Definiciones" y en él se incluyen todas las que intervienen en el lenguaje normal del pretensado.

El capítulo segundo se llama "Consideraciones previas" y trata de las características más importantes de los sistemas de pretensado en relación con el tesado, incluyendo una lista de los datos que debe conocer tanto el proyectista como el constructor, en relación con aquella operación.

En el capítulo tercero se trata del "Equipo de tesado", estableciendo una clasificación, según sus características, en relación con la operación. También se describen los aparatos de control y la precisión necesaria en los mismos.

El capítulo cuarto está dedicado a "Datos que debe suministrar el proyecto". En él se describe el llamado "Programa de tesado", documento fundamental que debe constar obligatoriamente en todo proyecto, dándose indicaciones sobre todos los datos que dicho documento debe incluir para asegurar que las operaciones de tesado van a responder a las hipótesis de proyecto.

El capítulo quinto se titula "Realización de la obra" y se divide en cinco apartados dedicados a: Medidas de seguridad, Ejecución del tesado, Control, Análisis y Resultados, y Retesado.

* * *

La importancia de utilizar una terminología concreta es el principal motivo de que el capítulo primero se dedique a "Definiciones".

Aunque inicialmente se había decidido incluir muchas definiciones, aunque no tuviesen relación con el tesado, nuestro criterio actual es publicar en cada recomendación las relativas a cada tema específico.

De entre las definiciones incluidas en estas Recomendaciones, entresacamos las que nos parecen más importantes por ser las que más se prestan a confusión:

Anclaje.

Dispositivo de sujeción de las armaduras activas. Es propio de cada sistema de pretensado.

Anclaje activo o móvil. — Anclaje situado en el extremo del tendón por el que se efectúa el tesado.

Anclaje pasivo o fijo. — Anclaje situado en el extremo del tendón por el que no se tesa. Puede ser accesible, aunque lo más frecuente es que el anclaje se hormigone antes del tesado, siendo entonces inaccesible. En este último caso se llama también *anclaje muerto* o *anclaje ciego.*

Armaduras activas.

Se denominan así las armaduras de alta resistencia mediante las cuales se introduce la fuerza del pretensado. Sus elementos constituyentes pueden ser:

Alambres. — Productos de sección maciza, procedentes de un estirado en frío o trefilado de alambrón.

Barras. — Productos de sección maciza, circular o no, que se suministran solamente en forma de elementos rectilíneos.

Torzales. — Conjuntos formados por dos o tres alambres arrollados helicoidalmente.

Cordones. — Conjuntos formados por más de tres alambres, arrollados helicoidalmente alrededor de un eje central que puede o no estar materializado por otro alambre.

Cable. — Conjuntos formados por cordones arrollados helicoidalmente alrededor de un núcleo central o alma que actúa como soporte. Dicho núcleo puede estar constituido por un muelle helicoidal, un alambre, un cordón u otro cable.

Cabeza de anclaje.

Conjunto formado por el anclaje y sus elementos accesorios, incluidos los necesarios para asegurar la eficacia del anclaje y la integridad local del hormigón tras el mismo. Dichas cabezas son características de cada sistema.

Deslizamiento de armaduras activas.

Fenómeno que supone un fallo del anclaje, y que se caracteriza por un movimiento relativo de las armaduras respecto a la cuña. No debe confundirse con la penetración de cuña.

Hormigón pretensado (elemento de).

Se entiende por pieza o elemento de hormigón pretensado aquél que se somete, antes de su puesta en servicio, a la acción de un sistema de fuerzas artificialmente creadas y constantemente aplicadas, llamadas fuerzas de pretensado.

Longitud de anclaje.

En los anclajes por adherencia, longitud necesaria para garantizar la resistencia del anclaje hasta la rotura del acero.

Longitud de transmisión.

En los anclajes por adherencia, longitud necesaria para transferir al hormigón, por adherencia, la totalidad de la carga de tesalo aplicada a la armadura.

Penetración de la cuña.

Movimiento solidario de la cuña y las armaduras activas, hacia el interior del cono hembra, por efecto de la tensión de dichas armaduras. Es una magnitud característica de cada sistema de pretensado y debe ser definida por el suministrador del mismo.

Procedimiento de pretensado.

En general, la introducción de la fuerza de pretensado en el hormigón mediante armaduras, puede efectuarse por dos procedimientos diferentes. En uno de ellos, se tesan primero las armaduras, y sobre ellas se vierte después el hormigón. Cuando éste ha fraguado y adquirido la suficiente resistencia, se sueltan las armaduras de sus anclajes y, por adherencia, se transmite al hormigón la carga introducida en aquellas mediante el tesado previo. Las piezas así fabricadas se llaman *piezas de hormigón pretensado con armaduras pretesas.*

En el otro procedimiento se hormigona primero la pieza disponiendo conductos o vai-

nas para alojar las armaduras que sólo se tesan cuando ya el hormigón ha adquirido la suficiente resistencia para poder soportar los esfuerzos de pretensado. Las piezas así fabricadas se denominan *de hormigón pretensado con armaduras postesas.*

Recorrido, por ajuste, del anclaje pasivo.

Movimiento de las armaduras en el anclaje pasivo al comenzar el tesado por el extremo contrario del tendón. Este recorrido debe tenerse en cuenta para la determinación del alargamiento de las armaduras. En los anclajes ciegos, este movimiento no debe existir.

Rozamiento.

En zona curva del trazado. — A la fuerza de rozamiento que se origina por la curvatura del trazado teórico de las armaduras activas se le llama rozamiento en curva.

En puntos angulosos del trazado. — Se llama así la fuerza de rozamiento que se produce en los puntos angulosos del trazado de las armaduras activas y que origina deformaciones plásticas en dichas armaduras, con la consiguiente pérdida en su carga de tesado.

Parásito. — Se denomina así a la fuerza de rozamiento que se origina, incluso en las partes rectas del trazado de las armaduras activas, por las inevitables desviaciones de los conductos respecto a su trazado teórico, debidas a pequeños defectos o inexactitudes cometidos durante la ejecución de la pieza.

Sistema de pretensado.

Conjunto de piezas y aparatos necesarios para tesar y anclar las armaduras activas y transmitir la fuerza de pretensado al hormigón. No debe confundirse con procedimiento de pretensado.

Tendón.

Conjunto de las armaduras de pretensado alojadas dentro de un mismo conducto o vaina. También recibe el nombre de "unidad de tensión". En algunos casos, si bien impropiamente, se le denomina cable. Los tendones pueden ser *adherentes* y *no adherentes.*

Tensiones en las armaduras.

Tensión de anclaje. — Es la tensión de tesado medida en el instante anterior al bloqueo del anclaje.

Tensión de cálculo. — Tensión estimada en el cálculo, para las armaduras activas, en una sección dada y en una determinada fase del proceso de construcción, o de la vida de la pieza o estructura.

Tensión de tesado. — Es la carga proporcionada por el gato, medida en determinados instantes del proceso de tesado, dividida por la sección nominal de la armadura.

nas para alojar las armaduras que sólo se tesan cuando ya el hormigón ha adquirido la suficiente resistencia para poder soportar los esfuerzos de pretensado. Las piezas así fabricadas se denominan *de hormigón pretensado con armaduras postesas.*

Recorrido, por ajuste, del anclaje pasivo.

Movimiento de las armaduras en el anclaje pasivo al comenzar el tesado por el extremo contrario del tendón. Este recorrido debe tenerse en cuenta para la determinación del alargamiento de las armaduras. En los anclajes ciegos, este movimiento no debe existir.

Rozamiento.

En zona curva del trazado. — A la fuerza de rozamiento que se origina por la curvatura del trazado teórico de las armaduras activas se le llama rozamiento en curva.

En puntos angulosos del trazado. — Se llama así la fuerza de rozamiento que se produce en los puntos angulosos del trazado de las armaduras activas y que origina deformaciones plásticas en dichas armaduras, con la consiguiente pérdida en su carga de tesado.

Parásito. — Se denomina así a la fuerza de rozamiento que se origina, incluso en las partes rectas del trazado de las armaduras activas, por las inevitables desviaciones de los conductos respecto a su trazado teórico, debidas a pequeños defectos o inexactitudes cometidos durante la ejecución de la pieza.

Sistema de pretensado.

Conjunto de piezas y aparatos necesarios para tesar y anclar las armaduras activas y transmitir la fuerza de pretensado al hormigón. No debe confundirse con procedimiento de pretensado.

Tendón.

Conjunto de las armaduras de pretensado alojadas dentro de un mismo conducto o vaina. También recibe el nombre de "unidad de tensión". En algunos casos, si bien impropiamente, se le denomina cable. Los tendones pueden ser *adherentes* y *no adherentes.*

Tensiones en las armaduras.

Tensión de anclaje. — Es la tensión de tesado medida en el instante anterior al bloqueo del anclaje.

Tensión de cálculo. — Tensión estimada en el cálculo, para las armaduras activas, en una sección dada y en una determinada fase del proceso de construcción, o de la vida de la pieza o estructura.

Tensión de tesado. — Es la carga proporcionada por el gato, medida en determinados instantes del proceso de tesado, dividida por la sección nominal de la armadura.

Cabeza de anclaje.

Conjunto formado por el anclaje y sus elementos accesorios, incluidos los necesarios para asegurar la eficacia del anclaje y la integridad local del hormigón tras el mismo. Dichas cabezas son características de cada sistema.

Deslizamiento de armaduras activas.

Fenómeno que supone un fallo del anclaje, y que se caracteriza por un movimiento relativo de las armaduras respecto a la cuña. No debe confundirse con la penetración de cuña.

Hormigón pretensado (elemento de).

Se entiende por pieza o elemento de hormigón pretensado aquél que se somete, antes de su puesta en servicio, a la acción de un sistema de fuerzas artificialmente creadas y constantemente aplicadas, llamadas fuerzas de pretensado.

Longitud de anclaje.

En los anclajes por adherencia, longitud necesaria para garantizar la resistencia del anclaje hasta la rotura del acero.

Longitud de transmisión.

En los anclajes por adherencia, longitud necesaria para transferir al hormigón, por adherencia, la totalidad de la carga de tesalo aplicada a la armadura.

Penetración de la cuña.

Movimiento solidario de la cuña y las armaduras activas, hacia el interior del cono hembra, por efecto de la tensión de dichas armaduras. Es una magnitud característica de cada sistema de pretensado y debe ser definida por el suministrador del mismo.

Procedimiento de pretensado.

En general, la introducción de la fuerza de pretensado en el hormigón mediante armaduras, puede efectuarse por dos procedimientos diferentes. En uno de ellos, se tesan primero las armaduras, y sobre ellas se vierte después el hormigón. Cuando éste ha fraguado y adquirido la suficiente resistencia, se sueltan las armaduras de sus anclajes y, por adherencia, se transmite al hormigón la carga introducida en aquellas mediante el tesado previo. Las piezas así fabricadas se llaman *piezas de hormigón pretensado con armaduras pretesas.*

En el otro procedimiento se hormigona primero la pieza disponiendo conductos o vai-

Tensión en cabeza. — Es una magnitud estimada de la tensión en las armaduras activas, tras el anclaje. Se deduce restando a la tensión de anclaje las pérdidas propias del sistema de pretensado utilizado y las debidas, en su caso, a la penetración de la cuña. Esta tensión varía a lo largo del tiempo, y así existe una magnitud *inicial* y otra *final,* que depende de las pérdidas por retracción, fluencia y relajación.

Tensión máxima de tesado. — Es el valor máximo de la tensión que, de acuerdo con las Normas, puede darse al acero utilizado en las armaduras activas.

Tesar, tesado.

Poner en tracción las armaduras activas. El tesado puede ser *total* o *parcial,* según se introduzca en las armaduras toda la fuerza de pretensado de una sola vez o sólo una fracción de ella cada vez para irla completando en etapas sucesivas.

El capítulo 2 consta de seis apartados. El primero de ellos está dedicado a los anclajes pasivos, y en él se dice:

"En general, los anclajes pasivos pueden clasiifcarse en tres grupos:

— Anclajes pasivos *por adherencia.*

— Anclajes pasivos *semiadherentes.*

— Anclajes pasivos *no adherentes.*

En los primeros, la fuerza de pretensado se transmite al hormigón por la adherencia entre éste y los elementos del tendón en él embebidos; en los semiadherentes parte de la fuerza se transmite por adherencia y el resto por apoyo directo del anclaje sobre el hormigón. En los anclajes no adherentes, toda la fuerza de pretensado se transmite por apoyo directo del anclaje, igual que en los anclajes activos.

Cuando se utilice este último tipo de anclaje pasivo, debe efectuarse un preclavado de las cuñas con una fuerza superior a la que van a soportar cuando el anclaje entre en carga; la operación de preclavado debe realizarse cuidadosamente para evitar el deslizamiento posterior de los tendones durante el tesado."

"La utilización de anclajes pasivos inaccesibles en tendones largos (a partir de unos 20 m) debe estudiarse cuidadosamente, ya que algunos inconvenientes que pueden producirse durante lo obra, como rotura de una armadura o vaina, o rozamientos superiores a los previstos, tienen difícil solución con estos anclajes, puesto que no permiten la sustitución fácil de los tendones.

En cualqueir caso, la disposición dada a los anclajes pasivos, deberá ser aprobada por la Dirección de Obra, y cuando su eficacia no se justifique mediante el cálculo, antes de proceder a su aprobación deberán realizarse los adecuados ensayos para comprobar su comportamiento en las condiciones de utilización."

En el apartado 2, dedicado a anclajes activos, se dice fundamentalmente:

"Los anclajes activos son los que se sitúan en los extermos de los tendones, desde los que se realiza el tesado. Por consiguiente, deben tener la forma adecuada para poder aplicar sin dificultad el gato de tesado. Todos los elementos que constituyen el anclaje deberán someterse a un control efectivo y riguroso y fabricarse con una tolerancia tal

que, dentro de un mismo tipo, sistema y tamaño, todas las piezas resulten intercambiables. Además, deben ser capaces de absorber, sin menoscabo para su efectividad, las tolerancias dimensionales establecidas para las secciones de las armaduras.

Deberán poderse fijar de un modo eficaz al encofrado o molde, de tal forma que no se descoloquen durante el hormigonado y vibrado de la pieza, y permitirán su perfecto empalme a las vainas o conductos, para evitar escapes de lechada de inyección por las juntas.

Los anclajes que no se suministren unidos ya a los tendones correspondientes deben entregarse convenientemente embalados para que no sufran daños durante su transporte, manejo en obra y almacenamiento. Análogamente si se suministran unidos ya a los tendones, deberán protegerse también adecuadamente para evitar que se deterioren."

"La mayor parte de los dispositivos empleados como anclajes activos pueden también utilizarse como anclajes pasivos."

El apartado 3 se dedica a los Empalmes, y el 4, a Sistemas de pretensado. En este último se dice:

"El suministrador deberá garantizar que todos los elementos que componen el sistema de pretensado tienen las características y propiedades que se indican en su catálogo.

Cada tipo de anclaje requiere, en general un tipo especial de equipo de tesado. Deberá usarse siempre el adecuado, entendiéndose por tal el recomendado por el suministrador del sistema de pretensado".

En el apartado 5 se clasifican los sistemas en cuanto al tesado se refiere:

"Según la forma de realizar el tesado, los sistemas pueden clasificarse en dos grupos: aquéllos en los que se tesan las armaduras elemento a elemento (tesado unitario), y aquéllos en los que el tesado se realiza por grupos de elementos."

En el apartado 6 se da una lista de "Datos previos necesarios para el tesado", dividiéndolos en dos grupos: "En el primero están incluidos:

— Diagrama tensión-deformación de las armaduras.

— Coeficiente de rozamiento en las zonas curvas del trazado.

— Coeficiente de rozamiento parásito.

El segundo grupo lo constituyen todos los datos que debe facilitar el suministrador del sistema de pretensado y que son:

— Dimensiones de los anclajes.

— Dimensiones, peso y recorrido del gato.

— Tipo y precisión del aparato de medida de la carga de tesado.

— Sobrelongitud necesaria en las armaduras.

— Penetración de la cuña (en los sistemas que utilizan este tipo de anclaje).

— Rozamientos en el gato y en el anclaje."

También en este apartado se resalta especialmente la diferencia entre penetración y deslizamiento, diciendo:

"Debe llamarse la atención sobre los dos movimientos distintos que pueden producirse en el anclaje, y que es preciso distinguir. Estos movimientos son: penetración y deslizamiento.

En algunos tipos de anclaje, durante o después de acabado el tesado, se produce una penetración de la cuña, que constituye parte esencial del proceso de anclaje. Durante la penetración, no se produce movimiento relativo alguno entre el tendón y la cuña.

El deslizamiento, en cambio, es un movimiento del tendón respecto a la cuña, y que constituye un fallo inadmisible del anclaje. No debe confundirse con la penetración."

Vamos a comentar a continuación el capítulo 3, Equipo de tesado, que consta de tres apartados. En el primero se clasifican los gatos desde dos puntos de vista.

La forma de anclaje de las armaduras a los gatos puede ser:

— Por cuñas.

— Por rosca o elemento rígido.

El método de realización del tesado puede ser:

— Unitario, cuando se tesa la armadura elemento a elemento.

— Total, cuando se tesan simultáneamente todos los elementos del tendón.

El apartado 2 se dedica a los Aparatos de medida de la carga de tesado, y el 3, a la Medida de los alargamientos.

En el primero se dice:

"La medición de la carga de tesado se hará con un dinamómetro intercalado entre el gato y la armadura, o determinando, mediante dos manómetros incorporados al gato, la presión del fluido de carga en el cilindro. En este último caso se dispondrá de una curva de tarado que proporciona, para presiones crecientes y decrecientes, con el émbolo en distintas posiciones y en función de la presión del fluido leída en los manómetros, la carga ejercida por el gato sobre las armaduras, tras el anclaje. Para asegurar el valor de la tensión de anclaje es necesario que los aparatos que la controlan estén convenientemente contrastados. Con este fin se adoptarán las siguientes medidas:

1. En la obra se dispondrá de un dispositivo de tarado (manómetro o dinamómetro), con el que todos los días se procederá al contraste de los manómetros o dinamómetros incorporados a los gatos. Dicho dispositivo habrá de ser contrastado por una casa especializada al menos una vez cada año.

2. Los aparatos de medida incorporados a los gatos deberán ser tales que permitan determinar el valor de la fuerza de pretensado e introducida en las armaduras con un error menor del 5 por 100 y efectuar las correspondientes lecturas con una precisión de ± 2 por 100".

El apartado 3 dice:

"La medida de los alargamientos podrá hacerse en el propio gato siempre que la sujeción de los elementos del tendón a dicho gato no permita el deslizamiento de aquéllos (armaduras ancladas al gato mediante roscas o elementos rígidos).

Si las armaduras pueden moverse en relación con su anclaje en el gato, los alargamientos se medirán sobre marcas hechas en los propios elementos del tendón.

Los valores de los alargamientos se medirán con una precisión no inferior al 2 por 100 del recorrido total."

Pasamos a continuación al capítulo 4, que trata de los "Datos que debe proporcionar el proyecto" y tiene dos apartados.

El primero está dedicado al pretensado por etapas, y dice:

"En el proyecto debe hacerse constar si el tesado del tendón o de los tendones de una pieza ha de realizarse en una o varias etapas sucesivas, separadas en el tiempo."

"Los tesados por etapas de los tendones tienen como fin poder ir introduciendo progresivamente esfuerzos en las piezas, que sean compatibles con la resistencia del hormigón en cada momento y que permitan acomodarse a un determinado proceso constructivo."

También se define en este apartado el pretensado parcial de un tendón, así como las razones que pueden indicar la conveniencia de un tesado parcial.

El último apartado es el Programa de tesado. En las recomendaciones se indica que:

"En el proyecto de una estructura de hormigón pretensado deberá figurar un documento, llamado Programa de tesado, que tiene por objeto definir el orden y cuantía en que deberán realizarse las distintas operaciones de tesado de las armaduras activas y la magnitud de la carga de tesado introducida en cada una de ellas. Dicho programa se incluirá en los planos correspondientes y en el Pliego de Condiciones.

En los casos en que se modifique el proceso constructivo de la pieza o estructura, el Director de obra deberá aprobar el nuevo proceso constructivo y preparar, de acuerdo con él, el correspondiente programa de tesado.

En el programa de tesado habrá que hacer constar:

a) Las sucesivas etapas parciales de pretensado.

b) El orden de tesado de los tendones en cada etapa.

c) La resistencia del hormigón en cada etapa de tesado.

d) Teniendo en cuenta las pérdidas previstas, el valor de la tensión de anclaje de cada tendón en cada fase.

e) Alargamiento correspondiente que debe obtenerse.

Estos son los datos mínimos que deben incluir el programa de tesado; es conveniente, sin embargo, que se den otra serie de ellos que pueden ser útiles posteriormente, como por ejemplo:

— Coeficiente de rozamiento utilizado en el cálculo.

— Los sucesivos escalones de carga, si se desea realizar el tesado de esta forma.

— Los correspondientes alargamientos.

— Indicaciones sobre el máximo incremento en la carga de tesado si los alargamientos no llegan a los teóricos.

— Los límites entre los cuales los resultados de las operaciones de tesado se consideran satisfactorios.

— Indicaciones sobre la toma de datos en obra.

— Cómo debe efectuarse la aceptación final de las operaciones de tesado, etc.

Muchos de estos extremos se indican, a modo de recomendación, en el documento que comentamos, como se verá más adelante, pero el proyectista puede tener sus criterios particulares o un conocimiento de las condiciones en que se encuentra la obra por él proyectada, que le permitan modificar las limitaciones indicadas aquí.

En cualquier caso, siempre es interesante disponer de tales datos en la obra.

Finalmente, llegamos al último capítulo, el más importante de las Recomendaciones a mi entender, que se refiere a la Realización de la obra.

La clasificación general de este capítulo es:

1. Medidas de seguridad:
   - — Respecto al personal.
   - — Respecto al equipo de tesado.
   - — Respecto a la obra.
2. Ejecución del tesado:
   - — Consideraciones previas.
   - — Proceso de tesado de las armaduras activas.
   - — Lubricantes.
3. Control del tesado:
   - — Objeto del control.
   - — Mediciones.
   - — Tabla de tesado.
4. Análisis de resultados.
   - — Comprobaciones.
   - — Correcciones.
   - — Observaciones finales.
5. Retesado.

Medidas de seguridad.

Respecto al personal, se dice:

"Deberá prohibirse que, en las proximidades de la zona en que va a realizarse el tesado, exista más personal que el que haya de intervenir en el mismo. Por detrás de los gatos se colocarán protecciones resistentes y se prohibirá, durante el tesado, el paso entre dichas protecciones y el gato."

Respecto al equipo de tesado:

"Se comprobará escrupulosamente el estado de todo el equipo de tesado y se vigilará

el cumplimiento de todas las instrucciones facilitadas por el suministrador de dicho equipo. Un equipo en malas condiciones ocasiona siempre trastornos y, por lo tanto, resulta peligroso.

Es esencial inspeccionar periódicamente los filtros, si los hay, y los conductos de alimentación de los gatos; y renovar, cuando proceda, el aceite contenido en la bomba. Debe cuidarse que en los empalmes de los conductos de presión no se produzcan flexiones; estos conductos se examinarán después de concluida cada operación de tesado, por si están dañados o contienen burbujas de aire."

Respecto de la obra. En este grupo se incluyen por un lado ciertas medidas de seguridad respecto de la obra en sí misma, y por otro, las comprobaciones que hay que realizar previamente al tesado de las armaduras.

Entre las primeras se indica:

"Hasta que se efectúe la inyección de los conductos se adoptarán las oportunas precauciones para impedir que pueda penetrar en ellos agua o cualquier otro agente agresivo, susceptible de ocasionar la corrosión de las armaduras activas o de sus anclajes.

Particularmente peligrosa puede resultar en tiempo frío la penetración del agua en las vainas o conductos de pretensado, pues, aparte del riesgo de corrosión, puede originar, eventualmente, el agrietamiento o incluso la rotura del hormigón de la pieza por el aumento de volumen que experimenta el agua al helarse.

Entre las precauciones provisionales que puenden adoptarse para la protección de los tendones cabe citar las siguientes:

a) Colocar en los extremos de las vainas o conductos por los que pueda penetrar el agua, y después de haber eliminado la que haya podido introducirse ya en ellos, tapones estancos que recubran los extremos de los tendones.

b) Rellenar los conductos con una mezcla de agua y anticongelante, asegurándose de que la proporción de éste se mantendrá en su valor adecuado durante todo el plazo necesario. El producto anticongelante no deberá ejercer acción perjudicial alguna sobre el acero y permitirá su total y fácil eliminación inmediatamente antes de aplicar la protección definitiva.

El método de protección provisional adoptado no debe obstaculizar el posterior tesado de las armaduras ni comprometer la eficacia de la ulterior protección definitiva."

Entre las segundas, o sea, comprobaciones previas al tesado, se indica:

"Se comprobará:

a) Que el hormigón ha alcanzado la resistencia indicada en el Programa de tesado.

Para determinar la resistencia del hormigón se recomienda hacer ensayos de información. Estos ensayos se realizarán como se prescribe en la Instrucción E.H. 73.

b) Que los elementos provisionales de sustentación de la estructura, tales como cimbras, encofrados, etc., no coartan el libre acortamiento de los elementos que se van a pretensar.

c) Antes del tesado se comprobará que todos los elementos del sistema (anclajes, placas de reparto, etc.) se encuentran en perfecto estado. Se limpiarán todas las piezas del

anclaje para eliminar cualquier sustancia (grasa, pintura. etc.) que pueda resultar perjudicial para su eficaz comportamiento.

d) Se comprobará la movilidad de las armaduras en el interior de las vainas, arrastrándolas ligeramente a mano, siempre que ello sea posible, o en caso contrario, tirando de ellas mediante un gato aplicado a un extremo del tendón, mientras se mantiene libre el opuesto.

e) Asimimo, deberá comprobarse que existe espacio libre detrás de los anclajes para la extensión de los gatos, así como que no hay impedimento para un perfecto apoyo de los mismos sobre los anclajes.

f) Será necesario comprobar también que el equipo de tesado es el adecuado para el anclaje que se vaya a utilizar y, especialmente, que no existe incompatibilidad entre el gato y dicho anclaje.

g) Por último, cuando se utilice como anclaje pasivo un anclaje activo de cuña, para evitar el posible deslizamiento de las armaduras durante el tesado, antes de efectuar éste se deberá proceder a un preclavado de la cuña mediante la aplicación de una fuerza superior a la que habrá de soportar cuando el anclaje entre en carga."

Ejecución del tesado.

Conviene aclarar aquí que las presentes Recomendaciones se limitan a establecer los principios básicos de las operaciones de tesado y del control en obra y que, como tales, no intentan incluir, ni mucho menos, todos los detalles prácticos particulares a cada sistema de pretensado individual.

El primer subapartado se llama Consideraciones previas, y en él se dice:

"Se podrá realizar el tesado de los distintos elementos de un tendón, uno a uno, siempre que no existan cambios de curvatura y se tomen precauciones para mantenerlos paralelos y en la misma posición relativa respecto al conducto, a todo lo largo del mismo. Entre estas precauciones las más comunes son: el empleo de separadores y la adopción de cuidados especiales en la formación de los tendones.

En este caso, el tesado deberá comenzar por los elementos del tendón que estén más próximos a los centros de curvatura del trazado, de manera que se eviten los aplastamientos de alambres no tesos y su entrecruzamiento. Además, en el orden de tesado deberá mantenerse la simetría respecto al plano definido por el eje del conducto y el primer elemento teso.

Cuando en la pieza existan tendones con curvaturas de sentidos contrarios en su trazado, bien en alzado o en planta, el tesado de todos los elementos de cada tendón deberá realizarse simultáneamente, pues, en caso contrario, al tesar los primeros alambres o cordones que forman el tendón, los restantes se pueden entrecruzar o aplastar, lo que provocaría grandes pérdidas en la fuerza total de pretensado."

El segundo apartado es el Proceso de tesado de las armaduras activas, y dice exactamente lo siguiente:

"El tesado deberá realizarse ajustándose a las recomendaciones del suministrador del sistema de pretensado utilizado. En particular, se cuidará de que el gato apoye perpendicularmente y centrado sobre el anclaje y de que el cuerpo del gato no roce con los bordes del cajeado de alojamiento del mismo.

El tesado se efectuará por operarios cualificados que posean la competencia y experiencia necesarias. Además, la operación habrá de ser cuidadosamente vigilada mediante los controles que más adelante se indican. La operación de tesado, propiamente dicha, comienza con el anclaje de las armaduras al gato.

Siempre que sea posible, y especialmente cuando se anclen dos o más armaduras a un mismo cuerpo rígido del gato, se harán marcas en las mismas para comprobar que no hay deslizamientos relativos de dichas armaduras respecto a su anclaje en el gato.

El tesado no deberá efectuarse de forma brusca, sino de modo que las tensiones aumenten lenta y progresivamente hasta alcanzar el valor fijado en el Programa de tesado.

La operación puede realizarse siguiendo uno cualquiera de los tres métodos siguientes:

I. Aplicando los gatos de tesado a ambos extremos del tendón, e introduciendo en ellos la carga simultáneamente. En este caso, los anclajes en ambos extremos del tendón son anclajes activos.

II. Aplicando el gato a un extremo del tendón, estando anclado el opuesto, e introduciendo la carga por dicho extremo; después se anclan las armaduras en este extremo. A continuación se aplica el gato al extremo opuesto y se introduce, asimismo, la carga correspondiente. En este caso, los anclajes de ambos extremos son activos, pero en cada tesado se utiliza uno de ellos como pasivo.

III. Aplicando un gato a un extremo del tendón, e introduciendo la carga exclusivamente por ese extremo, estando anclado el opuesto. En este caso, en el extremo por el que se tesa se coloca un anclaje activo, y en el otro, un anclaje pasivo.

Para poder tomar lecturas de los alargamientos, la carga de tesado se introducirá por escalones. Como mínimo serán necesarios los dos siguientes:

— Un primer escalón, hasta alcanzar una carga de tesado igual al 10 por 100 de la máxima; obtenida esta carga se harán en las armaduras las marcas necesarias para medir los alargamientos, tal como se indica en el apartado 5.3. "Control del tesado".

— Un segundo escalón en el que se llegará hasta la carga máxima.

Sin embargo, se recomienda pasar, por lo menos, por un escalón intermedio entre los dos anteriores.

Si el programa de tesado prescribe una tensión inicial elevada, con descenso posterior hasta la tensión de anclaje, el número mínimo de escalones se elevará a tres, incluyendo el correspondiente a dicha tensión de anclaje.

Cuando la carga en el gato alcance el valor previsto para cada escalón, se medirá el alargamiento correspondiente, según se indica en el citado apartado 5.3. "Control de tesado".

Cuando el tesado se realice utilizando el método I, no se pasará de un escalón de carga al siguiente hasta haber alcanzado dicho escalón por ambos extremos y haber medido los correspondientes alargamientos.

Una vez alcanzada la carga prescrita en el programa de tesado se procederá al anclaje de las armaduras del tendón.

Si en el sistema de anclaje utilizado se produce penetración controlada de la cuña, será necesario medir el alargamiento final, una vez terminada dicha penetración."

El último apartado se dedica a la Utilización de lubricantes. Cuando, según se indica en el apartado 5.4. "Análisis de resultados", se compruebe que los rozamientos a lo largo del tendón son mayores que los previstos, se admite el retesado con utilización de productos lubricantes.

Estos productos deberán ser tales que: no supongan peligro alguno de corrosión para las armaduras activas, las vainas o los anclajes; permitan un perfecto lavado posterior de los conductos y las armaduras activas con objeto de asegurar la adherencia con el producto de inyección.

Control del tesado.

Este apartado consta de tres subapartados; el primero de ellos es el Objeto del control.

Su fin es garantizar que la distribución de cargas de pretensado a lo largo de los tendones responde a lo supuesto en el proyecto, y detectar las desviaciones que resulten.

Para ello, de modo general, se prescriben las lecturas simultáneas de las cargas aplicadas en los anclajes y de los alargamientos correspondientes. Se admite el control de flechas como un dato más que ayuda a conocer más a fondo el resultado de las operaciones de tesado.

El segundo subapartado trata de Mediciones y dice:

"La medición de la carga de tesado se hará utilizando los dispositivos que se indican en el apartado 3.2. "Aparatos de medida de la carga de tesado".

Para poder garantizar las medidas de los alargamientos se procederá de la siguiente forma:

a) De acuerdo con lo indicado en el apartado 5.2.2, se dará una primera carga de tesado igual al 10 por 100 de la máxima.

b) Se marcarán señales en los propios elementos del tendón o en algún elemento rígidamente unido a ellos, midiéndose a continuación la distancia desde dichas señales a la cabeza de anclaje.

c) Se procederá al resto de las operaciones de tesado.

d) Se medirá, después de cada escalón de carga, las distancias de las señales previamente marcadas a la cabeza de anclaje, descontando de las mismas, si procede, la penetración de cuñas en el anclaje pasivo.

Los alargamientos medidos no podrán diferir de los previstos en el programa de tesado en más del 5 por 100.

Si el alargamiento está dentro de las tolerancias fijadas puede darse la operación por

acabada. Caso contrario, se procederá a retesar el tendón, adoptando las medidas adecuadas para eliminar los errores registrados, conforme a lo indicado en el apartado 5.4.1.

Si se utiliza como control adicional la determinación de la contraflecha, ésta debe medirse tomando como referencia la posición del propio elemento estructural antes de empezar el tesado. Debe tenerse en cuenta la variación en el tiempo de dicha contraflecha, por fluencia del hormigón."

El último subapartado se llama "Tabla de tesado". Este documento, de gran importancia, es como la contrapartida en obra del Programa de tesado. en él debe quedar reflejado el resultado de las operaciones de tesado, y por ello es un documento indispensable para el ulterior análisis de aquel resultado y el establecimiento de las decisiones respecto a la aprobación del tesado o las correcciones a introducir.

Análisis de resultados.

El subapartado primero, "Comprobaciones", dice:

"Una vez realizado el tesado deberán efectuarse diversas comprobaciones visuales simples que pueden dar idea de si la pieza o estructura se encuentra en condiciones de cumplir correctamente su misión.

Se comprobará especialmente:

a) El hormigón de las zonas de anclaje. Es relativamente frecuente que las zonas de anclaje se fisuren por efecto de las fuertes cargas pretensadas introducidas en ellas por los anclajes. Deberá comprobarse, en su caso, la influencia que puede tener dicha fisuración.

b) La correcta disposición y apariencia de los anclajes.

c) Que no se ha producido deslizamiento de las armaduras.

A continuación deben comprobarse los datos de tesado: Puede ocurrir que los alargamientos difieran en más del 5 por 100 de los previstos en el Programa de tesado.

Las principales causas posibles de las diferencias entre los valores de los alargamientos teóricos previstos y los medidos en obra son las siguientes:

— Errores en la lectura de las cargas.

— Errores en la lectura de los alargamientos.

— Errores en la evaluación de la sección real de las armaduras de pretensado.

— Errores en la evaluación del módulo de elasticidad, E_p, del acero de las armaduras de pretensado.

— Errores en la evaluación del módulo de elasticidad, E_p, del hormigón.

— Errores en la evaluación de los rozamientos.

— Cedimiento de algún anclaje.

— Rotura de alguno de los elementos del tendón.

— Tapones de mortero en las vainas.

Cada una de estas causas actúa, en uno u otro sentido, para producir alargamientos menores o mayores que los teóricos y, en general, se compensan en cierta medida sus efectos.

La mayoría de estas causas presentan, en obra, un carácter aleatorio. Otras, como el cedimiento de un anclaje o la rotura de un alambre son, en general, detectables directamente."

Por tanto, antes de decidir sobre las correcciones a introducir el Director de obra analizará las posibles causas de error para tratar de encontrar una razón sistemática que justifique los errores hallados.

Debe comprobarse si es admisible el comportamiento de la estructura a partir de los esfuerzos de pretensado deducidos teniendo en cuenta los alargamientos reales obtenidos.

En caso contrario se procederá como se indica en el subapartado segundo, Correcciones.

"Cuando se obtienen alargamientos mayores a los previstos: si se han corregido adecuadamente los valores de E_p, E_c y de la sección de acero; si se han contrastado los aparatos de medida; si se ha comprobado el cálculo y que no ha habido deslizamientos en los anclajes opuestos, y si no se ha producido la routra de ninguno de los elementos del tendón, se determinarán las deformaciones (contraflechas) y si la diferencia entre las teóricas y las registradas no es mayor del 20 por 100, no será necesario, generalmente, introducir correcciones. Si las contraflechas son mayores de las calculadas y se han comprobado experimentalmente los valores de los rozamientos, debe disminuirse la tensión.

En caso de rotura de alguno de los elementos de un tendón, es recomendable disminuir la carga en dicho tendón hasta alcanzar el alargamiento que le correspondería si no se hubiesen roto dichas armaduras. Si el tendón está formado por un gran número de elementos, podrá alcanzarse la fuerza de pretensado necesaria, aumentando la tensión en los restantes, siempre que para ello no sea preciso elevar la tensión en cada elemento individual en más del 5 por 100 del valor inicialmente previsto. La aplicación de tensiones superiores requiere un nuevo estudio del proyecto original, estudio que deberá efectuarse basándose en las características mecánicas de los materiales realmente utilizados.

En todos estos casos será necesario analizar la seguridad a rotura de la estructura, teniendo en cuenta las nuevas condiciones en que se encuentra.

La pérdida total en la fuerza de pretensado originada por la rotura de alambres irremplazables no podrá exceder nunca del 2 por 100 de la fuerza total de pretensado indicada en el Programa de tesado.

Cuando los alargamientos obtenidos son menores que los previstos: en el caso de que sea debido a tapones en las vainas, se intentará romperlos tirando de las armaduras o se picará el hormigón y se abrirán las vainas para limpiarlas, si ello es posible.

Si no fuese posible, podrá alcanzarse la carga total aumentando la tensión en los demás tendones, siempre que dicha tensión en cada elemento individual de la armadura no aumente en más del 5 por 100 de la inicialmente prevista. En este caso debe comprobarse por el cálculo la nueva situación de la pieza o estructura, debida al efecto del pretensado.

Si los rozamientos son mayores que los previstos, una vez comprobados los cálculos

y corregidos, en su caso, los valores de E_p, E_c y de la sección de acero, puede intentarse disminuir dichos rozamientos utilizando lubricantes.

También se puede retesar pasado cierto tiempo, y aumentar la carga de tesado siempre que este aumento no sobrepase en más del 5 por 100 el valor inicialmente previsto y se compruebe sus efectos sobre el conjunto de la pieza o estructura. En cualquier caso, el Director de obra decidirá las medidas que deben adoptarse para corregir las anomalías observadas durante el tesado."

Finalmente, el apartado 5 trata de Retesado, y en él se dice cuándo está justificado y cuándo debe evitarse.

457 - 8 - 43

ensayos con tendones BBRV, de gran capacidad para centrales nucleares

M. RASPALL

1. INTRODUCCION

En la construcción de las modernas centrales nucleares el reactor está situado en el interior de un edificio (de contención o de presión, según los casos), el cual, tanto por los grandes esfuerzos a que está sometido como también por razones constructivas, requiere tendones de gran capacidad con esfuerzos de pretensado de hasta 1.200 t a rotura. Debido a las condiciones de seguridad de la central y de las áreas vecinas, estos edificios son uno de los elementos más importantes; por lo que los coeficientes a adoptar en su proyecto y construcción son mucho más estrictos que en las estructuras de hormigón corriente. Y de ahí, en consecuencia, son primordiales la calidad y el grado de seguridad de los tendones de pretensado.

Bajo condiciones de servicio normales, e incluso en el caso de sobrecarga límite del edificio, los tendones están sometidos a tensiones constantes en toda su longitud, incluso hasta los anclajes terminales; las cargas de rotura del tendón y de los anclajes son, por tanto, muy significativas en cuanto a la seguridad. De acuerdo con la experiencia, uno de los puntos críticos de un gran tendón son los anclajes, y debe demostrarse mediante ensayos que los anclajes pueden soportar la carga de rotura estática total de los propios tendones, así como unos ciclos de carga específicos. El diseño del anclaje debe ser tal que las inevitables tolerancias necesarias en la obra no afecten a su seguridad, y, además, el anclaje debe ser capaz de resistir, sin ser dañado, tensiones adicionales debidas a vibraciones, choques, aumentos rápidos de temperatura, etc.

Para una seguridad de servicio continuada de los grandes tendones de pretensado son de gran importancia una precisión en la introducción del esfuerzo de pretensado y el efectuar controles regularmente. Por ello:

- — Debe ser posible medir con precisión la fuerza de pretensado aplicada y el alargamiento resultante.
- — Debe ser posible el retesado de tendones para llevar a cabo controles o para compensar las pérdidas de pretensado, al menos durante un cierto período.
- — Es ventajoso que los tendones puedan destesarse y, si es necesario, comprobarse, e incluso sustituirse si existen roturas de armaduras debidas a la corrosión o a otras causas.

Debe hacerse hincapié en la protección de las armaduras contra la corrosión. A fin de que ésta no se presente ya durante la construcción de la obra, debe aplicarse a los ten-

dones una protección conveniente durante su proceso de fabricación; posteriormente, y para las condiciones de servicio debe disponerse de una protección anticorrosiva definitiva y de eficacia permanente.

Por otro lado, debe tenerse presente que aunque la seguridad a la rotura de un elemento estructural sometido a flexión, como puede ser una viga, puede aumentarse mediante el mortero de inyección de cemento, por la ligazón, no ocurre lo mismo en los edificios de un reactor, ya que, a rotura, el incremento de tensiones es constante en toda la longitud de los tendones. Por ello, la seguridad a rotura es prácticamente la misma para tendones con inyección de cemento que para tendones con otro tipo de protección.

2. TENDONES BBRV

Según la definición de la comisión de "Recomendaciones para la ejecución y el control del tesado de las armaduras postesas", presidida por el Sr. Torroja, a la que he tenido el honor de pertenecer, y cuya publicación se habrá hecho con motivo de la presente Asamblea de Sevilla; tendón es el "conjunto de las armaduras de pretensado que, alojadas dentro de un mismo conducto o vaina, en los estudios teóricos se consideran como una sola armadura". Las armaduras que constituyen los tendones BBRV son, generalmente alambres y, en casos especiales, cordones.

Durante los últimos años, cordones formados por siete alambres se han utilizado frecuentemente como armaduras de pretensado. Las ventajas del cordón son, evidentemente, una sección de acero mayor por unidad de armadura y una mayor resistencia a la rotura en comparación con el alambre.

Normalmente, no se tienen en cuenta las deformaciones permanentes y la torsión de los alambres exteriores del cordón al realizar el enrollado helicoidal aunque tienen influencia en algunas de las propiedades mecánicas del material. Si las características del cordón se comparan con las de su alambre central se encuentra que ambos tienen aproximadamente la misma resistencia a la rotura, pero la resistencia a la fatiga del cordón es sólo los 2/3 de la del alambre central y la pérdida por relajación del cordón es de 1,4 a 2 veces la de dicho alambre.

Además, se pone en evidencia en los ensayos realizados que, debido a su superficie acanalada, los cordones sufren mayores pérdidas por rozamiento que los alambres. Y dichas pérdidas por rozamiento son un factor importante en la cantidad de acero pretensado necesario y, por tanto, en la economía del edificio del reactor.

De todos modos, y para satisfacer todas las posibles necesidades del mercado, BBRV ha desarrollado un anclaje combinado de remache y cuña que permite el alojamiento de cualquier número de cordones en cabezas de anclaje similares a las de los tendones formados por alambres y que garantiza un grado de seguridad mayor que el anclaje convencional por simple cuña (fig. 1).

Para no extender el presente trabajo, y puesto que los tendones formados por cordones han tenido hasta el presente escasa utilización en la práctica, no daremos los resultados de ensayos con los mismos y nos ceñiremos exclusivamente a los ensayos con tendones formados por alambres.

Uno de tales tendones está formado por cierto número de alambres de diámetro entre 6 y 8 mm (generalmente, 7 mm), normalmente estirados en frío y patentados, aunque

también es posible emplear alambres templados y revenidos con suficiente resistencia a la corrosión. Tales alambres tienen una resistencia a la rotura de hasta 190 kg/mm² (según los diámetros), deben tener una ductilidad adecuada, y desde hace ya muchos años son fabricados en diversas factorías de todo el mundo (fig. 2).

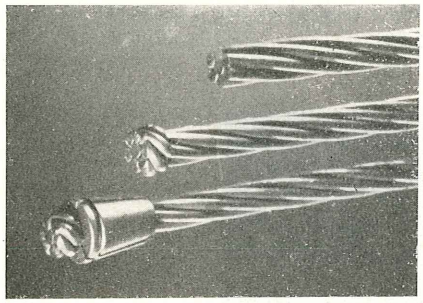


Fig. 1. — Cordones con remache BBRV y cuña.

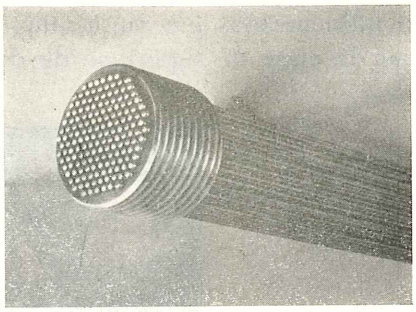


Fig. 2. — Ancaje BBRV para 163 ϕ 7 (rotura 1.000 t).

En cuanto a características del material son indicativos los valores de: resistencia a la rotura, límite de proporcionalidad, límite elástico aparente, estricción, alargamiento a rotura, número de plegados alternativos (con o sin muesca), resistencia a la fatiga, relajación y resistencia a la corrosión.

Los alambres de un tendón BBRV se cortan normalmente de idéntica longitud a fin de asegurar que se tesan igual. Cada alambre se fija a las cabezas de anclaje individualmente mediante un remache BBRV que se recalca en frío en el extremo del alambre por medio de máquinas especiales. La técnica de remachado BBRV con el propio proceso, la forma y tamaño de los remaches o cabecitas, tolerancias, calidad del material, dureza de los aceros de las cabezas de anclaje y los equipos necesarios ha dado, durante muchos años, evidencia de estar a toda prueba.



Fig. 3. — Interior de la nave de fabricación.

Los remaches y anclajes son capaces de soportar la carga de rotura total de la armadura de pretensado y tienen una resistencia dinámica muy satisfactoria. Además, dichos remaches BBRV proporcionan un anclaje positivo de los alambres del tendón, es decir, el esfuerzo de pretensado aplicado después de bloquear el anclaje se transmite al hormigón bajo condiciones muy precisas y conocidas; no existe pérdida de alargamiento —y de ahí de esfuerzo de pretensado— debido a deslizamiento de los alambres. Estas propiedades no vienen influenciadas por variaciones del diámetro del alambre respecto a su valor nominal o por la clase de superficie de dicho alambre.

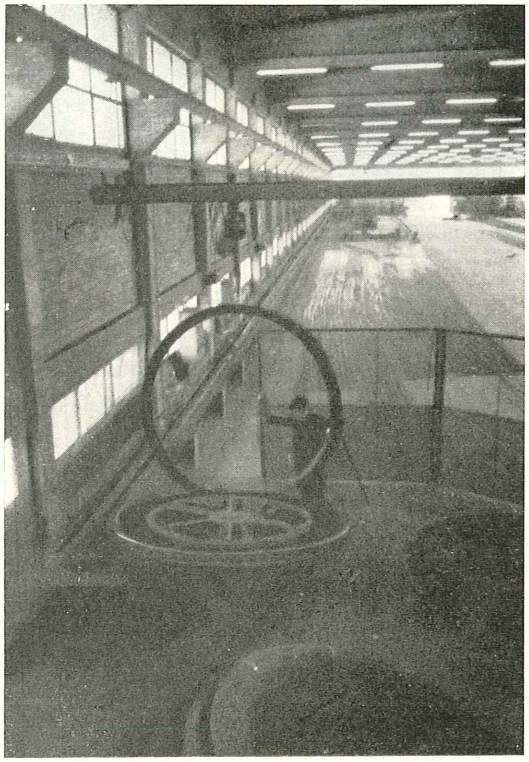


Fig. 4. — Instalación de corte automática.

Los tendones se preparan en la factoría, y luego se envían en bobinas, por lo que su colocación en obra es muy económica (figs. 3 y 4). Si las armaduras deben enfilarse en los conductos ya colocados en la estructura, como es normalmente el caso de los recipientes de reactor, los tendones se envían con sólo una cabeza de anclaje montada, y la otra, se coloca en obra, ya que existen unas máquinas de remachar ligeras para estos trabajos.

El sistema BBRV es muy versátil, y existe un tipo de cabeza de anclaje para cada caso particular. A continuación se describe brevemente un anclaje activo para grandes esfuerzos de pretensado de hasta 1.200 t, que está especialmente indicado para el caso de edificios de reactores nucleares.

EI ANCLAJE TIPO A

La cabeza de anclaje roscada exteriormente se apoya inicialmente contra la placa de reparto. La barra de tracción del equipo de tesado se fija a esta cabeza de anclaje mediante

un manguito roscado que une ambas. Después de efectuado el tesado, el anclaje queda apoyado en la placa mediante dos calas circulares, cuya longitud es la correspondiente al alargamiento del tendón (fig. 5).

El anclaje tipo A puede tesarse con precisión y ser anclado a una fuerza determinada. La comprobación de este esfuerzo, y si es necesario el retesado para compensación de pérdidas, puede llevarse a cabo de una forma segura y económica. Incluso, si es preciso, puede destesarse completamente el tendón y reemplazarlo en caso de observarse algún defecto.

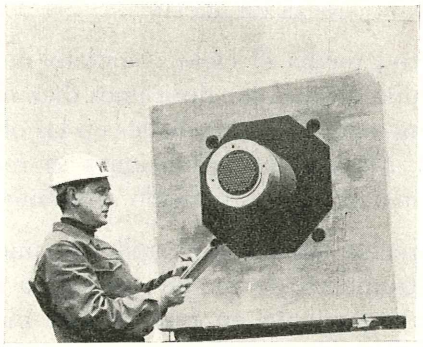


Fig. 5. — Anclaje A-800 hormigonado y tesado.

3. EQUIPOS DE TESADO

Para el tesado de estos tendones de gran capacidad han debido proyectarse equipos especiales. Los nuevos equipos están diseñados para esfuerzos de 400, 500, 800, 1.000 y 1.200 t, y permiten una puesta en tensión extremadamente rápida y sin complicaciones, pues las operaciones individuales se llevan a cabo automáticamente.

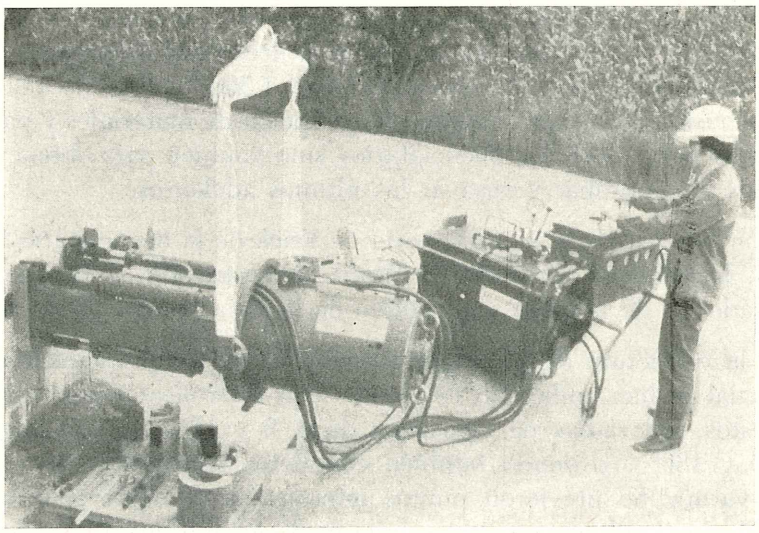


Fig. 6. — Equipo de tesado automático SA500.

El equipo SA 500, por ejemplo (fig. 6), con esfuerzo útil máximo de 500 t, puede tesar un tendón de 97 ϕ 7, con acero de 165 kg/mm^2 de resistencia a la rotura hasta el 80 por 100 de ésta, o sea, 493 t; o un tendón de 102 ϕ 7, con acero de 170 kg/mm^2 hasta el 75 por 100 de esta resistencia a la rotura, o sea, 500 t.

Los equipos automáticos de tesado pueden centrarse fácilmente con relación a la placa de reparto mediante cilindros hidráulicos y fijarse en cualquier posición. Antes de acoplar el equipo al tendón, la cabeza de anclaje se centra automáticamente, y luego se rosca el manguito de empalme con ayuda de un motor hidráulico. A continuación puede tesarse el tendón al esfuerzo requerido midiéndose el alargamiento en una escala graduada incorporada al equipo. Una vez finalizada la aplicación de esfuerzo se calocan las dos calas circulares para apoyo de la cabeza de anclaje.

Para un tendón de longitud media el ciclo completo de pretensado, incluyendo conexión y desconexión del equipo al anclaje, dura unos diez minutos. Esto ofrece una considerable ventaja sobre los métodos convencionales en las obras donde deben pretensarse un gran número de tendones. Además, las operaciones se realizan desde una unidad de control, por lo que el trabajo manual se ha reducido al mínimo.

La determinación más precisa del esfuerzo aplicado puede realizarse con un nuevo tipo de dinamómetro. El instrumento de medida se coloca en el interior de la barra de tracción, donde registra su alargamiento en función del esfuerzo. La precisión es del 1 por 100 (fig. 7).

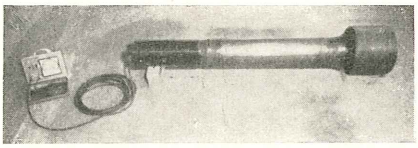


Fig. 7. — Dinamómetro barra de tracción hasta 800 t.

4. ENSAYOS REALIZADOS A ESCALA NATURAL

El Bureau BBR Ltd. de Zürich, que aglutina las informaciones y experiencias de los licenciatarios BBRV de todo el mundo, se vio en la necesidad de preparar una instalación para ensayar tendones con cargas de rotura de hasta 1.500 t. No sólo era necesaria para demostraciones a posibles clientes, ensayos de recepción de materiales y para conseguir informaciones básicas para todos los licenciatarios, sino también para obtener todos los datos técnicos necesarios y comprobar y ensayar los últimos adelantos.

La instalación fue realizada en la factoría de Frick de la licenciataría BBRV para Suiza, Stahlton AG, habiéndose realizado la última demostración, a la que tuve el placer de asistir, el pasado 19 de octubre con motivo de la feria Nuclex 72 de Basilea.

En general, la estructura de hormigón consiste en un bloque semicircular de 24 m de diámetro, en el cual se han embebido conductos con diferentes diámetros. Estos conductos están dispuestos con radios de curvatura de 6, 9 y 12 m, y con ángulos de desviación total de 90 y 180°, existiendo también conductos adicionales para tendones rectos y con doble curvatura. Se previeron puntos intermedios de observación para determinar el alargamiento de los tendones en varios lugares de los mismos, fuera de los anclajes (figuras 8 y 9).

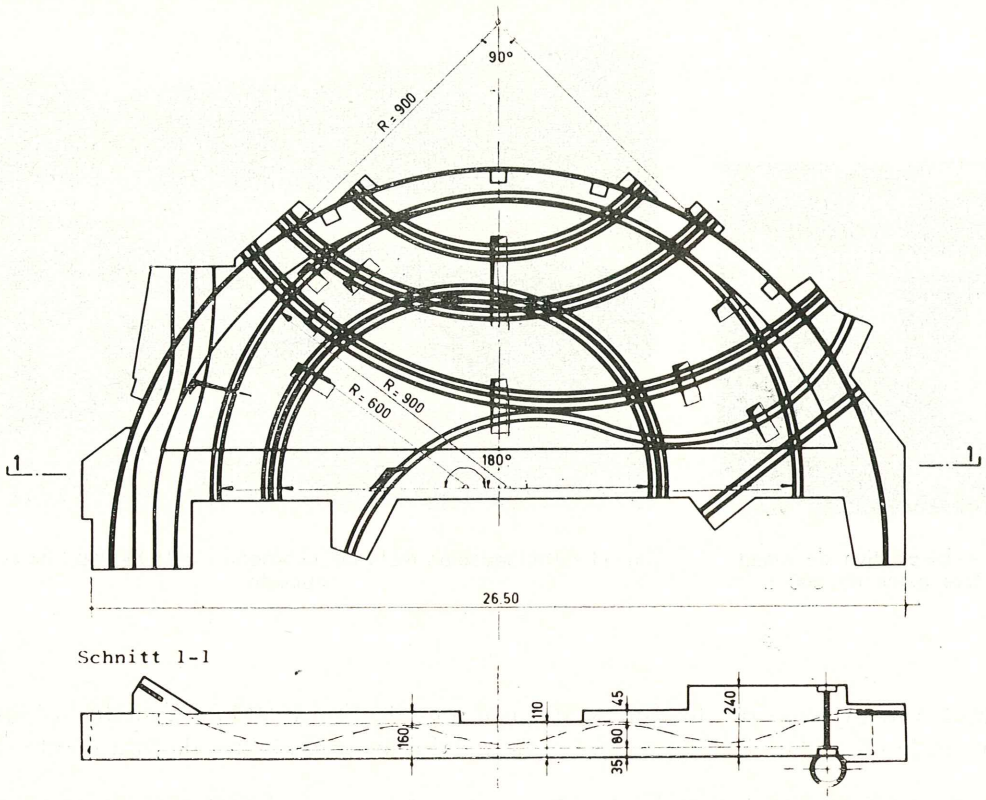


Fig. 8. — Planta y sección de la instalación para ensayos.

Para el tesado de los tendones a rotura se dispuso una combinación de tres gatos Proceq, no automáticos, tipo P-500, accionados por tres bombas hidráulicas independientes (figura 10). El esfuerzo total de 1.500 t podía medirse con una combinación de tres dinamómetros, con un error máximo del 1 por 100.

A fin de simular las condiciones reales de un edificio de reactor podían añadirse un cierto número de bloques de hormigón para prolongar el tendón con una parte recta entre el anclaje y la parte curva.

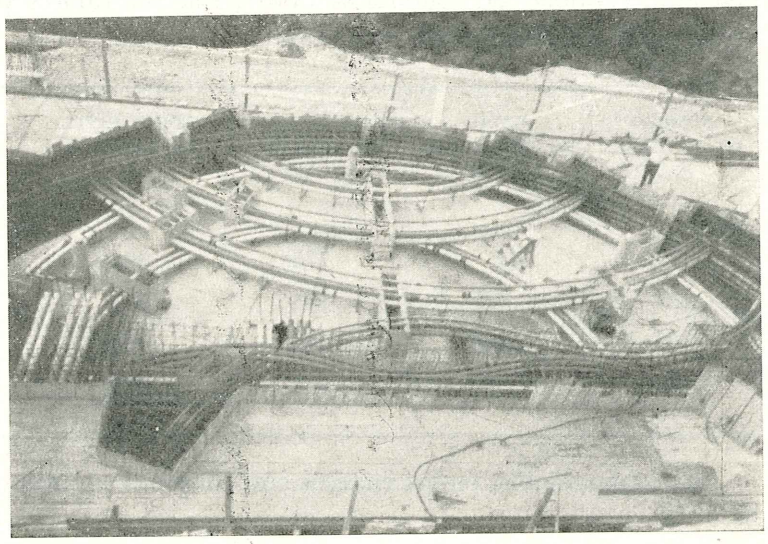


Fig. 9. — Disposición de vainas antes de hormigonar.

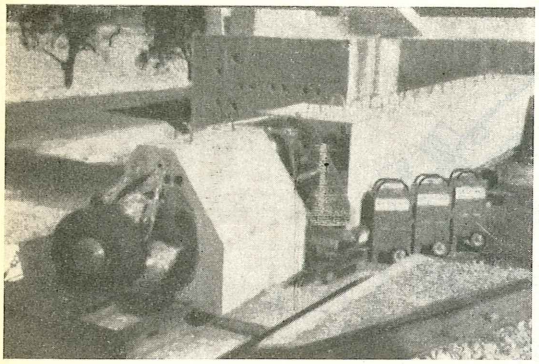


Fig. 10. — Dispositivo de tesado con tres gatos de 500 t.

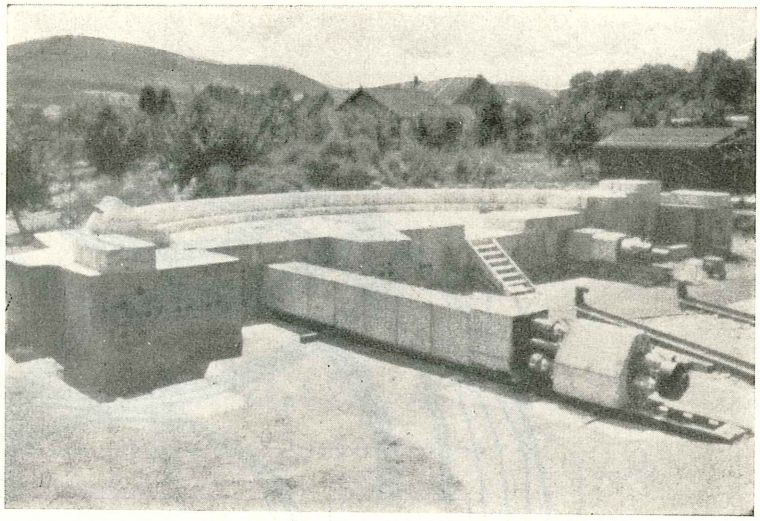


Fig. 11.—Prolongación recta de un tendón y gato de 800 t en el extremo opuesto.

En el otro extremo del tendón se dispuso un gato tipo P-800 para medir la fuerza que llegaba desde el anclaje que se tesaba, y desde ahí, los coeficientes de rozamiento (fig. 11).

El objetivo primordial de la instalación era determinar la eficacia de tendones curvos, el alargamiento a rotura y las pérdidas por rozamiento. El coeficiente de eficacia se define como la relación entre la carga de rotura de un tendón completo y la resistencia media a la rotura del acero de las armaduras multiplicada por la sección de las mismas.

Para tendones rectos con anclajes BBRV, el coeficiente de eficacia es prácticamente 100 por 100. Con tendones curvos, la curvatura reduce la eficacia; si bien con tendones BBRV se consigue un coeficiente de, al menos, 95 por 100, valor muy alto y que es prácticamente el límite que da el propio acero de las armaduras.

Los ensayos se realizaron con alambres ϕ 7 mm, estabilizados, y después de efectuadas una gran cantidad de pruebas se obtuvieron los valores promedio que se indican en el cuadro que a continuación se incluye:

NÚMERO DE ALAMBRES ϕ 7	RADIO DE CURVATURA EN M	CARGA DE ROTURA TEÓRICA EN TM	COEFICIENTE DE EFICACIA %	ALARGAMIENTO A ROTURA %	COEFICIENTE DE ROZAMIENTO
121	12	775	96,0	2,71	0,127
121	6,2	775	97,0	2,81	0,126
163	6,2	1.045	97,0	2,46	0,110
163	∞	1.045	99,7	4,30	—

En comparación, en los ensayos con cordones, se obtuvo un coeficiente de rozamiento de 0,258.

5. REALIZACIONES PRACTICAS

Debido a la seguridad y economía de los tendones BBRV, el sistema BBRV de postesado se viene aplicando en un gran número de edificios de presión y edificios de contención de centrales nucleares.

5.1. Edificios de contención (figs. 12 a 17).

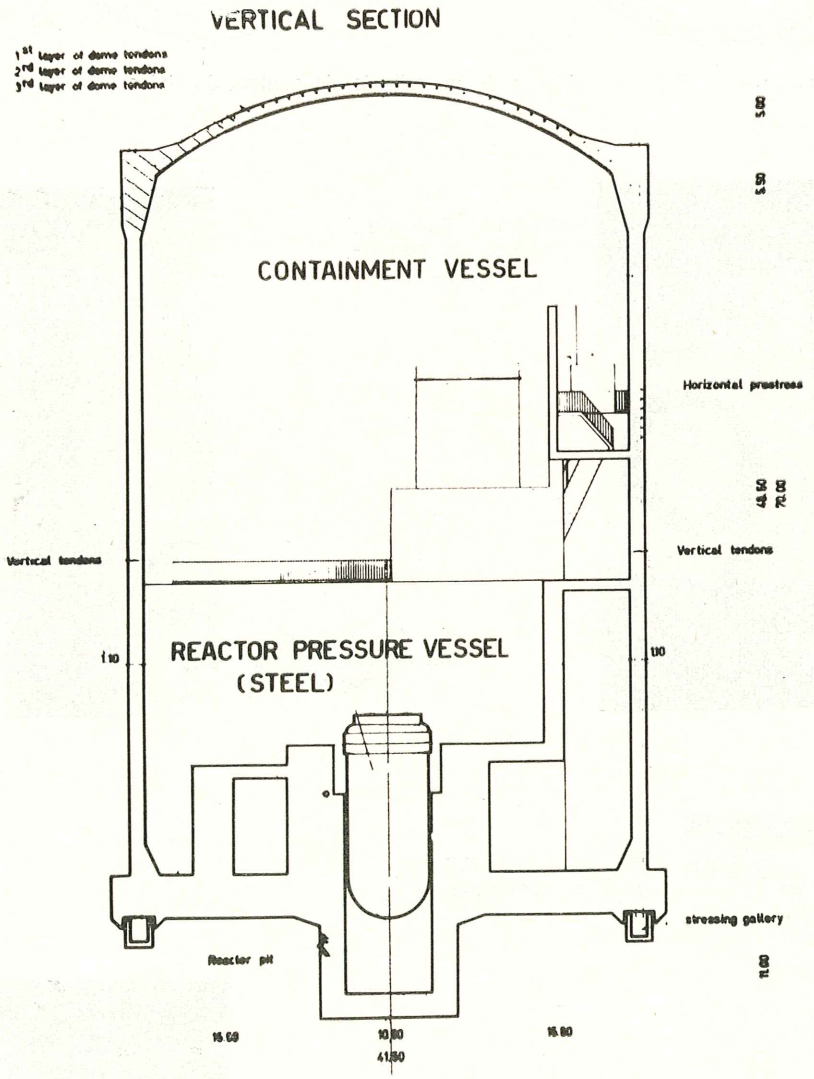


Fig. 12. — Sección de un edificio de contención típico.

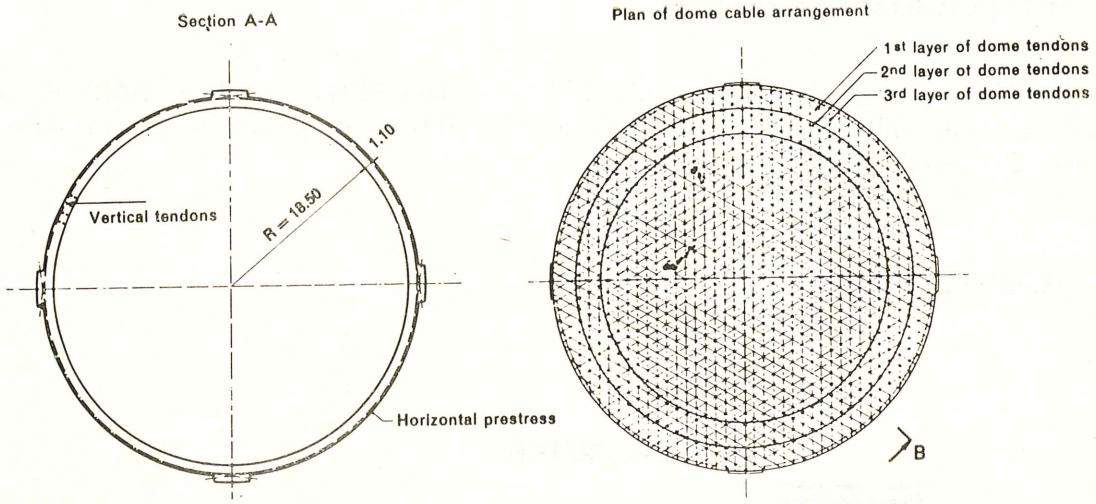


Fig. 13. — Planta de un edificio de contención típico.

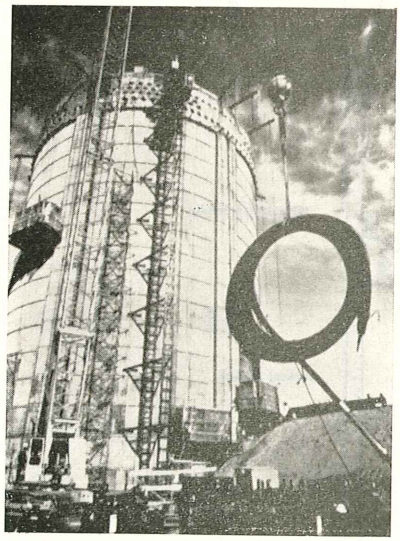


Fig. 14.—Palisades. Edificio de contención.

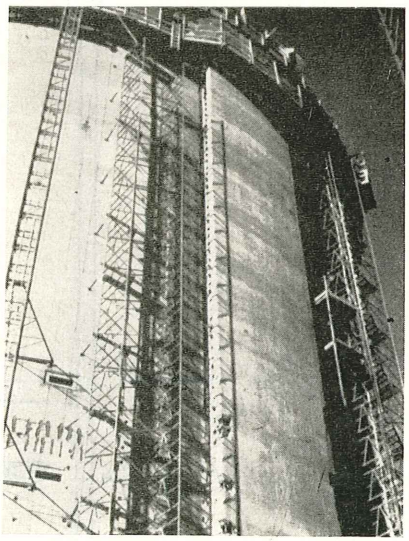


Fig. 15.—Palisades Detalle columnas de anclajes.

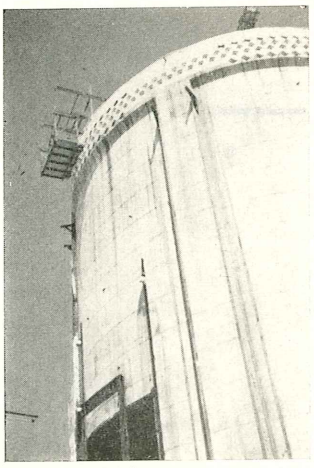


Fig. 16.—Zión. Edificio de contención.

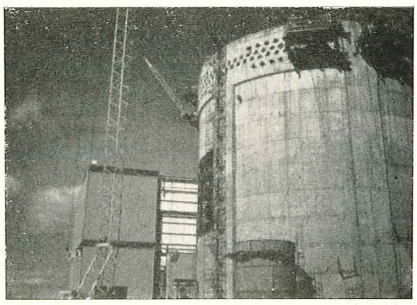


Fig. 17. — Point Beach. Edificio de contención.

Lista de referencias hasta septiembre 1971.

NOMBRE DE LA CENTRAL	TAMAÑO	P A Í S	TM ACERO	TIPO TENDONES
Robert E. Ginna	420 MW	U.S.A.	145	90 ϕ ¼"
Palisades	700 MW	U.S.A.	872	90 ϕ ¼"
Turkey Point (unid. 3 y 4)	2 × 772 MW	U.S.A.	1.625	90 ϕ ¼"
Fort Calhoun (unid. 1)	450 MW	U.S.A.	908	90 ϕ ¼"
Three Mile Island	839 MW	U.S.A.	1.447	170 ϕ ¼"
Zion (unid. 1 y 2)	2 × 1050 MW	U.S.A.	1.634	90 ϕ ¼"
Russelville (unid. 1)	850 MW	U.S.A.	1.044	186 ϕ ¼"
Point Beach (unid. 1 y 2)	2 × 455 MW	U.S.A.	1.453	90 ϕ ¼"
O'Conee (unid. 1 y 2)	2 × 839 MW	U.S.A.	2.017	90 ϕ ¼"
Crystal River	850 MW	U.S.A.	1.302	163 ϕ 7
Arkansas (unid. 1 y 2)	850 + 950 MW	U.S.A.	2.226	186 ϕ ¼"
Calvert Cliffs (unid. 1 y 2)	2 × 800 MW	U.S.A.	1.799	90 ϕ ¼"
Millstone	828 MW	U.S.A.	928	186 ϕ ¼"
Joseph M. Farley (núm. 1)	829 MW	U.S.A.	799	170 ϕ ¼"
Midland (unid. 1 y 2)	2 × 818 MW	U.S.A.	1.561	170 ϕ ¼"
Gentilly	250 MW	Canadá.	526	44 ϕ 7
Oskarshamnocket (unid. 1 y 2)...	400 + 850 MW	Suecia.	296	44 ϕ 6 + 55 ϕ 6
Ringhals (unid. 1 y 2)	790 + 850 MW	Suecia.	1.250	55 ϕ 6 + 139 ϕ 6

5.2. Edificios de presión (figs. 18 a 21).

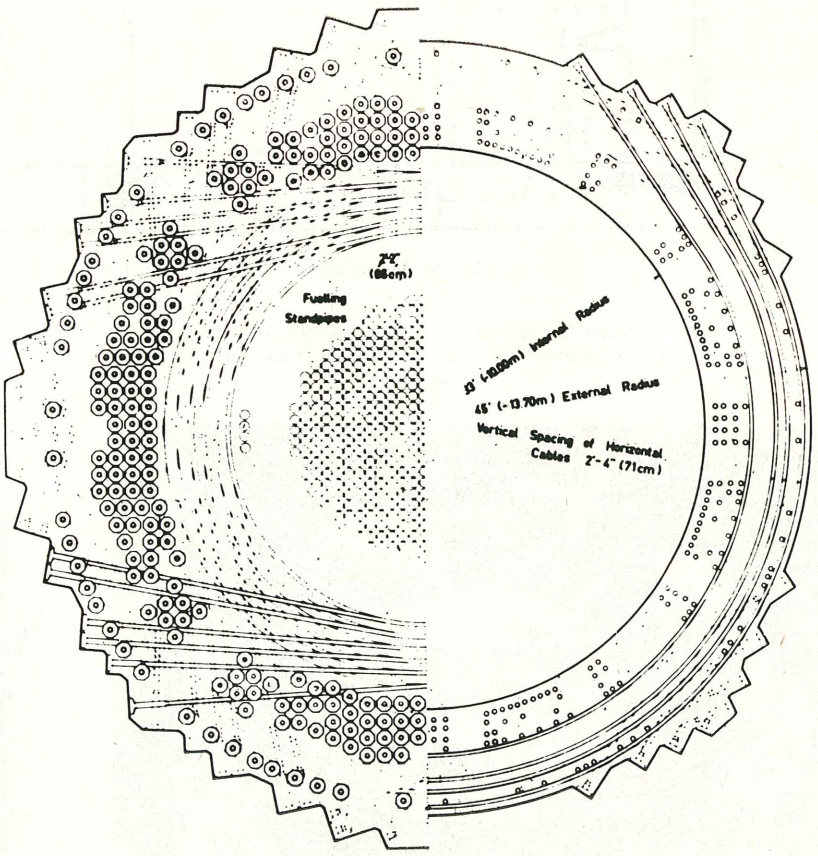


Fig. 18. — Planta del edificio de presión de Dungeness B.

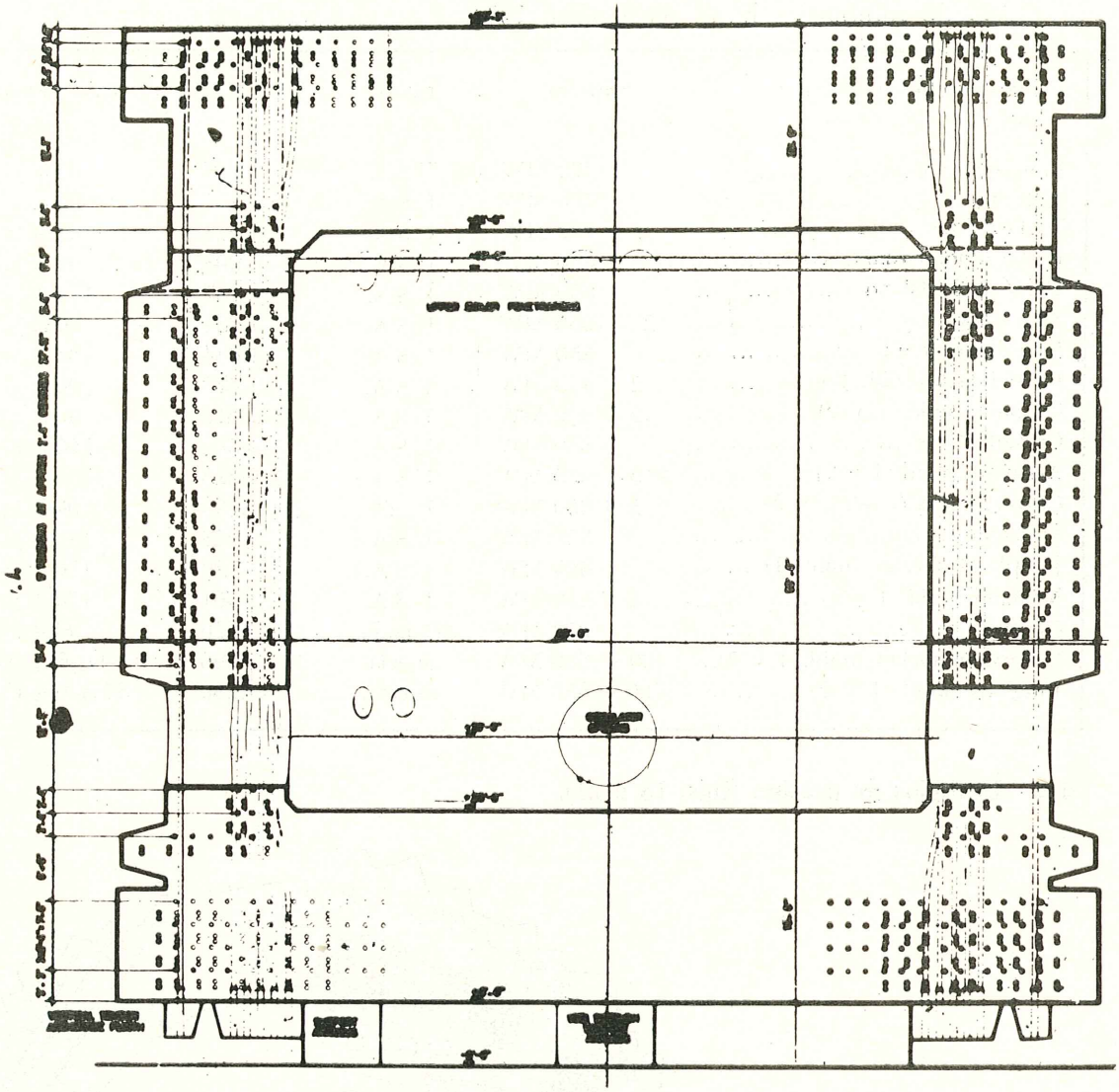


Fig. 19. — Alzado del edificio de presión de Dungeness B.

Fig. 20. — Construcción de la parte inferior del edificio de presión de Dungeness B. Obsérvense los salientes para los anclajes.

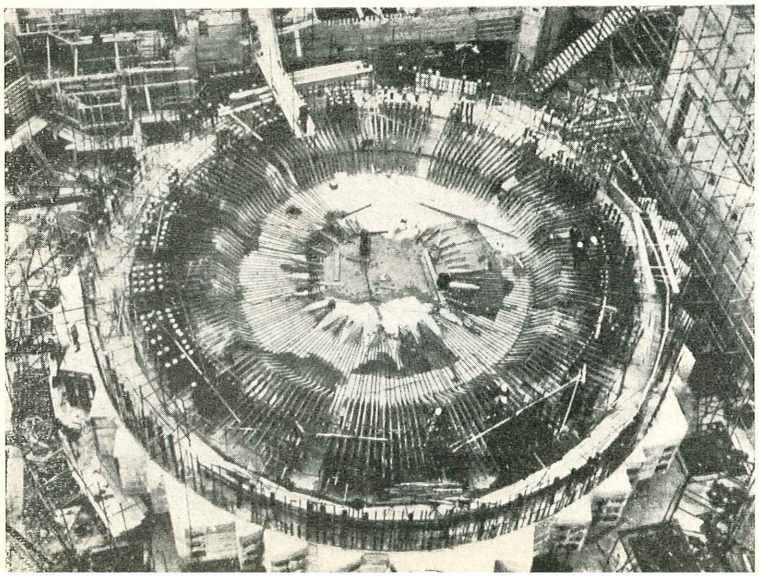
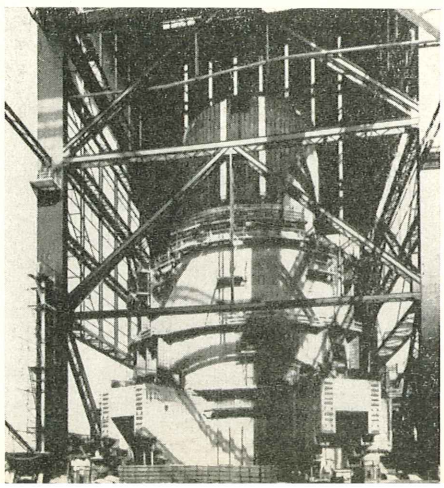


Fig. 21. — Edificio de presión de Bugey I.



Lista de referencias hasta septiembre 1971.

NOMBRE DE LA CENTRAL	TAMAÑO	PAÍS	TM ACERO	TIPO TENDONES
Dungeness B	2 × 660 MW	Inglaterra.	4.086	163 ϕ 7
Bugey I	600 MW	Francia.	4.313	54 ϕ 7
Fort St. Vrain	330 MW	U.S.A.	454	169 ϕ ¼"
Schmehansen THTR	300 MW	Alemania.	1.570	154 ϕ 7

6. PROBLEMAS ESPECIALES

6.1. Diferencias de tensión en tendones curvos.

Para radios de curvatura pequeños y diámetros de vaina comparativamente grandes (tendones de gran capacidad) existe un problema por la diferencia de tensión entre los alambres interior y exterior del paquete.

Antes de pretensar, los alambres se distribuyen en la parte inferior de la vaina, y la diferencia entre el radio del alambre interior i y el del exterior e vale d_1. En el momento de la puesta en tensión los alambres se aprietan contra la parte interior de la vaina (la más próxima al centro de curvatura), y la diferencia entre los radios de curvatura de los alambres exterior e interior pasa a ser d_2 (fig. 22). Debido a estas diferencias de radio se tienen diferentes alargamientos unitarios, y, por tanto, los alambres quedan sometidos a tensiones distintas.

Si los alambres se han cortado previamente, todos precisamente a la misma longitud, l_0, antes de colocar las armaduras, el alambre interior, antes de tesar, debe sobresalir una cierta cantidad, Δ, entre los dos extremos con respecto al alambre exterior y en relación

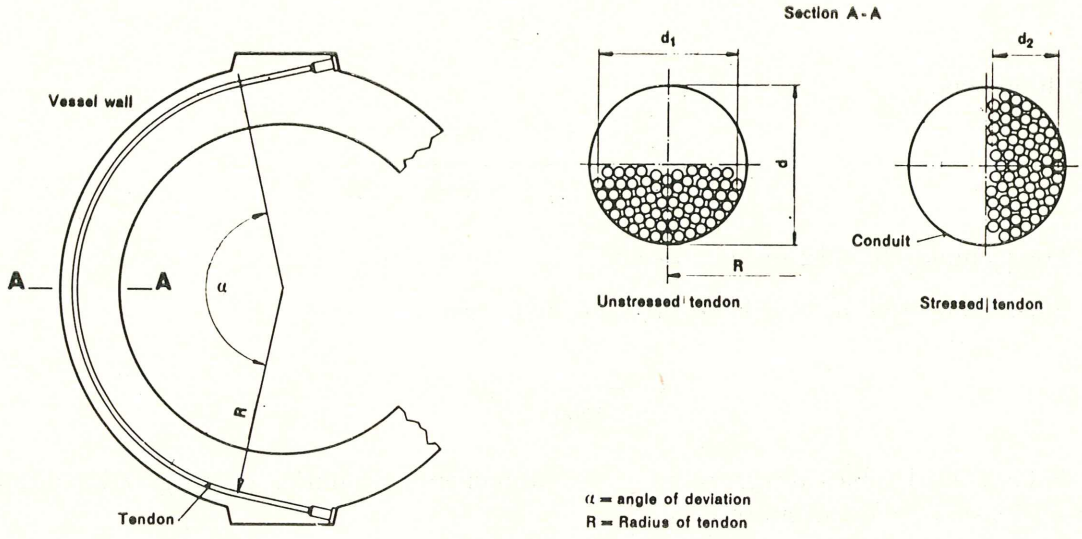


Fig. 22. — Tendón curvo colocado en la pared del edificio.

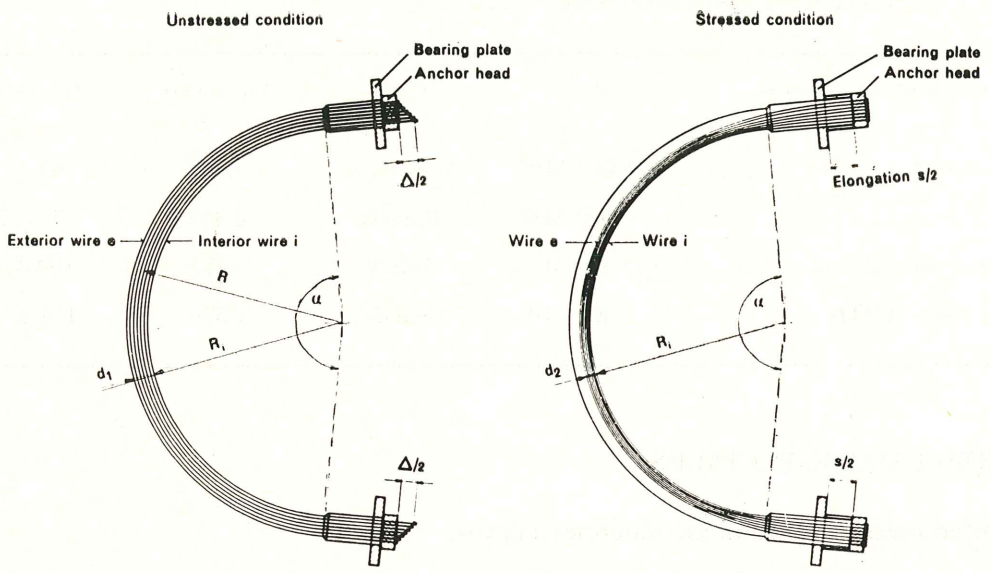


Fig. 23. — Caso en que todos los alambres del tendón se han cortado a idéntica longitud l_0 antes de colocar.

con el anclaje (fig. 23). Esta cantidad vale: $\Delta' = \alpha\, d_1$. Cuando se tesa el tendón, el alambre exterior es constreñido a pasar del radio $(R_i + d_1)$ al radio $(R_i + d_2)$, con lo que si llamamos s al alargamiento del tendón tendremos los siguientes valores de ε:

en el alambre interior:

$$\varepsilon_i = \frac{s + \Delta}{l_0} = \frac{s + \alpha\, d_2}{l_0};$$

en el alambre exterior:

$$\varepsilon_e = \frac{s}{l_0},$$

y la diferencia:

$$\Delta\,\varepsilon = \varepsilon_e - \varepsilon_i = \frac{\alpha\, d_2}{l_0} = \frac{\alpha \cdot d_2}{R \cdot \alpha} = \frac{d_2}{R}.$$

Por ejemplo: $R = 12$ m, $d = 14$ cm.

Suponiendo que $d_2 = 0{,}4 \cdot d = 5{,}6$ cm, tenemos:

$$\Delta\,\varepsilon = \frac{5{,}6}{1200} = 4{,}67\ {}^{0}/_{00}.$$

Estas considerables diferencias en los alargamientos unitarios crean grandes diferencias de tensión en los alambres.

En el caso de los tendones colocados sin que previamente se hayan cortado las arma-

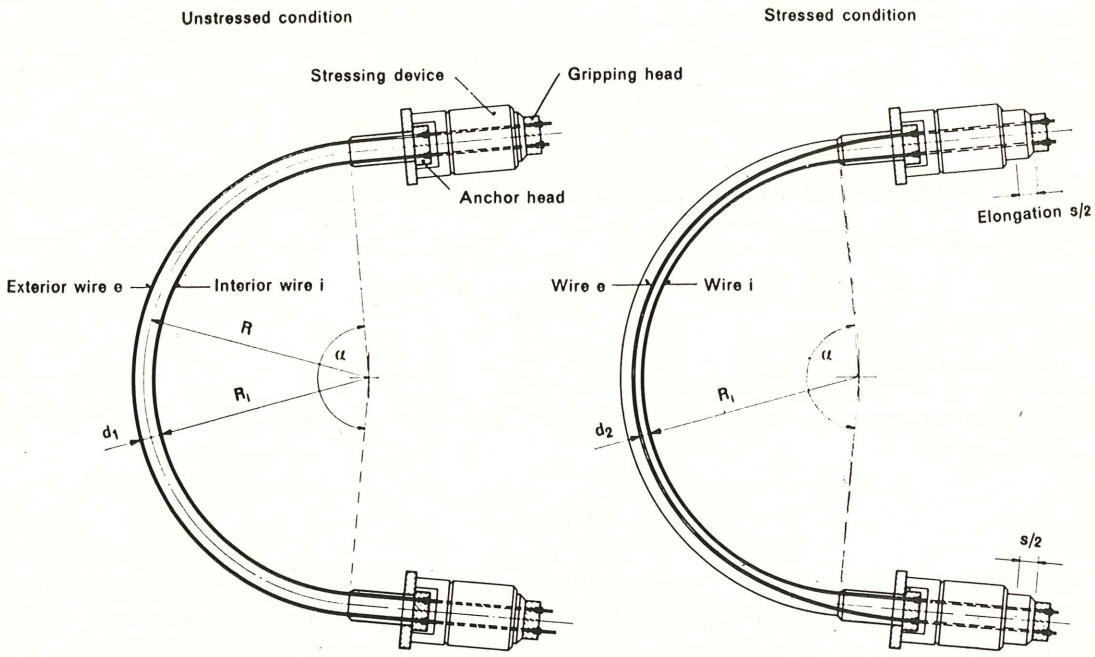


Fig. 24. — Caso en que todos los alambres del tendón se han fijado al equipo de tesado después de colocar.

duras a igual longitud, también aparecen grandes diferencias de tensión, ya que dichas armaduras se fijan al equipo de tesado de forma que no se produzcan movimientos mutuos antes de iniciar la operación de tesado (fig. 24).

En efecto, existe también ahora, después de fijar las armaduras, una diferencia entre los radios de un alambre interior y un alambre exterior. Al tesar el tendón hasta un alargamiento $s/2$ a cada extremo, el alambre exterior pasa de un arco con radio $(R_i + d_1)$ a un arco con radio $(R_i + d_2)$. A este movimiento radial de $(d_1 - d_2)$ corresponde un movimiento en dirección del alargamiento de $\alpha\,(d_1 - d_2)$.

Tenemos entonces:

en el alambre interior:

$$\varepsilon_i = \frac{s}{l_i},$$

en el alambre exterior:

$$\varepsilon_e = \frac{s - \alpha\,(d_1 - d_2)}{l_e},$$

siendo l_e y l_i, respectivamente, las longitudes de los alambres exterior e interior en el momento de fijarlos al equipo de tesado.

La diferencia: $\Delta\,\varepsilon = \varepsilon_i - \varepsilon_e$:

$$\Delta\,\varepsilon = \frac{s}{l_i} - \frac{s}{l_e} + \frac{\alpha\,(d_1 - d_2)}{l_e}.$$

Como $\frac{s}{l_i} - \frac{s}{l_e} \simeq 0$, tenemos:

$$\Delta \varepsilon = \frac{\alpha\,(d_1 - d_2)}{l_e}.$$

Como antes, para la sección circular del tendón l_e vale aproximadamente $R\,\alpha$, por lo que:

$$\Delta \varepsilon = \frac{d_1 - d_2}{R}.$$

Por ejemplo, si $R = 12$ m, $d = 14$ cm.

Suponiendo que: $d_1 = 0{,}9 \cdot d = 12{,}6$ cm y $d_2 = 0{,}4 \cdot d = 5{,}6$ cm:

$$\Delta \varepsilon = \frac{12{,}6 - 5{,}6}{1200} = 5{,}83\ {}^{0}/_{00}.$$

También en este caso se presentan grandes diferencias de alargamientos unitarios entre los alambres extremos, siendo ahora el alambre interior el que está sometido a mayor tensión.

La opinión, mantenida a veces, de que para eliminar la desigualdad de tensiones entre alambres pueden fijarse previamente las armaduras libres que sobresalen del anclaje al equipo de tesado es, por lo dicho, incorrecta.

Para tendones curvados en una misma dirección en la mayor parte de su longitud, con un radio pequeño en relación con el diámetro de la vaina, las diferencias de alargamien-

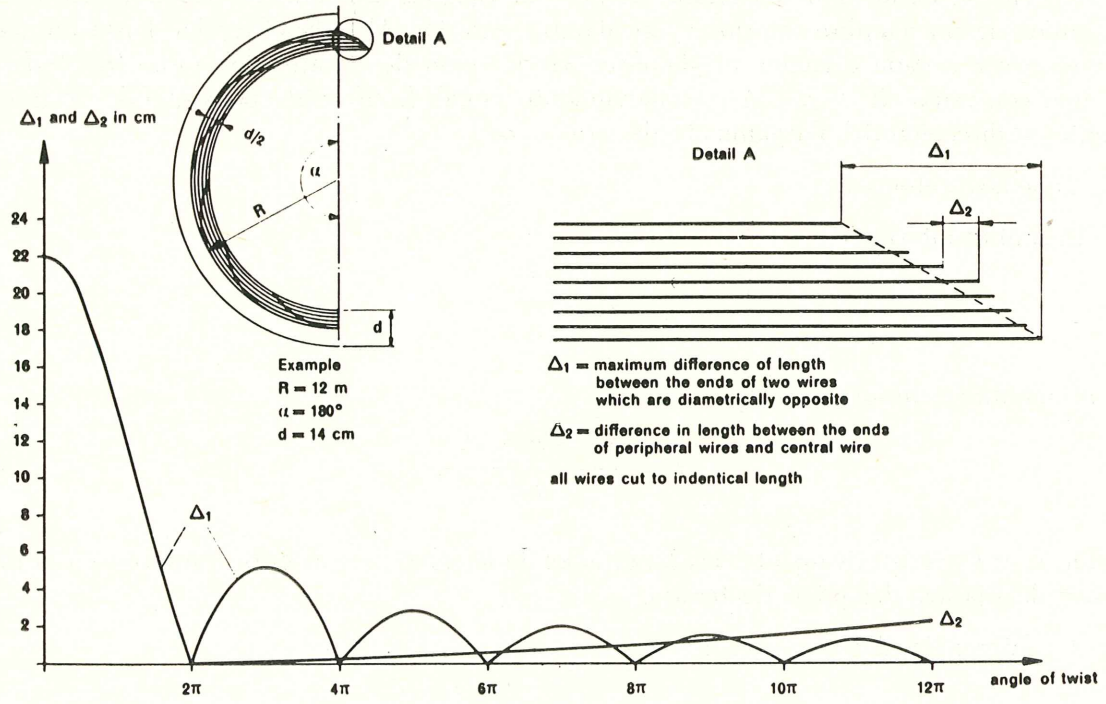


Fig. 25. — Diferencia de longitud en los extremos de los alambres de un tendón curvo que ha sido torsionado previamente.

tos unitarios entre los alambres extremos, con órdenes de magnitud del 4 al 5 por 1.000, no son aceptables para el alto estándar exigido en los reactores nucleares.

Es posible eliminar estas diferencias de tensión entre los alambres (o cordones) en tendones curvos, retorciendo el paquete de armaduras en sus extremos alrededor de 360°. De este modo, los alambres van en la mitad de su longitud por fuera y en la otra mitad por dentro con respecto al radio medio del paquete, con lo que las diferencias de tensión debidas a la curvatura se compensan. Sólo queda una insignificante diferencia entre el alambre central y los alambres exteriores, ya que éstos, al retorcer el paquete, siguen un recorrido mayor y quedan retrasados con respecto al alambre central (fig. 25).

Los ensayos con grandes tendones y las consideraciones teóricas han mostrado que se consiguen resultados satisfactorios en la práctica, torciendo varias veces el paquete en toda su longitud. Si Δ_1 es la máxima diferencia de longitud entre los extremos de dos alambres diametralmente opuestos y Δ_2 la diferencia de longitud entre los extremos del alambre central y los alambres periféricos, se observa en la figura que, aumentando el número de torcidos, Δ_1 disminuye, eliminándose para 2π, 4π, 6π, etc., mientras que Δ_2 aumenta.

De acuerdo con lo antedicho se ha establecido un proceso práctico que consta de:

— Montaje de todos los alambres según un paquete de alambres paralelos y aplicación de la protección anticorrosiva al acero de pretensado.
— Torsión del paquete, empezando por un extremo, encitándolo cada $2 \div 3$ m.
— Envío de los tendones enrollados en bobinas a la obra.
— Introducción de los tendones en los conductos retirando gradualmente el encintado.

Las medidas descritas anteriormente para eliminar las diferencias de tensión en los tendones curvos se han comprobado en la práctica. Por ejemplo, en el edificio de presión de Dungeness B. El proceso indicado está protegido por patentes.

6.2. Protección contra la corrosión.

Durante toda la vida de utilización de los edificios de presión o de contención debe tenerse un cuidado expreso con la protección de las armaduras de pretensado contra la corrosión.

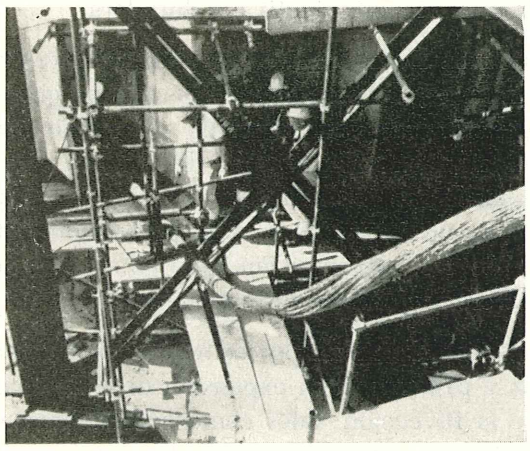


Fig. 26. — Tendón de 163 ϕ 7 con protección anticorrosiva provisional en Dungeness B. Enfilado en las vainas.

A fin de prevenirla ya durante el proceso de fabricación de los tendones, transporte y almacenamiento debe aplicarse una protección provisional (fig. 26). Luego, después o inmediatamente antes de ser colocados los tendones, debe proporcionarse una protección duradera. De acuerdo con la clase de protección se distingue entre tendones no inyectados e inyectados.

6.2.1. Tendones no inyectados.

Ya durante su fabricación suele aplicárseles un revestimiento anticorrosivo.

Después de haber colocado los tendones y procedido al tesado de los mismos, deben llenarse los huecos existentes entre ellos y sus respectivos conductos. Con esta precaución queda bloqueado todo acceso de aire y agua en los conductos.

En tendones no inyectados, el esfuerzo de pretensado existente puede ser controlado en cualquier momento y, si es necesario, aumentarlo. Además, sigue siendo posible la extracción de alambres individuales para examen, así como el cambio de tendones completos.

Los materiales de protección anticorrosiva deben tener varias propiedades:

— Prevenir la corrosión de forma duradera.
— No llegar a ser ni quebradizos ni fluidos ni presentar grietas o fisuras superficiales en el campo de temperaturas que pueden esperarse en el interior de las paredes en que están introducidos los tendones.
— Tener una estabilidad química perdurable.
— No participar en ninguna reacción química con las estructuras o materiales adyacentes, como el acero de los tendones y las vainas, o con el hormigón.

Que el medio anticorrosivo sea adecuado debe, en general, determinarse por experimentos sistemáticos.

6.2.2. Tendones inyectados.

La aplicación de la inyección es una técnica corriente en la construcción de puentes, y está sancionada por la práctica de muchos años. El elevado pH del mortero de cemento protege al acero contra la corrosión de una manera efectiva y duradera.

Además, con la inyección se consigue una ligazón adicional entre el acero de pretensado y el hormigón de alrededor. Sin embargo, debe indicarse que con los grandes tendones como los empleados en reactores nucleares, es casi imposible conseguir una ligazón completa entre acero y hormigón; la relación entre la sección del tendón y la circunferencia, medida determinativa para la ligazón, es desfavorable. Por otro lado, la adherencia del acero a la inyección que lo rodea viene impedida por la protección anticorrosiva temporal aplicada durante la fabricación de los tendones. Por todo ello, no es aconsejable confiar en que la ligazón incrementará la efectividad de los anclajes.

La inyección empleada normalmente está formada por cemento Pórtland, agua y un aditivo adecuado que aumente la fluidez y produzca una expansión de la inyección, reduciendo la exudación. Las propiedades de la inyección, tales como consistencia, exudación,

grado de asentamiento o expansión y resistencia a la compresión, deben determinarse con ensayos preliminares. Debe disponerse, asimismo, de una mezcladora adecuada con su correspondiente bomba para realizar la operación. Es muy importante que la mezcladora sea capaz de conseguir una dispersión coloidal, de forma que las partículas de cemento queden separadas en un alto grado, consiguiéndose así una mayor superficie específica del cemento; de este modo, con la misma relación agua-cemento se aumenta la fluidez y se reduce el asentamiento del mortero. Debido al gran espacio existente entre las armaduras y la vaina, en los grandes tendones debe utilizarse una mezcladora y bomba de gran capacidad que permita una preparación continuada y una inyección ininterrumpida.

6.3. Supervisión de tendones instalados en la estructura.

Para los reactores nucleares se recomienda:

— Establecer con precisión el esfuerzo de pretensado aplicado, con ayuda de dinamómetros dignos de confianza y controlar simultáneamente el alargamiento del acero y compararlo con el calculado previamente.

— Realizar controles periódicos del esfuerzo de pretensado existente en algunos tendones durante un período de tiempo bastante dilatado y determinar las pérdidas de dicho esfuerzo y compararlas con las calculadas. Para estas mediciones son también necesarios dinamómetros con suficiente precisión.

— Controlar las condiciones del tendón en cuanto a corrosión u otras influencias.

La fijación de los alambres individuales mediante remaches y los equipos de tesado muy automatizados, permiten fácilmente el tesado y destesado de los tendones sin que sufran ningún daño, por lo que, en el caso de tendones no inyectados, es siempre posible cualquier comprobación.

7. MAQUINA DE ZUNCHAR SW-8500

Hasta ahora hemos hablado sólo de tendones. Sin embargo, existe otra técnica de aplicación en reactores nucleares, de la que daremos una breve referencia.

Se trata de una máquina de zunchar, basada en la utilizada en el procedimiento BBRV para el zunchado de depósitos, que utiliza cordón de hasta 3/8″ de diámetro o alambre, con un esfuerzo de tesado máximo de 8.500 kg. El Bureau BBR Ltd. tiene preparada, asimismo, una instalación para demostraciones, consistente en un anillo de 18 metros de diámetro exterior (figs. 27 y 28).

8. RESUMEN FINAL

Se han descrito en este trabajo las técnicas desarrolladas por BBRV para edificios de presión y de contención de reactores nucleares, todas ellas comprobadas en la práctica. Las exigencias de gran seguridad de tales edificios se han tenido especialmente en cuenta. El éxito de los tendones BBRV de gran capacidad es debido, en parte, a las ideas básicas sobre anclajes, pero fundamentalmente a haber desarrollado y puesto a punto equipos adecuados, y de resultas de ello, la aclaración de todos los aspectos técnicos relativos a dichos tendones.

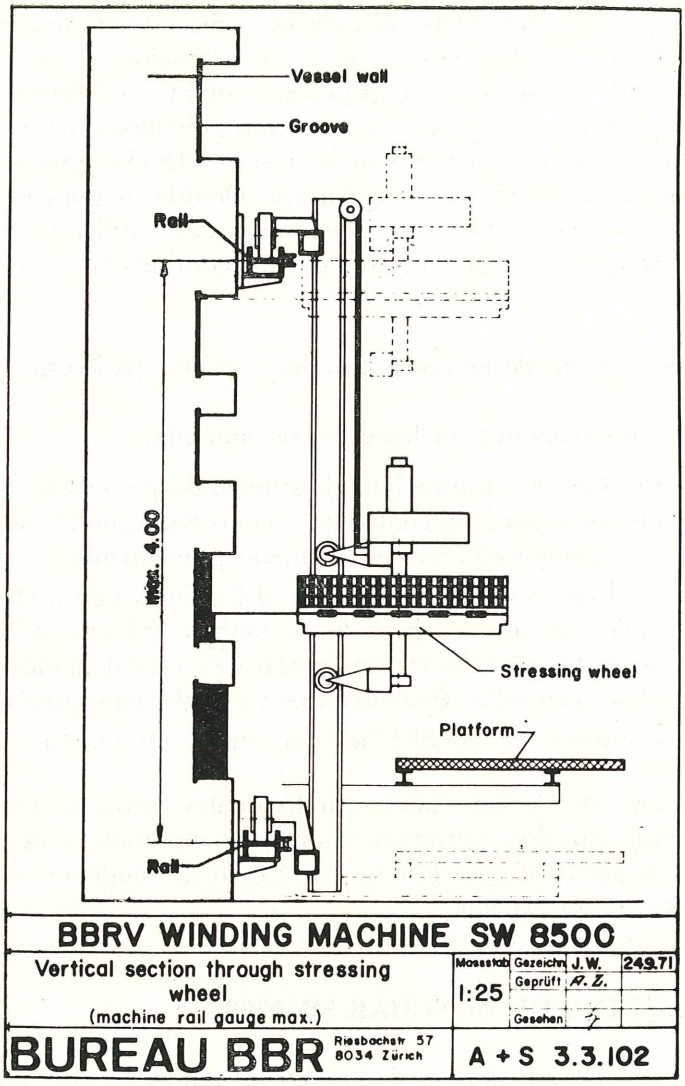


Fig. 27. — Máquina de zunchar SW 8.500. Sección vertical por la rueda tensora.

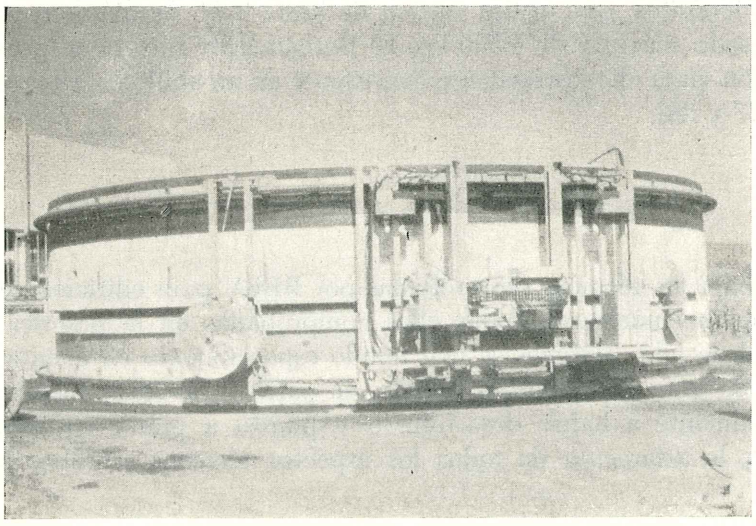


Fig. 28. — Anillo de 18 m de diámetro con la máquina SW 8.500 en funcionamiento.

Basándonos en la experiencia de ya muchos años, se recomienda la elección de las siguientes posibilidades de aplicación:

— Utilizar esfuerzos de pretensado entre 300 y 800 t, que es, hasta el momento, el campo económico de utilización; fuerzas mayores son, de cualquier modo, posibles sin dificultades.
— Emplear alambres de 7 mm de diámetro; se encuentran de excelente calidad fácilmente en el mercado y debido a la mayor sección que los de diámetros inferiores, se aumenta la seguridad contra la corrosión.
— La técnica de tendones no inyectados, normalmente garantiza una mejor protección contra la corrosión que los inyectados, en el caso de tendones de gran capacidad.

La transición a los procedimientos de zunchado interesará sólo a una parte de los proyectistas, pero, en este campo especial, está puesta a punto ya la máquina SW-8500.

Por último, una nota de agradecimiento a los directores del Bureau BBR Ltd., señores M. Birkenmaier, S. Brandestini, G. Welbergen y F. Speck, sobre cuyos trabajos e información verbal se ha basado lo anteriormente expuesto.

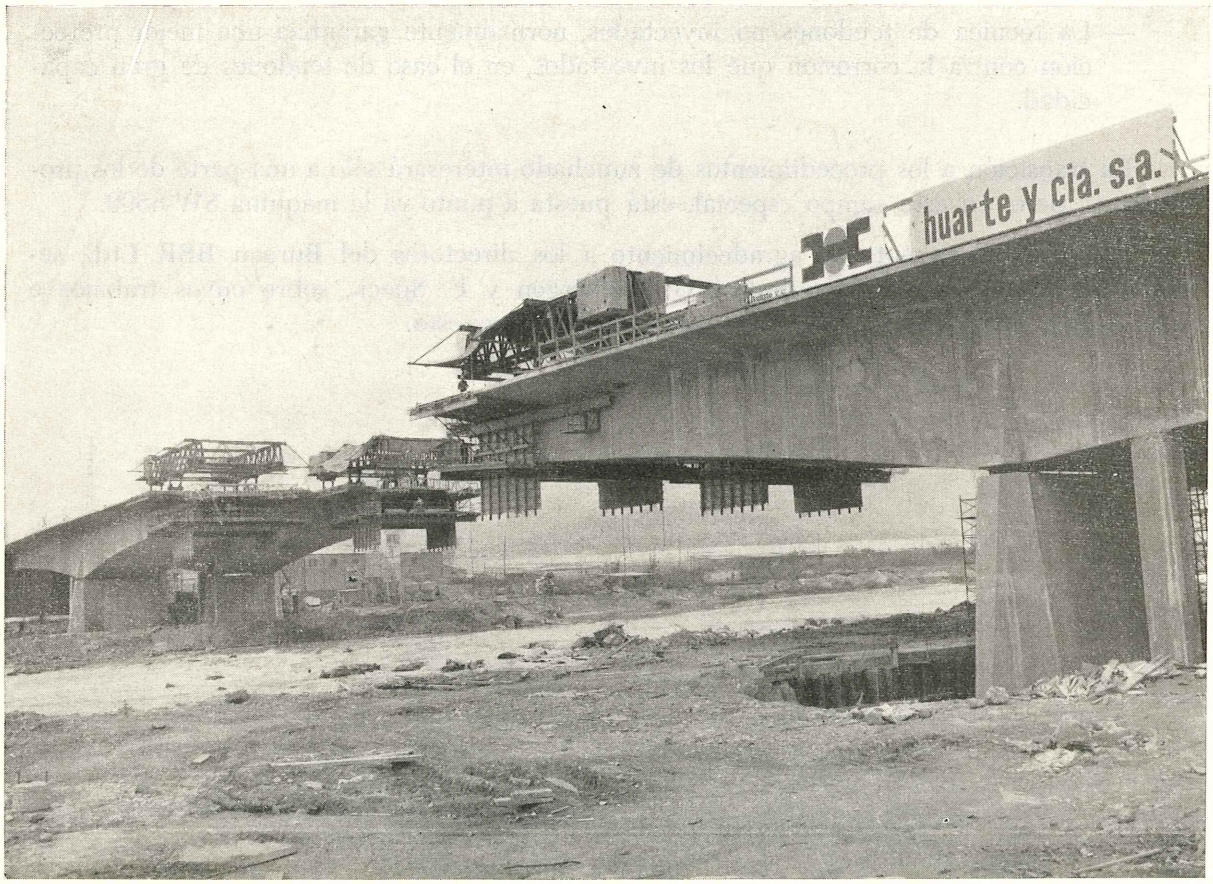
S.A.E. BBR

Sistema para pretensar hormigón

Juntas de dilatación para puentes

BBRV

RUB



Obra: Puente de Molins de Rey sobre el Llobregat, en la CN-II.

Propietario: Ministerio de Obras Públicas.

Contratista: Huarte y Cía , S. A.

Proyectista: J. A. Torroja, Oficina Técnica.

Acero empleado: 400 Tm.

Tendones: 45 ⌀ 7 y 12 ⌀ 7.

Oficinas:
Rosellón, 229, 1.º, 2.ª-Tels. 227 46 49 / 227 88 24
BARCELONA - 8

Fábrica:
Polígono Industrial Barcelonés - Teléf. 29 y 31
ABRERA (BARCELONA)

ejecución y control de la inyección

R. DEL CUVILLO

1. INTRODUCCION

La Junta de Gobierno de la ATEP decidió elaborar dos Recomendaciones: Control del tesado, tema tratado en la sesión anterior, y Ejecución y Control de la inyección.

Estas Recomendaciones sobre la inyección se encuentran en elaboración en estos momentos, habiéndose sentado las bases para una propuesta de redacción que discutirá la Comisión nombrada al efecto.

Las Recomendaciones van a ceñirse al caso de lechadas y mortero de cemento, o sea, al tipo de protecciones adherentes a base de este material. No van a tratar, por tanto, de otros productos y técnicas de protección de las armaduras activas, tales como las no adherentes de uso normal en algunos países.

En estas Recomendaciones tampoco va a tratarse de la colocación de vainas y armaduras, operación previa al tesado e inyección. No cabe la menor duda de su importancia, y es tema básico para el éxito de las operaciones posteriores. Sin embargo, se ha creído conveniente sean objeto de otras recomendaciones a elaborar independientemente.

Los objetivos fundamentales de la inyección a base de mortero o lechada de cemento son:

a) Rellenar el espacio entre armaduras y conducto protegiendo eficazmente dicha armadura.

b) Establecer la adherencia entre dicha armadura y el hormigón de la pieza.

Podemos aventurarnos a decir que se conocen bastante bien las características que debe poseer una buena inyección, pero se conocen peor los medios para conseguirlo y controlarlo. Este desconocimiento se debe quizá, por un lado, a la propia dificultad del tema, dificultad que tiene su origen en el gran número de variables que entran en juego, y, por otro, en la escasa cuantía económica respecto al total de la obra que supone la inyección. El que dicha cuantía oscile del 0,5 al 1,5 por 100 del presupuesto total creemos es una de las causas de la poca importancia que se le dio durante bastante tiempo al problema de la inyección. Sin embargo, las consecuencias de una deficiente inyección pueden ser graves e incluso llegar a ocasionar la ruina de la estructura pretensada fundamentalmente por corrosión de las sensibles armaduras activas; y esto puede suceder incluso en una estructura cuyo hormigón sea de buena calidad.

2. INDICE DE LAS RECOMENDACIONES

El índice provisional de las Recomendaciones se ha establecido de la siguiente forma: Definiciones. Materiales. Equipo de inyección. Componentes de la mezcla. Características de la lechada. Medidas de Seguridad. Ejecución de la inyección. Control. Ensayos.

En la exposición de dichos apartados vamos a intentar seguir este orden. Sin embargo, para un mejor entendimiento y dada la íntima relación que existe entre los apartados de Características, Control y Ensayos, los vamos a reunir al referirnos a ellos. En la redacción de las Recomendaciones creemos deben separarse, aun teniendo en cuenta las dificultades que ello representa.

Sobre el apartado de Definiciones hemos de recordar que la mayoría de las acepciones ya se han incluido en las Recomendaciones de Tesado. Por tanto, el número de nuevas palabras es bastante limitado, y a medida que vayan apareciendo trataremos de definirlas.

3. MATERIALES

Comenzamos, pues, por el apartado de Materiales: cemento, agua, áridos y aditivos.

Sobre las características del agua parece debe insistirse en las limitaciones del ion Cl y el pH, limitaciones que tienen por finalidad asegurar la ausencia del ataque químico a las armaduras. En general, no deberá contener sustancias perjudiciales para dichas armaduras o la propia inyección.

El tipo de cemento más aconsejable parece ser el Pórtland, de finura media, sin adiciones de cloruros tales como el cálcico.

Parece hay otros tipos que se han utilizado con éxito, tales como el de Alto Horno, pero algunos de este tipo que contienen sulfuros no deben usarse. Algunas recomendaciones extranjeras prohíben el uso de los cementos aluminosos por motivos de resistencia y peligro de corrosión.

Debe limitarse también la temperatura del cemento, ya que puede acelerarse la reacción de los aditivos reduciendo la expansión de la mezcla y aumentando su consistencia.

Los áridos, por supuesto, deben ser finos. En algunos países se limita su tamaño, comprendido el máximo entre 300 y 600 micrones; como orden de magnitud parece no debe pasarse del milímetro. El uso del árido fino debe limitarse al caso de conductos grandes, ya que no mejora las propiedades de la inyección, excepto la retracción, y existe el riesgo de formación de tapones. La mezcla resulta, además, heterogénea, e incluso se presentan dificultades en la limpieza del equipo de inyección.

El empleo de aditivos debe hacerse cuando se tienda a mejorar una o más características de la mezcla sin disminución sensible del resto de dichas características. Como es general, su uso y dosificación deben ser muy considerados y experimentados. No parece justificado el empleo de plastificantes más que si hay que utilizar relaciones bajas de agua-cemento, menores a un valor aproximado de 0,36; el uso de dichos plastificantes puede dar lugar a un aumento de la retracción y fisuración de la mezcla si no se utiliza un agente expansivo.

En algunas instrucciones se especifica que los materiales de la inyección son cemento, agua y agente expansivo, dando por norma el uso de dicho aditivo y especificando que debe ser tal que produzca una expansión mínima de la pasta del 2 por 100.

En la utilización del polvo de aluminio, como expansivo, los franceses han expresado sus temores, por haberse presentado casos de corrosión de armaduras y deficiente llenado de los conductos, achacando estos problemas a dicho polvo; no obstante, hay teorías totalmente contrarias sobre el tema.

Se ha ensayado también el uso de resinas fijadas al cemento. Las resinas, como aditivo, parece mejoran las características de la inyección (menor exudación, más resistencia mecánica y al hielo, etc.), pero su manipulación debe ser muy cuidada y su costo resulta elevado.

4. EQUIPO DE INYECCION

El equipo de inyección está constituido por mezcladora, batidora, bomba y elementos auxiliares, tales como tuberías, boquillas de inyección, tamiz, etc.

La mezcladora debe ser capaz de proporcionar una completa difusión del cemento en el agua. Se expresa de manera ordinaria diciendo que la mezcla debe tener carácter coloidal. Se emplean diversos tipos de mezcladoras para conseguir dicha difusión (de hélice, de turbina o de rodillos), y cuya característica fundamental es conseguir una alta velocidad tangencial de la mezcla, por lo que debe ser muy revolucionada. El tiempo límite de amasado se fija en cuatro minutos.

La batidora debe mantener continuamente en movimiento la mezcla hasta el momento de inyectarla. Una antigua batidora (fig. 1), hoy totalmente superada, de procedimientos Barredo, permitía poner en movimiento la mezcla por medio de una manivela. En el depósito se introducía aire a presión, procedimiento que hoy se ha llegado a prohibir para impedir que pueda introducirse aire en la mezcla. La utilización de este aparato ha pasado lógicamente a la historia del pretensado.

Aunque realmente se opera con presiones de 3 a 7 kg/cm^2, y siempre inferiores a 10 kg/cm^2, las bombas deben tener una potencia superior para casos de emergencia. La



Figura 1.



Figura 2.



Figura 3.

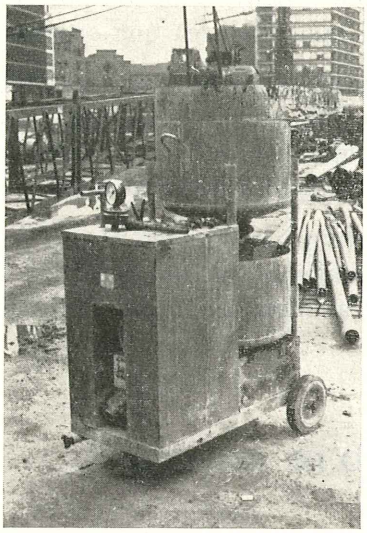


Figura 4.

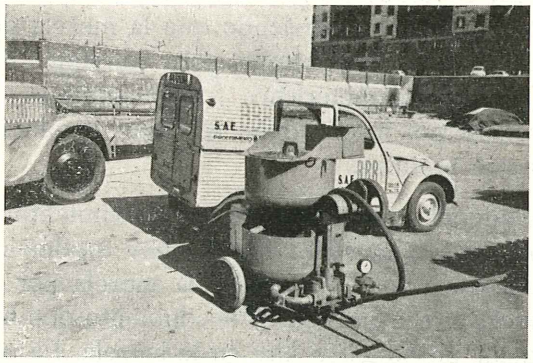


Figura 5.

presión máxima depende, por supuesto, de la propia pieza y resistencia del hormigón que envuelve el conducto. Por ello, es difícil fijar un valor máximo admisible de presión.

Es de gran importancia el perfecto ajuste de las tuberías a los diferentes elementos del equipo, y deben mantenerse en perfectas condiciones de limpieza y sin posibles fugas o entradas de aire.

Antes de inyectar y de entrar en la bomba la mezcla debe pasarse por un tamiz para evitar los grumos (fig. 2). El tamaño del tamiz varía según se trate de mortero o lechada de cemento.

En las figuras 3, 4 y 5 pueden verse distintos modelos de equipos de inyección.

5. CARACTERISTICAS DE LA MEZCLA

En general, se utilizan lechadas de cemento, que, como ya hemos indicado, se componen de cemento, agua y, en su caso, aditivos.

Dicha lechada debe ser tal que pueda rellenar totalmente los vacíos de los conductos y, además, adherirse a las armaduras activas y a dichos conductos. La mezcla debe, por tanto, poder inyectarse con facilidad, ser estable y resistente. Como quiera que estas cualidades no se llevan bien entre sí, hay que buscar un equilibrio entre ellas con el menor riesgo posible.

Una lechada con relación agua/cemento alta es más fácil de inyectar, pero es menos estable y resistente. Entendemos por estabilidad la cualidad que se caracteriza por los fenómenos de exudación del agua y variación de volumen.

Es necesario que la mezcla sea fluida para que penetre bien. Con ello, el riesgo de tapones es menor. Para medir el valor de la fluidez, dándonos, por tanto, idea de la facilidad de puesta en obra, se han propuesto distintos ensayos tendentes a reproducir, más o menos fielmente, la operación de inyección del conducto. Entre dichos ensayos se encuentran el de inmersión, los viscosímetros de hilo y el cono de Marsh. Este último es el más sencillo, y puede utilizarse fácilmente en obra (fig. 6). El diámetro de salida debiera depender de la naturaleza y dimensiones del tendón, del diámetro relativo del conducto y de la presión de inyección. Para el tamaño normal de tendones y vainas, dicho diámetro puede ser de 1 cm. La fluidez se mide por el tiempo en segundos que tarda en salir de dicho cono un litro de mezcla. El agua tiene un valor de la fluidez de siete segundos.

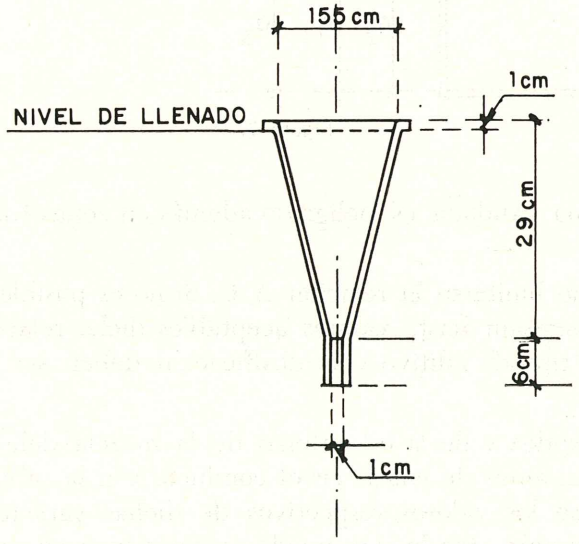


Figura 6.

Si hay un exceso de agua, baja la resistencia mecánica y con ello la adherencia, pero además se produce sedimentación de la parte sólida de la mezcla con exudación de agua. El agua exudada puede reabsorberse o no, con el tiempo, por la pasta de cemento. Por ello, el ensayo de estabilidad comprende la medida en tanto por ciento del agua exudada a corto plazo, la posible reabsorción y la variación de volumen.

Se utilizan diversos tipos de recipientes para realizar estos ensayos: cilindro de 10 cm de diámetro y 10 cm de altura; tronco de cono de 4 cm de altura, diámetro inferior de 8 cm y superior de 9 cm; cilindro de 5 ó 7,5 cm de diámetro y 30 cm de altura, etc. En general, se utiliza el mismo recipiente para medir la exudación y la variación de volumen. El ideal es que no haya exudación y exista un ligero aumento de volumen. Deben

establecerse valores máximos de exudación a las tres horas y que el agua exudada quede reabsorbida a las veinticuatro horas; además, la constracción no será superior al 2 por 100, y, por razones de seguridad estructural, la eventual expansión debe limitarse al 10 por 100.

En la figura 7 puede verse el esquema del recipiente cilíndrico propuesto para el ensayo de estabilidad de la mezcla y las expresiones de los valores de exudación y variación de volumen.

El que queden vacíos o huecos en conductos de tipo horizontal tiene menos importancia, por ejemplo, que en vertical. En los primeros el aire queda en la parte superior, en las ondulaciones de las vainas, mientras que en los conductos verticales puede quedar cerca de la salida superior de los conductos o junto a los anclajes, cerca de la influencia atmosférica.

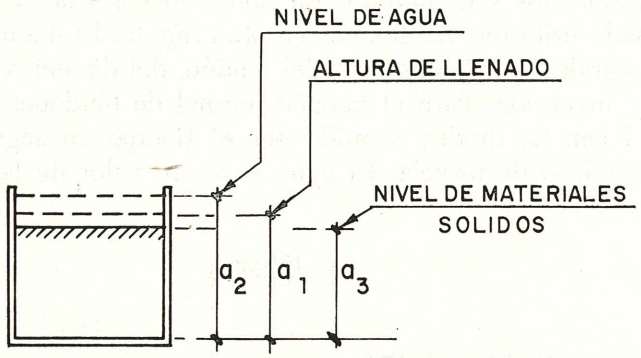


Figura 7.

El que quede agua exudada es peligroso además en zonas frías por la posibilidad de que se hiele.

Por todo ello, debe limitarse la relación A/C. Si no es posible, habrá que utilizar un aditivo que permita disminuir hasta valores aceptables dicha relación. Como ya se ha indicado, la elección del tipo de aditivo y su dosificación deben ser muy meditados y cuidados.

El control de la fluidez y de la estabilidad de la mezcla deberá realizarse a la salida del mezclador, o sea, antes de entrar en el conducto y a la salida de éste; de esta forma, pueden compararse los valores respectivos de dichas características. El ensayo de fluidez es de corta duración, por lo que puede actuarse en consecuencia, incluso lavando el conducto recién inyectado. No ocurre lo mismo con el ensayo de estabilidad, que es un valor de control que sólo permite corregir la inyección en los conductos siguientes al ya inyectado. Por supuesto forma parte de la serie de ensayos previos necesarios para determinar las cualidades de la mezcla.

También debieran controlarse el principio y fin de fraguado de la pasta, sobre todo en los casos en que son de temer heladas, en conductos largos o cuando quieran moverse, en corto plazo, piezas prefabricadas. En longitudes muy largas es totalmente necesario el uso de un retardador de fraguado.

Se establece también un valor mínimo de resistencia a compresión: 300 kg/cm^2. Este valor es el exigido por las Recomendaciones FIP-CEB de 1970. Con una relación A/C comprendida entre 0,38 y 0,45 y un cemento que cumpla las correspondientes especificaciones, no es difícil conseguir la citada resistencia.

6. EJECUCION

Comenzaremos por el plazo de ejecución o tiempo desde el tesado de armaduras hasta la inyección, que ha de ser el menor posible.

Dos son los problemas principales que se plantean:

a) Corrosión bajo tensión de las armaduras activas.

b) Peligro de helada.

Por el problema de corrosión deberá fijarse un plazo mínimo. Dicho plazo depende de numerosos factores: tipo de acero, tensión a que está sometido, ambiente, etc. La importancia del fenómeno está siendo profundamente analizada y es objeto de numerosos estudios. Puede pensarse en una protección provisional, como son los aceites, hasta poder realizar la inyección definitiva.

El plazo entre tesado e inyección viene, a veces, impuesto por el proceso constructivo, como, por ejemplo, la ejecución del tesado por etapas en vigas prefabricadas completadas más tarde por losa de hormigón, paro de una obra por circunstancias imprevistas o construcción a largo plazo como en puentes importantes por voladizos sucesivos.

La helada presenta un problema más conocido, pero sus efectos pueden ser también graves.

Parece ser que el agua al helarse puede llegar a producir presiones hasta de 200 kilogramos por centímetro cuadrado. El hormigón que rodea el hielo se ve sometido a grandes tensiones de tracción. Dichas tensiones varían según la forma del volumen de hielo y según el recubrimiento. En el caso de cilindros las tracciones que se originan son de valor doble al de esferas de igual diámetro. Es fácil, para recubrimientos del orden de 2,5 veces el diámetro del cilindro, llegar a tensiones de 40 kg/cm^2. Si se reúnen varios conductos con recubrimientos mínimos las tensiones teóricas son muy superiores y difíciles, por tanto, de ser resistidas por el hormigón.

Sin embargo, son ya numerosos los ejemplos, dentro y fuera de nuestras fronteras, que vigas o losas dañadas por la helada han sido reparadas satisfactoriamente y a no muy elevado costo.

En algún caso las vigas fueron afectadas por el hielo a pesar de haberse tomado medidas aparentemente eficaces, tales como la de insuflar en el interior de los conductos aire a presión. En otros casos se han dejado respiraderos, pero en ocasiones pueden ser contraproducentes; es un camino fácil de entrada del frío y pueden agravarse las cosas si no se han limpiado enérgicamente conductos y respiraderos.

Otra solución puede ser llenar los conductos con líquidos de baja temperatura de solidificación, con tal de que no sean corrosivos y puedan lavarse antes de la inyección. Se han indicado mezclas de agua y alcohol, añadiendo hidróxido de sodio y benzoato de sodio para eliminar dicho peligro de corrosión.

El peligro de helada también existe, sin ninguna duda, una vez ejecutada la inyección, cuando la pasta es joven, por lo que, a menos que se tomen medidas especiales, debe prohibirse la realización de dicha inyección a temperaturas bajas o cuando se observa una tendencia a la caída de la temperatura. La inyección se solidifica aproximadamente entre — 2° y — 4° C.

Si se decide o no hay más remedio que inyectar en tiempo frío, deben tomarse medidas o precauciones extraordinarias: calentamiento por resistencia eléctrica de un hilo colocado previamente alrededor de la vaina, calentar eléctricamente el tendón, aislar y calentar la estructura, emplear agua caliente para la mezcla, etc.

El peligro, en este caso, aumenta si la exudación no es pequeña. Se recomienda también el uso de aireantes que produzcan un ligero porcentaje de poros en el interior de la mezcla.

Antes de realizar la inyección debe llevarse a cabo una inspección de los tubos de purga, comprobando pueden cerrarse herméticamente. Conviene asegurarse también de si hay obstrucciones o posibles fugas. Para ello se inyectará aire a presión. Difícilmente podrá limpiarse de materias sólidas por este procedimiento el interior de los conductos, pero puede darnos idea de su situación y tomar las precauciones oportunas. Si ha habido heladas convendrá inyectar previamente agua caliente para eliminar los restos de hielo que puedan quedar. Si los conductos están formados por el propio hormigón deberá inyectarse agua previamente.

La inyección debe aplicarse en los puntos más bajos, tratando siga un camino ascendente. Los conductos se llenan radialmente a la vez que transcurre la lechada, por lo que la velocidad de la inyección debe ser limitada para conseguir un llenado lo más completo posible.

Un grave problema puede ser el que los conductos se encuentren comunicados. Para evitarlo se ha aconsejado por algunos interponer entre conductos próximos pequeños trozos de chapa. Si el tema de la comunicación de conductos se plantea, habría que decidirse por un programa de inyección simultánea.

La inyección debe realizarse de forma continua, ininterrumpidamente y con la lentitud necesaria para impedir la segregación de la mezcla.

Durante la inyección, un control que da idea de la marcha de la operación es observar las variaciones de presión en el manómetro. En la figura 8 se resumen en cinco casos la mayoría de las posibles curvas presiones-tiempos que se pueden presentar.

La curva 1, con un ligero y continuo ascenso de presiones, parece la ideal. El proceso indicado en 2 puede significar un aumento excesivo de la consistencia. La curva 3, con un descenso de presiones a partir del tiempo A (equivalente a un punto del conducto) puede indicar una fuga de la mezcla. En la curva 4, en el punto B, se ha producido

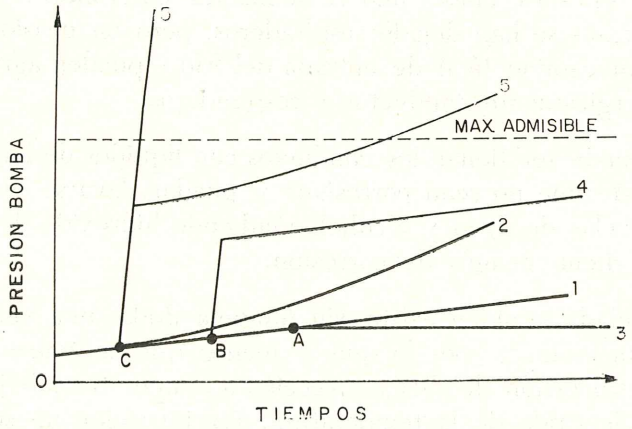


Figura 8.

una obstrucción permanente, pero no total, que exige una presión superior de inyección, pero por bajo de la admisible; caso de quitarse la obstrucción, la curva descendería a valores semejantes a los de la curva 1. Por último, una obstrucción grave es la representada en la curva 5, en el punto C, con valores de presión inadmisibles: la inyección debe detenerse.

El taponamiento puede producirse no sólo por una obstrucción existente en el conducto, no detectada previamente, sino que también puede darse, por ejemplo, por una inyección demasiado consistente o que va espesándose hasta límites tales que la bomba no puede vencer todo el rozamiento; el fenómeno es típico de conductos muy largos.

En los casos normales, la mezcla debe dejarse fluir por el conducto de salida, hasta que su consistencia y aspecto sean similares a los de la entrada en el conducto. La fluidez a la salida puede determinarse con el ensayo normal y compararla, como ya se ha indicado, con la de la entrada. Es deseable que la variación no llegue al 20 por 100. Debe observarse la salida de la inyección y conservarse abierta mientras salgan burbujas.

Una vez asegurada la semejanza entre la calidad de la mezcla antes y después de su paso por el conducto, deberá cerrarse la salida y mantenerse a una cierta presión. Hay una gran disparidad de opiniones sobre el valor de dicha presión y el tiempo que debe transcurrir hasta la desconexión del tubo de entrada, pero sí parece conveniente que debe conservarse la inyección a presión durante un plazo no inferior a treinta segundos. En caso de haberse utilizado un agente expansivo, pasado un cierto tiempo, deberían abrirse nuevamente los tubos de purga.

Vamos a referirnos, por último, como tema de control, al ensayo no destructivo de la pieza ya inyectada por medio de la radiografía. Desgracidamente este tipo de ensayo resulta enormemente costoso y han de tomarse precauciones especiales en obra, debido a la radiactividad.

Se han ensayado diversos procedimientos. La primera dificultad está en los espesores del hormigón, relativamente grandes en comparación, por ejemplo, a los elementos metálicos.

La radiación normal de rayos beta no da resultados satisfactorios debido a su pequeña capacidad de penetración. Los aparatos a base de rayos X resultan en extremo pesados.

Se han ensayado con éxito los rayos gamma a base de Cobalto-60 e Iridio-192. Parece puede llegarse a espesores de 60 cm. Para mayores dimensiones los equipos se vuelven muy pesados y además aumenta el citado peligro de la radiactividad. De todas formas, es necesario tomar precauciones a este respecto.

Varios son los tipos de defectos que pueden ser detectados:

Relleno incompleto de vainas, rotura de tendones, fisuras, etc.

Se utilizan también para localizar con precisión, tanto las armaduras activas como las pasivas.

La pieza a estudiar se sitúa entre el aparato emisor y un filme muy sensible.

Para facilitar la interpretación se aconseja preparar "probetas testigo" con los defectos que se quieran encontrar.

Recientemente, Mr. Zouboff ha ensayado un betatrón de fabricación soviética, que

dice puede llegar a utilizarse hasta espesores del orden del metro. Dicho betatrón es un acelerador de neutrones por creación de un campo magnético. Se compone de una cámara toroidal, un emisor de neutrones y un campo electromagnético variable. El flujo de rayos X que se produce es muy enérgico y menos peligroso, ya que el haz originado es muy concentrado.

Por medio de un aparato de rayos gamma, el Laboratorio Francés de Blois realizó una estadística sobre ocho obras distintas en edad y en proceso constructivo sobre casi 1.200 radiografías. El resultado de dicho estudio puede resumirse en las siguientes cifras:

Un 72 por 100 de los ensayos dieron por resultado que los conductos se encontraban en perfectas condiciones (la inyección llenaba bien dichos conductos). Un 17 por 100 demostraban que el relleno era parcial. En un 11 por 100, o sea, las restantes radiografías, presentaban una ausencia total de inyección.

Este estudio y otros similares deben preocuparnos seriamente.

El tema de la inyección presenta numerosos problemas, difíciles de resolver totalmente en unas Recomendaciones. El deseo es que las experiencias futuras las hagan más completas y útiles. La inyección asegura, en gran parte, la durabilidad de la estructura pretensada; de ahí su importancia.

análisis del comportamiento de unas vigas pretensadas afectadas por la helada

L. MUÑOZ CAMPOS

INTRODUCCION

Vamos a exponer uno de los varios casos de estructuras postesadas dañadas en España durante el invierno de 1970-1971, a causa del hielo producido en las vainas sin inyectar.

Se trata de unas vigas postesadas destinadas a la construcción de dos viaductos en el tramo comprendido entre Molins de Rey y Martorell, de la autopista Barcelona-Tarragona; área geográfica donde las temperaturas durante el invierno raramente bajan por debajo de los 0°.

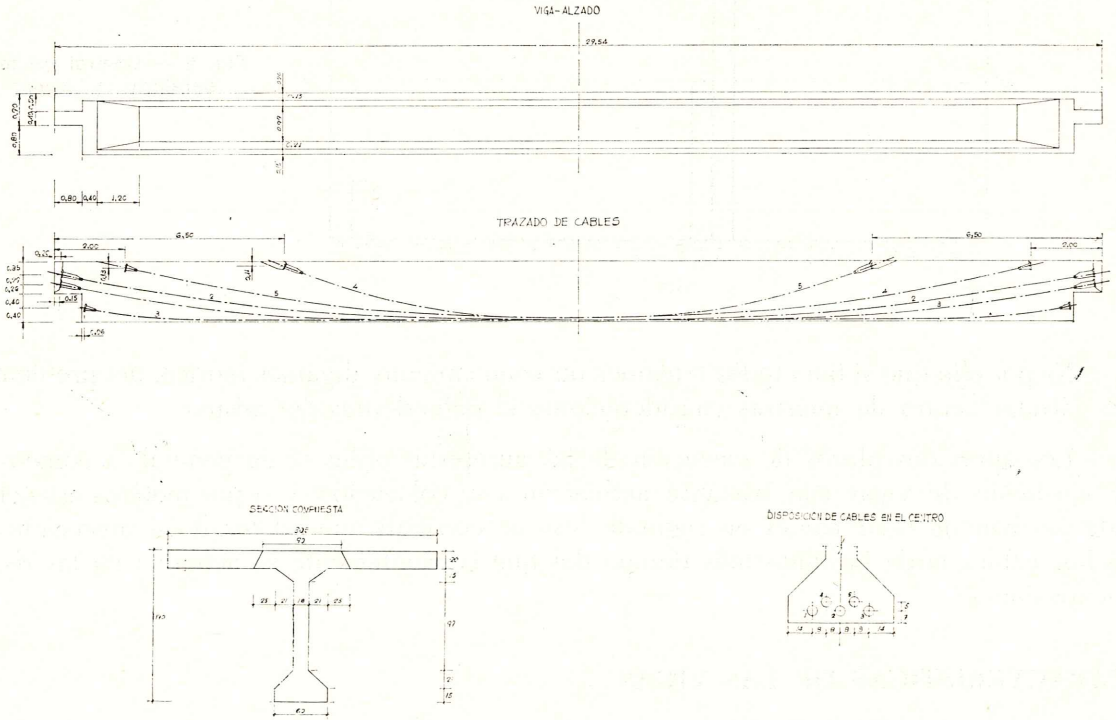


Fig. 1. — Características geométricas de la viga.



Fig. 2. — Control de temperaturas y lluvias.

Es por ello que si bien todos teníamos un conocimiento, digamos teórico, del problema, no entraba dentro de nuestras consideraciones el defendernos del mismo.

Los apretados plazos de ejecución de las autopistas obligan, en general, a comenzar la ejecución de vigas con bastante antelación a su colocación, y si por motivos estructurales se han de tesar cables en segunda fase es corriente que el tesado e inyección de dichos cables tarde bastante más tiempo del que corrientemente se aconseja en las recomendaciones.

CARACTERISTICAS DE LAS VIGAS

Las vigas, cuyas características geométricas se muestran en la figura 1 (29,54 m de longitud y 1,70 m de canto), tienen cinco cables, de los que tres se tesaban en primera

fase (cables 1, 2 y 3) y los restantes (cables 4 y 5), en segunda, una vez hormigonado el resto de la losa del tablero.

El número de vigas afectadas fue de 97, de las que 45, con una edad media de doce semanas, estaban colocadas, pero no se había hormigonado la losa, y 52 estaban en parque. De éllas, 40 tenían una edad media de veintiséis semanas, y 12, las que más daños sufrieron, eran de reciente fabricación, con edad media de tres semanas.

PROTECCIONES PREVISTAS

En la cabeza superior de la viga se dispusieron dos huecos para que los cables 4 y 5 pudieran ser tesados. Dichos huecos, con unas dimensiones en planta de 80 $\times$ 34 cm, eran una especie de cuenco; por lo que los anclajes de dichas cabezas se habían protegido con rasillas, con objeto de que no penetrara agua en las vainas. Sin embargo, en el traslado de las vigas, las rasillas se desprendieron y no proporcionaban una adecuada estanquidad, por lo que siempre entraba una pequeña cantidad de agua. La Dirección de Obra estimó que era peor que este agua fluctuase en ciclos de evaporación y condensación y que era preferible que las vainas estuviesen aireadas, y decidió retirar las rasillas.

Las sucesivas lluvias llenaron las vainas de agua.

DATOS CLIMATOLOGICOS

En la figura 2 se muestran los gráficos de temperaturas máximas y mínimas, así como la temperatura ambiente a las nueve horas, registradas en el termómetro de la obra. Como puede observarse, durante los días comprendidos entre el 28 de diciembre y 7 de enero seguidos, se tuvieron temperaturas mínimas inferiores a los 0°.

DAÑOS EN LAS VIGAS

Todas las vigas afectadas presentaban fisuras en el alma siguiendo el trazado de los cables 4 y 5, especialmente en las zonas próximas a los anclajes. Dichas fisuras, de un ancho comprendido entre 0,05 y 0,1 mm en la mayor parte de los casos, llegaban en algunos a valer 0,2 e incluso 0,25 mm.

Algunas de las vigas, 23, para ser más exacto, presentaban fisuras longitudinales en el talón, y de éllas, siete tenían desconchones laterales (fig. 3).

DECISIONES QUE SE TOMARON

Dado el ancho de las fisuras, que cumplían en la mayoría de los casos con la limitación más estricta de la norma H.A. 68, en lo referente a fisuración, así como debido al hecho de que los estribos (ϕ 20 cada 20 cm en el talón y hasta la zona que se estrecha el mismo; ϕ 14 cada 20 cm hasta cuartos de la luz y ϕ 12 en el resto) eran capaces de absorber los esfuerzos cortantes a lo largo de las fisuras en cualquier hipótesis, y que debido a la irregularidad de las mismas se podía contar con la transmisión de compresiones a través de algunas zonas, tanto en las sucesivas fases de ejecución de la obra

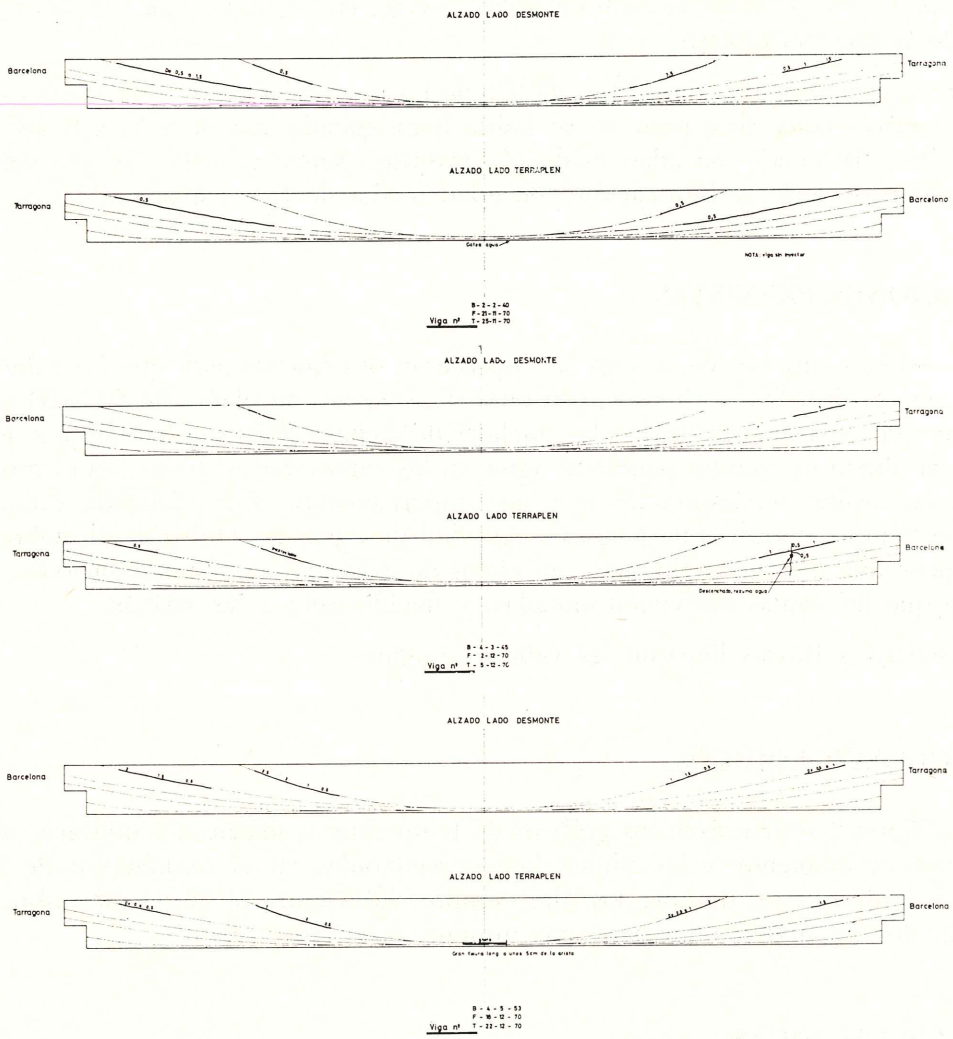


Fig. 3. — Daños típicos en las vigas.

como en su estado de servicio, se consideró que el problema era fundamentalmente de durabilidad y que no afectaba ni a la estabilidad, ni al comportamiento elástico, ni al coeficiente de seguridad a rotura. Se procedió, en consecuencia, a continuar la colocación de las vigas, cuyo coste de reposición era de 15 millones de pesetas, dejando las 23 vigas más dañadas, es decir, aquéllas que presentaban fisuras en el talón inferior, en espera de un ensayo que confirmara las hipótesis anteriores.

OBJETO DEL ENSAYO PREVISTO

El ensayo programado habría de estudiar en la viga compuesta los siguientes puntos:

— Comportamiento elástico.
— Coeficiente de seguridad a rotura.
— Efecto de fatiga de la viga.
— Permanencia de la longitud y ancho de las fisuras.

Si bien se consideraba que el número de ciclos que sería factible realizar en el ensayo no podría ser el corriente en un ensayo de fatiga (en este tipo de ensayos se utilizan 2×10^6 ciclos), también era evidente que la solicitación de cálculo, el tren número 2 de la antigua Instrucción de puentes, tampoco se iba a repetir 2×10^6 veces a lo largo de la vida útil del puente.

Se pensó, pues, someter la viga a 100 ciclos, en los que alcanzará un momento igual a la suma del producido por el tren número 2 y las cargas muertas, cuyo valor para la viga más desfavorable (la viga de borde) es de 415,4 m $\times$ t.

Realizada dicha fase del ensayo se llevaría la viga a fisuración y, posteriormente, a rotura.

DIFICULTADES DEL ENSAYO

Un ensayo como el previsto presentaba bastantes dificultades; pues se debía de montar e instrumentar como si de un ensayo en laboratorio se tratara, de forma que se pudiese apreciar cualquier variación en el comportamiento de la viga; y, sin embargo, se iba a realizar en la obra, donde la viga estaría sometida a condiciones variables que, sin duda, influirían en las medidas.

Para comprobar este punto se realizaron medidas durante dos días consecutivos en una viga no sometida a ninguna carga externa. Los extensómetros registraron variaciones oscilando entre $\pm 50 \times 10^{-6}$, que para un hormigón de 400.000 kg/cm^2 de módulo de elasticidad corresponden a tensiones de $\pm$ 20 kg/cm^2.

ENSAYO

De la realización del ensayo se encargó a la sociedad INTEMAC.

Se eligió como viga para realizar el ensayo una de las más dañadas, que presentaba además de las clásicas fisuras laterales, siguiendo el trazado del cable, dos grietas en la zona central localizadas en el talón inferior, una en la base y otra lateral; procediéndose al hormigonado de la parte de losa correspondiente.

a) Elementos de observación.

Se colocaron 48 bandas extensométricas activas, de las cuales, 21 agrupadas en siete dispositivos en triángulo en ambos lados de la fisura y 26 bandas compensadoras pegadas sobre probetas cilíndricas de hormigón, dispuestas lo más cerca posible a las bandas activas correspondientes, con el objeto de poder eliminar las influencias ambientales, especialmente las térmicas (fig. 4). Con el mismo fin, eliminar las influencias ambientales, se tomaron como valores de la extensión las diferencias entre dos lecturas consecutivas; ya que si bien siguiendo este procedimiento se pierde la observación de deformaciones por fluencia, éstas han de ser muy pequeñas, dado el corto espacio de tiempo en que la viga ha estado cargada. La precisión de lecturas, de esta manera, se puede estimar en $\pm 15 \times \times 10^{-6}$, que para un hormigón de 400.000 kg/cm^2 de módulo elástico supone tensiones $\pm$ 6 kg/cm^2.

Se dispuso también una red de bases, que cruzaban las fisuras, de 400 mm de se-

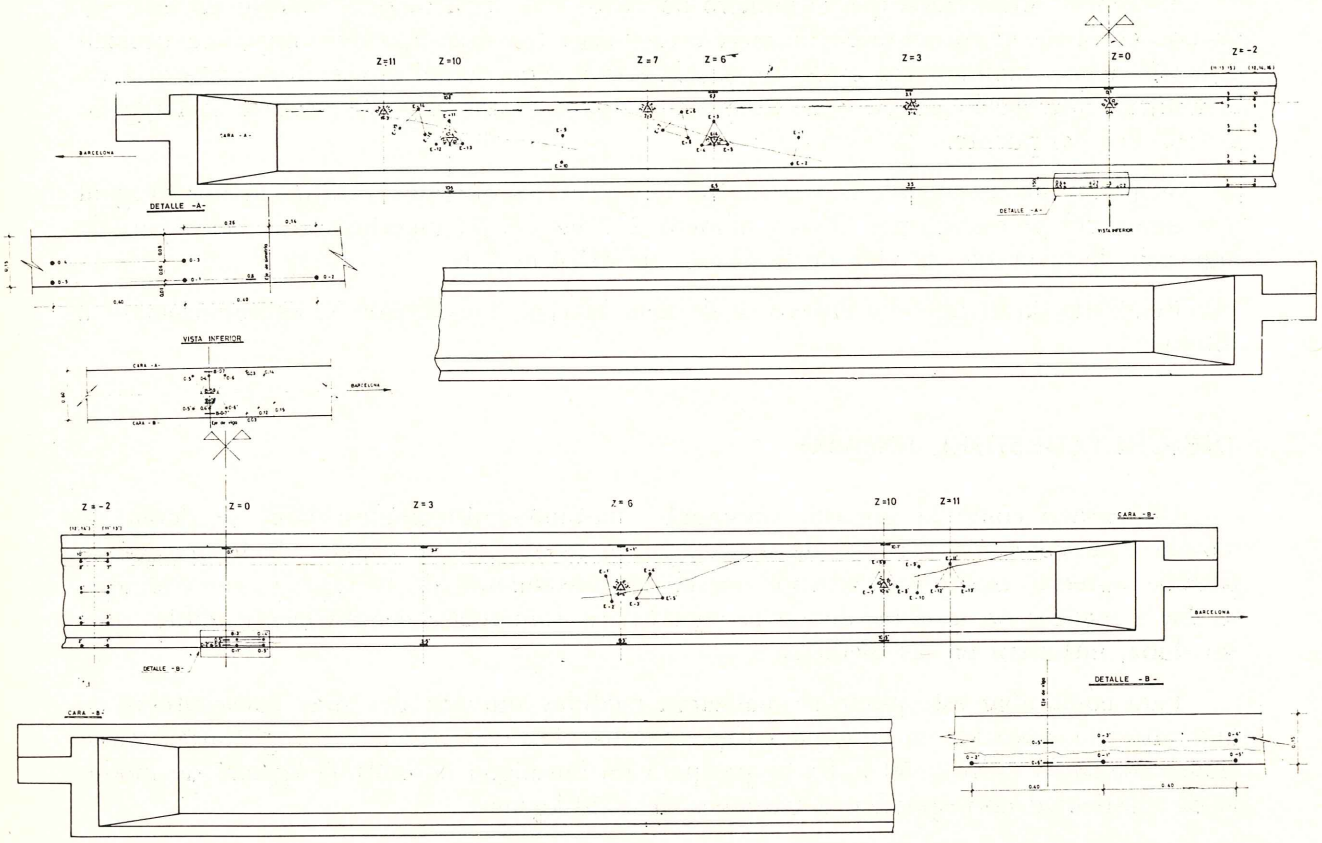


Fig. 4. — Disposición de bases de extensómetro mecánico y bandas extensométricas.

paración, para su lectura con extensómetro mecánico, capaz de apreciar micras; por lo tanto, deformaciones unitarias de 25×10^{-6}, con un error de lectura, por imprecisiones de manejo, de ± 4 unidades, que sumadas a las imprecisiones debidas a la temperatura dan un total de $\pm 30 \times 10^{-6}$ de imprecisión en las medidas de deformaciones unitarias, es decir, ± 12 kg/cm^2 para un hormigón de 400.000 kg/cm^2 de módulo elástico.

Para el control de flechas se dispusieron tres flexímetros en centro y cuartos de la luz, así como comparadores para medir la deformación de los apoyos de neopreno. Los asientos de las zapatas se controlaron con nivel.

b) **Elementos de carga.**

Estaban constituidos por cuatro gatos de 50 t cada uno, dispuestos por parejas a 4 m del eje de las vigas. Para producir la rotura de la viga se dispusieron seis gatos en parejas, colocando en el eje una pareja, y las otras dos, a un metro del eje.

Se tararon los manómetros y se aplicaron fórmulas de corrección, para tener en cuenta el rozamiento de los gatos.

El contrapeso estaba formado por bloques de hormigón de un metro cúbico, de los que se disponía en la obra y que habían sido utilizados para pruebas de carga en pilotes. El peso total de bloques fue de 300 t.

Los bloques apoyaban en pérfiles metálicos, a los que se soldó una viga metálica, contra la que trabajaban los gatos. Todo ello se apoyó sobre dos muros de hormigón.

c) **Protección.**

Todo el conjunto se protegió con unas lonas, consiguiéndose que la oscilación térmica fuese sólo de $\pm 3^{\circ}$.

d) **Plan de ensayos.**

1. Someter la viga a 100 ciclos de carga y descarga con un esfuerzo en los gatos de 45,56 t, que corresponde a un momento, en los 8 m centrales de la viga, de 473,82 m t, que es un 17 por 100 mayor que el producido por las cargas muertas y el tren número 2.

En el primer ciclo la carga se dio en tres escalones, haciéndose lecturas en los tres; las lecturas se repitieron en los tres primeros ciclos y luego cada 10 ciclos.

Los 100 ciclos se realizaron en seis días.

2. Llevar la viga a fisuración.

Después de la descarga del último ciclo se llevó la viga a fisuración. Para ello se dieron tres escalones de carga con esfuerzos de 45,56, 54,4 y 64,41 t para cada pareja de gatos.

3. Producir la rotura de la viga.

Se procedió a una nueva colocación de los gatos, disponiendo tres parejas situadas: una, en el eje de la viga, y las otras dos, cada una a un metro del eje.

El esfuerzo por pareja de gatos se llevó a 42,6 t y, posteriormente, a 52,93 t, que corresponde a un momento en el centro de 1.100 m t, sensiblemente igual al momento teórico, que sumado a los de peso propio debía corresponder a la rotura de la viga.

RESULTADO DEL ENSAYO

a) **Comportamiento elástico.**

En las figuras 5 y 6 se muestran las flechas medidas en el centro y cuartos de la luz, en los 100 ciclos de carga, para $P = 45{,}56$ t. Como puede observarse, los valores en el centro se movieron entre un máximo de 31,99 mm y un mínimo de 30,49 mm. Para los cuartos de la luz dichos valores son 22,85 y 21,31, respectivamente.

Los valores teóricos que se obtienen para un módulo de elasticidad de 395.000 kilogramos por centímetro cuadrado son:

31,2 mm en centro de vano.
22,0 mm en cuartos de la luz.

Ello prueba un comportamiento elástico general de la viga, con un valor prácticamente constante del módulo a lo largo de la misma.

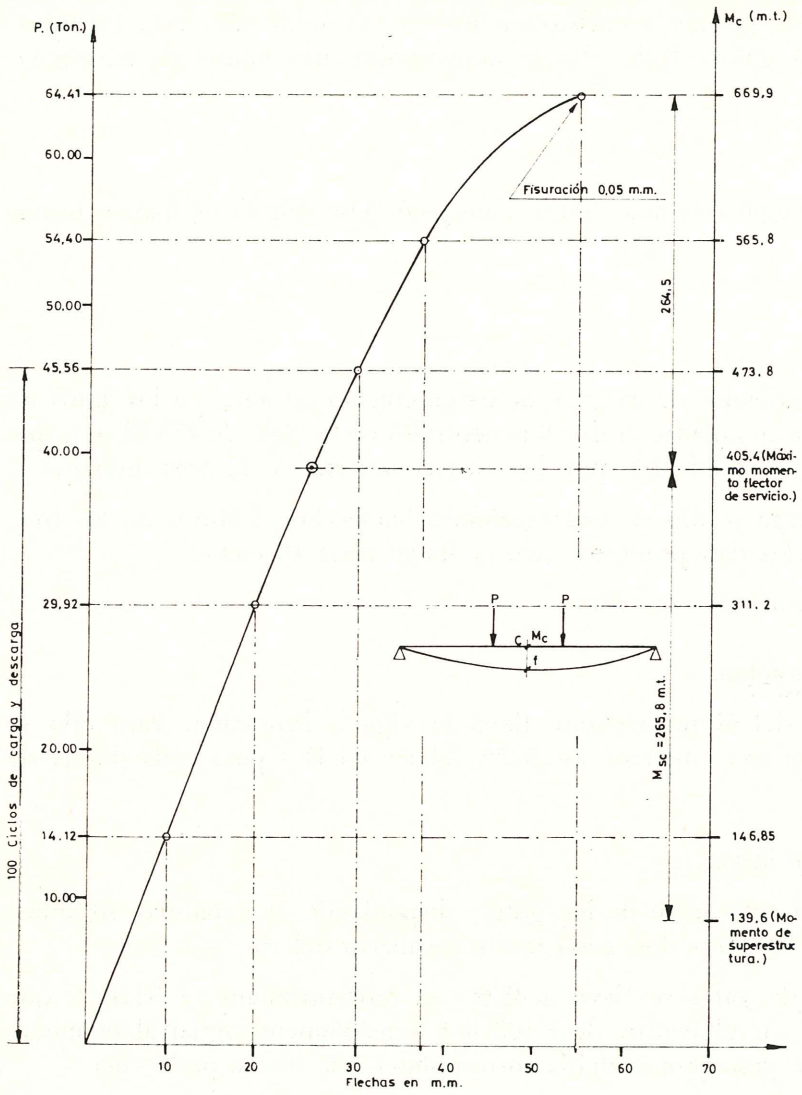


Fig. 5. — Diagrama de flechas en el centro de la viga.

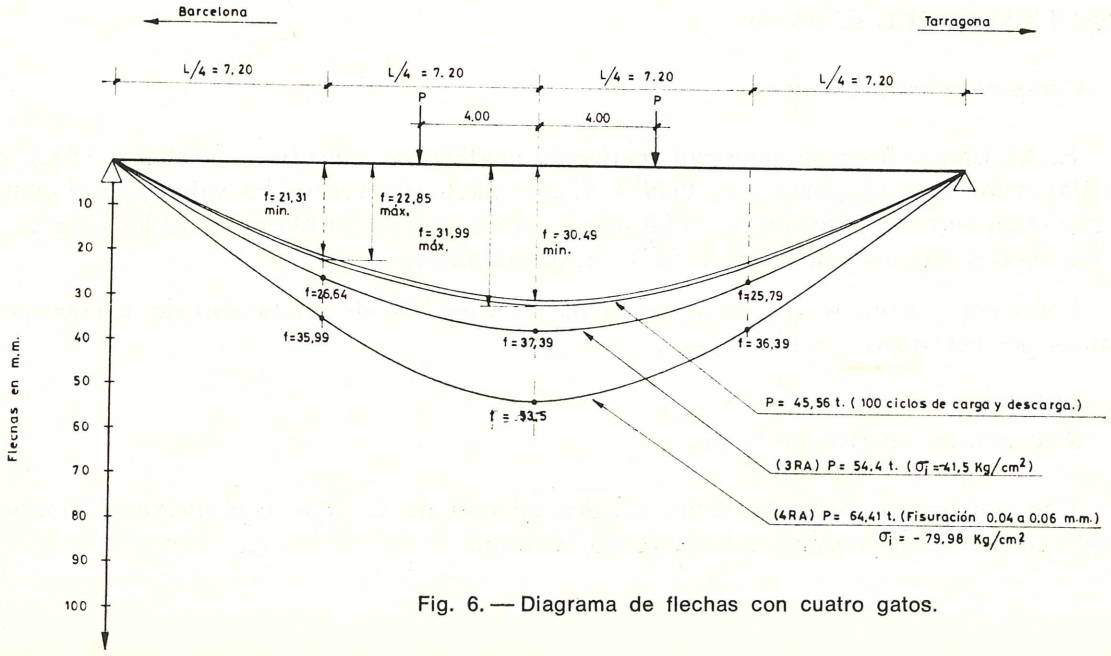


Fig. 6. — Diagrama de flechas con cuatro gatos.

En la fase de prefisuración, para un valor de $P = 54{,}4$ t, que corresponde a una tracción teórica de 41,5 kg/cm², las flechas medidas son 37,39 y 25,79 mm en centro y cuartos de la luz, siendo los valores teóricos para $E = 395.000$ kg/cm²:

37,4 mm en centro de vano.

26,3 mm en cuartos de la luz.

Idénticas conclusiones se sacaron de las lecturas de extensómetros, tanto mecánicos como eléctricos, especialmente de los que cruzan las fisuras, observándose en éstos que si bien las deformaciones son reversibles y estacionarias, ellas son mayores que las teóricas, considerando la sección sin fisurar, debido a que los esfuerzos se han de canalizar a través de la armadura.

En la zona del talón comprendida entre las dos fisuras, las deformaciones son menores que en el resto (aproximadamente el 20 por 100), y en los triángulos que la cruzan se observan deformaciones transversales.

Las deformaciones en la sección siguieron una ley recta, manteniéndose, hasta el momento de la fisuración, la fibra neutra 9,3 cm por debajo del centro de gravedad de la sección; hecho que se explica por la diferencia de edad de ambos hormigones (seis meses para la viga simple y veinte días para el hormigón de la losa).

La recuperación de la viga después de 100 ciclos es del 94 por 100.

b) **Fisuración.**

Para la carga de 64,41 t, a la que corresponde un momento de 669,9 m t, aparecieron las primeras fisuras con un ancho de 0,05 mm; si bien la fisuración debió producirse algo antes para un momento del orden de 600 m t, al que corresponde una tracción total en la fibra inferior de 60 kg/cm², que coincide casi exactamente con la resistencia a tracción del hormigón, que se puede estimar, según la instrucción H.A. 68, en:

$$\sigma_{br} = \left(7 + 6 \times \frac{\sigma'_{br}}{100}\right) \times 1{,}5$$

$$\sigma_{br} = \left(\frac{7 + 6 \times 12 \times 450}{100}\right) \times 1{,}5 = 59 \text{ kg/cm}^2$$

El coeficiente de seguridad frente a una fisuración de 0,05 mm, definido como el cociente entre el momento de sobrecarga que produce dichas fisuraciones y el momento producido por el tren número 2, es de:

$$\frac{669{,}9 - 139{,}6}{265{,}8} \simeq 2$$

Si dicho coeficiente se define como el cociente entre el momento máximo sin fisuración más los debidos a los pesos propios y la suma de los momentos de peso propio más pesos muertos más sobrecarga, su valor es:

$$\frac{600 + 157{,}75 + 106{,}25}{405{,}4 + 157{,}75 + 106{,}25} = 1{,}3$$

c) **Comportamiento en rotura.**

La viga debía romperse, según los cálculos de Proyecto, para un momento total de 1.424,8 m t, que corresponde a aplicar a los gatos una carga:

$$\frac{1.160,78}{20,40} = 56,34 \text{ t}$$

Se llegó, por error, a un valor menor, 52,93 t, sin que se produjera la rotura. Descargada la viga, con una recuperación del 93,8 por 100, se procedió a aumentar la carga hasta producir la rotura.

El valor del esfuerzo *P* llegó a ser 68,71 t, que corresponde a un momento de 1.415,4 m t, produciéndose la rotura por flexión y corte, ya que la viga apoyó en el dado de soporte del flexímetro central.

El coeficiente de seguridad a rotura vale, pues, como mínimo:

$$\frac{1.415,4 + 157,75 + 106,25}{405,4 + 157,75 + 106,25} = 2,5$$

PROTECCION DE ARMADURAS

Comprobado el buen comportamiento de la viga de ensayo en todos los puntos considerados, se decidió la utilización de todas las vigas, previa reparación de los desconchones en aquéllas en que los había; procediéndose al sellado de las fisuras mediante la inyección de una solución al 33 por 100 de silicato cálcico.

En las figuras 7 a 13 pueden verse diversos aspectos del ensayo.

Fig. 8.—Vista general del montaje lado río.

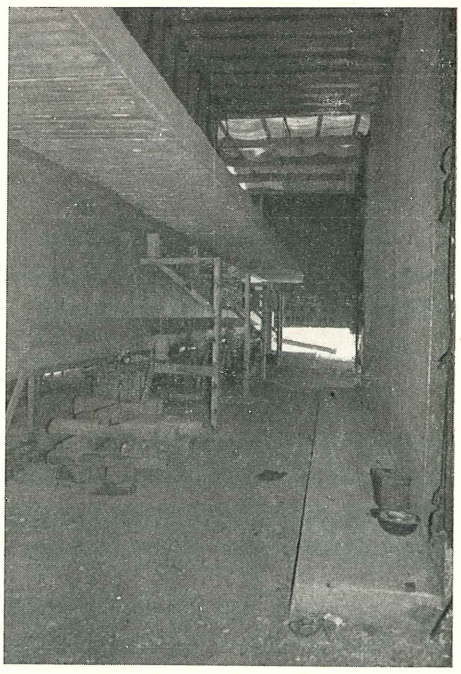
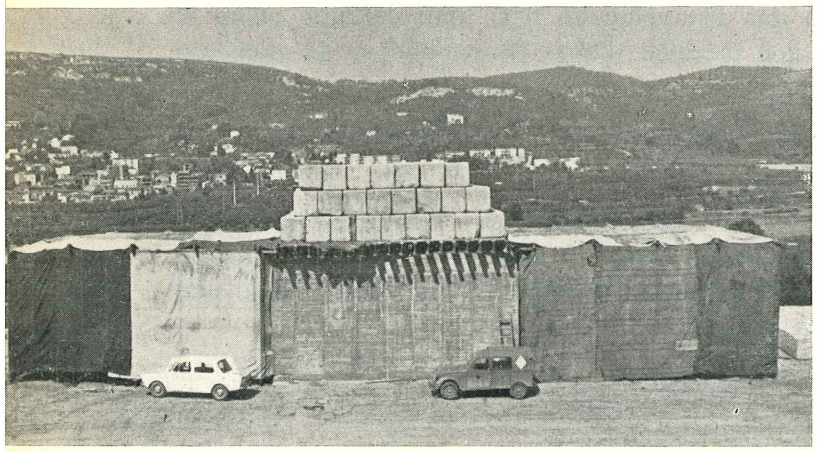


Fig. 7. — Vista general de sobrecarga y protección.



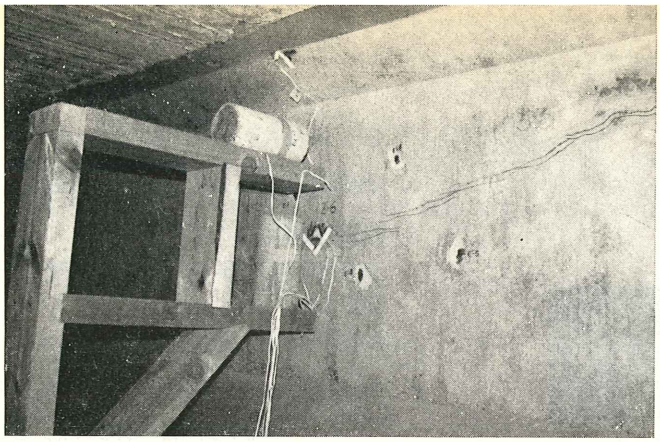


Fig. 9. — Detalle de bandas extensométricas y bases en sección T = 6 lado río.

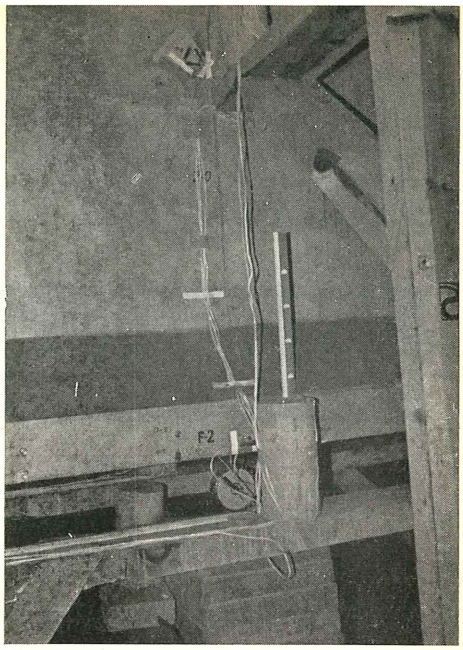


Fig. 10. — Detalle de bandas y bases a sección T = 0.

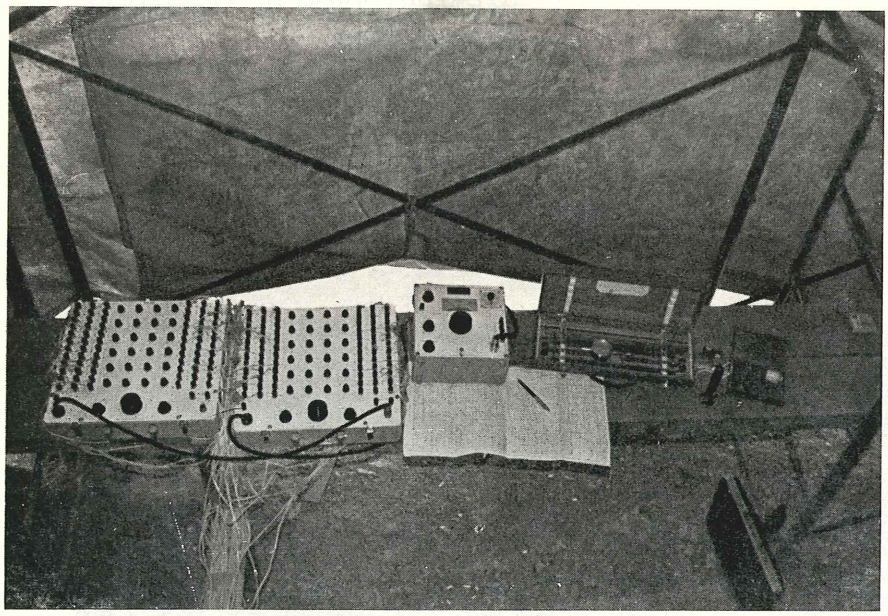


Fig. 11. — Detalle de puente electrónico, cajas de conmutación y extensómetro mecánico.

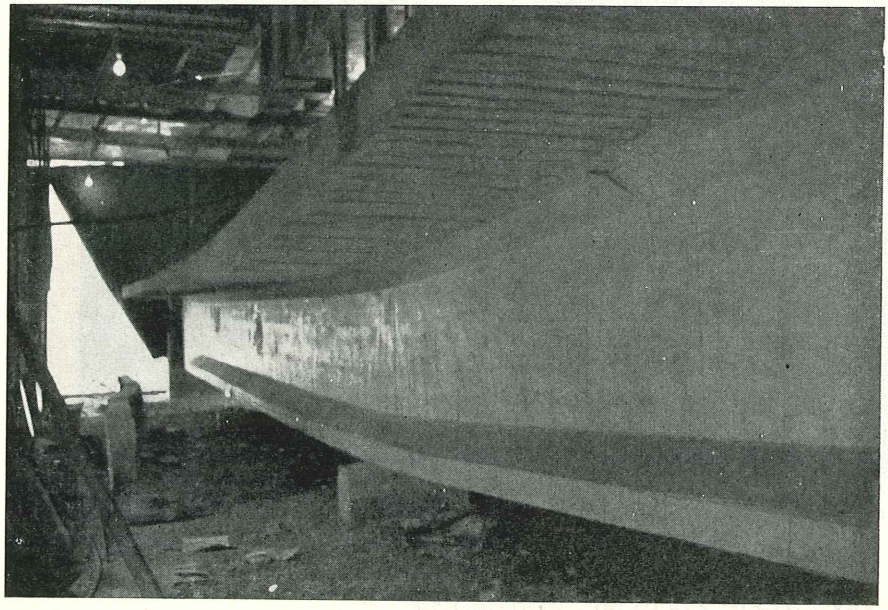


Fig. 12. — Estado de carga momentos antes de producirse el apoyo en el lado central y la rotura por flexión y corte.

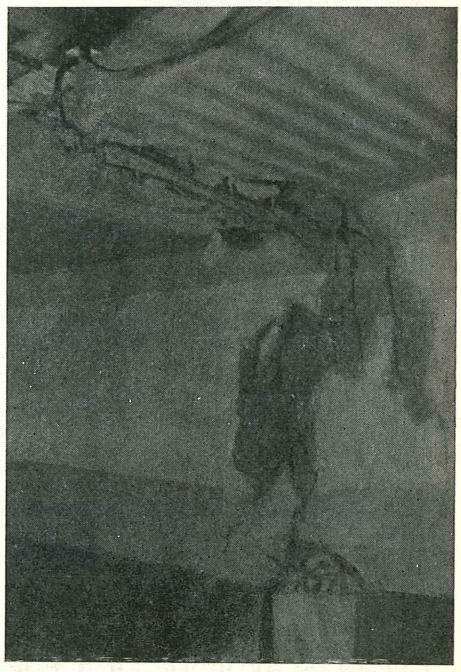


Fig. 13. — Detalle de rotura de la viga.

TUBOS

BORONDO

S. A.

SISTEMAS PATENTADOS

VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO

FORJADOS
AJUSTADOS A LAS ESPECIFICACIONES
DE LA
NORMA M. V. 101-1.962

"ACCIONES EN LA EDIFICACION"

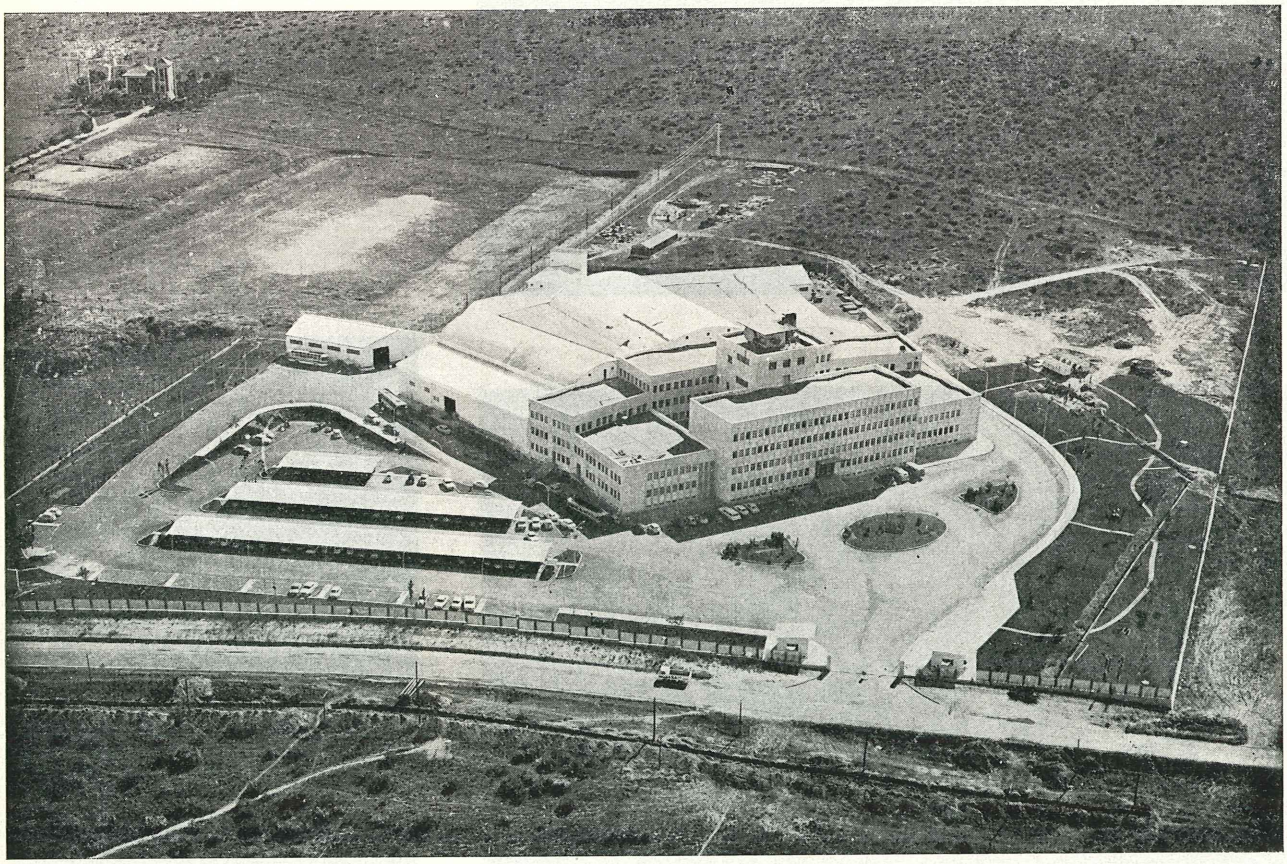
AUTORIZACIONES DE USO

Núm. 061-66
Núm. 540-67
Núm. 932-69

— PARA ESTUDIOS DE FORJADOS
— CARGADEROS
— CONSULTAS, ETC

FORJADOS AUTORRESISTENTES Y SEMIRRESISTENTES

A SU DISPOSICION NUESTRO GABINETE TECNICO DE HORMIGON PRETENSADO



ESTUDIOS CENTRALES DE TV.E., EN PRADO DEL REY (MADRID), CON FORJADO TIPO "BORONDO"

OFICINAS: AVDA. DE LA ALBUFERA, 134 - TELS. 478 81 00 - MADRID-18

FABRICA: CTRA. VICALVARO A VALLECAS, s./n. - TELS. 203 00 17-203 13 50 - VALLECAS-PUEBLO

resolución práctica de la inyección en un caso particular

E. DEL RIO

CARACTERISTICAS DE LA ESTRUCTURA

Expondremos en primer lugar, muy someramente, las características de la estructura, debido a la influencia que tuvieron en las medidas adoptadas posteriormente para la inyección de la lechada de cemento de los cables postensados.

Las dimensiones de la estructura, en donde estaban situados los cables, de cuya inyección con lechada de cemento vamos a tratar, eran, aproximadamente, las siguientes: 2 m de altura, por 15 m de ancho y 13 m de longitud.

Este paralelepípedo de hormigón se postensó tridimensionalmente, con barras Dywidag en las direcciones vertical y transversal y con cables de siete cordones de 0,7″ y nueve cordones de 0,7″ y anclajes CCL en la dirección longitudinal.

La estructura fue hormigonada por el sistema Prepakt, que consiste en la colocación de armadura y cables para postensar en primer lugar, en segundo lugar se llena de machaca de tamaño uniforme, y, por último, se inyecta de mortero de cemento.

DIFICULTADES PARTICULARES DE LA OBRA

El sistema de hormigonado por inyección de mortero incrementaba el peligro de la posible formación de obstrucciones en las vainas de los cables pretensados.

Las consecuencias de este peligro se agravaban a su vez, debido a las dimensiones de la estructura, las cuales impedían el saneamiento local de dichas obstrucciones, pues ello llevaba consigo la destrucción de una parte importante de la obra.

En el anclaje Dywidag, en este caso particular, era imposible la colocación del tubo de inyección, que normalmente comunica la vaina del cable con el exterior, por tanto, había que hacer la inyección a través de las ranuras, aproximadamente de 3 mm de espesor, que la tuerca de anclaje lleva incorporadas (fig. 1).

VENTAJAS PARTICULARES DE LA OBRA

Las mismas dimensiones de la estructura, acompañadas del postensado tridimensional a que se hallaba sometida, permitían unas presiones de inyección mayores de las que

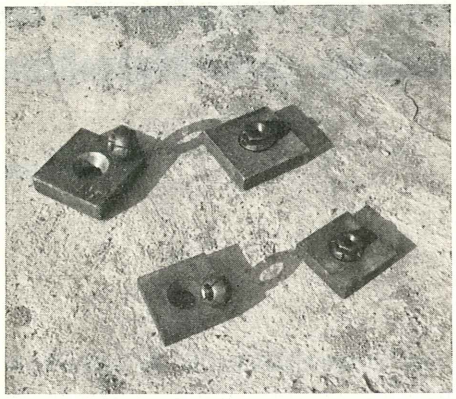


Figura 1.



Figura 2.

normalmente permiten las estructuras de pared delgada y postensadas únicamente en el sentido longitudinal.

MAQUINARIA EMPLEADA

La bomba de inyección era una Pleiger, tipo PD3-W6 (fig. 2).

Esta bomba neumática consta, esquemáticamente, de dos émbolos, uno de los cuales es abastecido por aire a presión por medio de un compresor convencional, y el otro, bombea el mortero o lechada, como en este caso, de cemento.

Aunque en la inyección de la lechada no se sobrepasó normalmente la presión de 5 kg/cm^2, y en casos excepcionales, 7 kg/cm^2, diremos a título informativo, que la relación de diámetros de los dos émbolos confiere a la máquina la posibilidad de inyectar la lechada a una presión máxima de 30 atmósferas, con una presión de aire de 4 atmósferas.

Para controlar la presión máxima de inyección, a la bomba se le montó una válvula reductora de presión, que permitía controlar la presión máxima de entrada del aire, con lo cual, indirectamente, controlábamos la presión de la lechada de inyección. El valor de dichas presiones se medía por medio de dos manómetros: el del aire a la entrada de la máquina y el de la lechada a su salida.

Como puede observarse, las características de la bomba eran quizá excesivas para el trabajo que se iba a realizar, pero entrañaron ciertas ventajas, como:

a) Teníamos una gran rapidez de inyección, con lo cual se disminuía el tiempo transcurrido entre la elaboración de la lechada y la terminación de la inyección.

b) Disminuir el riesgo de averías de dichas máquinas, con la consiguiente perturbación de los trabajos, ya que trabajaba a un régimen muy inferior al de sus posibilidades, la importancia de esta disminución de riesgos venía incrementada por la cantidad de metros lineales de vainas que teníamos que inyectar, que era de unos 18.000, aproximadamente.

c) Aparte de estas dos ventajas concernientes al tema que nos ocupa, dicha bomba se empleó en la misma obra para otros trabajos, para los cuales su dimensionamiento era necesario.

d) Otra ventaja de este tipo de bombas neumáticas es la de que cuando se encuentra una dificultad en el paso de la lechada, ella misma automáticamente va deteniendo el "ritmo" de inyección, hasta que los empujes sobre los émbolos correspondientes de lechada y aire quedan igualados, con lo cual está totalmente controlada la presión máxima a la que se inyecta, e impedimos, por tanto, un brusco aumento de presión en el interior de la vaina.

La mezcladora de cemento era de tipo convencional, con el recipiente de mezclado en la parte superior y el de almacenamiento en la inferior.

INYECCION DE LA LECHADA DE CEMENTO

Debido a las dificultades anteriormente citadas y a ensayos previos, nos vimos obligados a ir a una relación agua-cemento de 0,44, con lo cual conseguimos inyectar todas las vainas sin mayores problemas.

Las operaciones seguidas en la inyección fueron las siguientes:

1. Inyección de agua a presión para la limpieza y humectación previa de los conductos.
2. Inyección de aire a presión.
3. Inyección de la lechada de cemento.

Para conseguir la estanqueidad de los conductos en los orificios de entrada y salida de la inyección utilizamos llaves de paso de cierre cónico, las cuales, una vez la lechada había perdido su fluidez sin llegar a su fraguado total, eran desmontados y limpiados, ope-

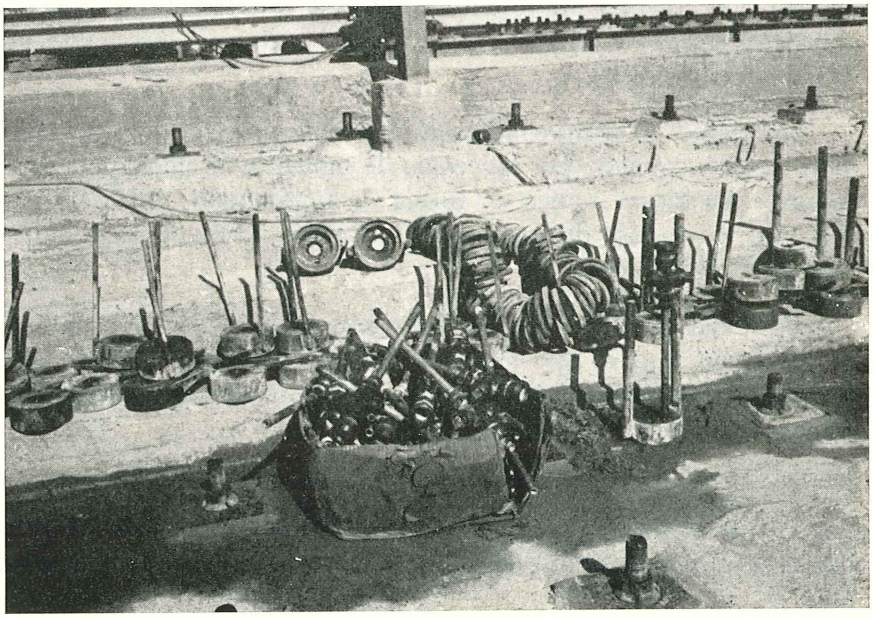


Figura 3.

ración esta de sencilla realización, aunque entretenida, debido al fácil desmontaje de dichas llaves.

En los anclajes CCL estas llaves se roscaban directamente al orificio de inyección de los conos, y para los anclajes Dywidag se fabricaron unos recipientes metálicos que, roscándose sobre la misma barra Dywidag, acoplaban sobre la placa de anclaje a través de una junta tórica de goma. Estos recipientes llevaban a su vez los orificios roscados donde instalábamos las llaves (fig. 3).

En las barras verticales se inyectó de abajo hacia arriba para impedir una posible formación de bolsas de aire ocluido. Este mismo sentido de inyección llevaba implícito la necesidad de cerrar herméticamente el orificio de entrada, en nuestro caso mediante las llaves de cierre cónico, una vez relleno el conducto con la lechada para impedir pérdidas en el momento de desconectar la manguera de inyección.

Los cables longitudinales tenían forma de arco, es decir, los orificios de entrada y salida de la inyección eran los más bajos del conducto. Debido a la imposibilidad de situar un tubo de descarga en la clave e inyectar por ambos extremos, el procedimiento seguido para impedir pérdidas de lechada con la consiguiente formación de bolsas de aire, fue el siguiente:

Situamos llaves de cierre en ambos extremos, y una vez rellena la vaina de lechada, cerrábamos la llave de salida e inmediatamente después la de entrada.

Esto producía, sin lugar a dudas, una presión interna en la vaina, pero nunca superiores a los 5 kg/cm^2 a que teníamos graduada la presión máxima de inyección, lo cual a su vez no producía perturbaciones en la estructura, debido al pretensado tridimensional a que estaba sometida.

En estos mismos cables longitudinales, que, como hemos dicho anteriormente, estaban formados con cordones de 0,7″ y anclajes CCL, para impedir las pequeñas fugas que se producen entre las cuñas y los cordones y entre la placa y el cono, en vez de hormigonar dichos anclajes prolongando el orificio de inyección mediante un tubo, hemos utilizado la resina Epoxi, la cual tiene la ventaja de ahorrar el tiempo de fraguado de este hormigón, ventaja que creemos interesante en el caso de estructuras, como, por ejemplo, de dovelas sucesivas, en las cuales hasta que no está totalmente terminado un elemento no se puede construir el siguiente.

En cuanto al peligro, referido anteriormente, de posibles obturaciones debidas al sistema de hormigonado por inyección de mortero, diremos que éstas se produjeron solamente en casos aislados y nunca en forma de tapón total, todo ello gracias, creemos, a un manejo muy cuidadoso de las vainas y al cierre mediante cinta adhesiva de todos los empalmes de dichas vainas.

De todas formas, en estas obturaciones parciales observamos que el régimen normal de inyección, con el que normalmente llevábamos a cabo la inyección, producía el cierre total del tapón debido quizá al sedimento de las partículas de cemento al encontrarse éstas con dicha dificultad.

En estos casos, que se dieron muy aisladamente, la solución adoptada fue la de además de hacer una limpieza con agua y aire más exhaustiva, la de inyectar a un régimen algo más rápido, con lo cual logramos inyectar dichas vainas en su totalidad.

cálculo y optimización automática de forjados pretensados

(una aplicación de la Informática)

ALFREDO VERDE
Ingeniero de Caminos

Sr. Presidente, Sres. Asambleístas:

Antes de empezar mi comunicación desearía decirles que el título de esta comunicación no debería ser "Cálculo y optimización automática de forjados pretensados", sino tal vez "Una aplicación de la Informática al cálculo y optimización de forjados pretensados", pues de ello realmente se trata.

Cuando se plantea el problema de preparar de nuevo toda una serie de forjados o colecciones de vigas; sean para forjados normales de edificación, forjados para grandes sobrecargas o incluso tableros para circulación rodada, surge inmediatamente el problema de las enormes posibilidades del gran número de alternativas que se van presentando en lo que se refiere a cantos de las vigas, formas de las secciones transversales, capa de compresión, acero de pretensado, etc. En una palabra, el número de variables implicadas en el problema es muy grande y para su estudio surgen dos grandes alternativas de principio: o bien hacer hipótesis previas para eliminar variables, o bien adelante con todas las variables, pero, naturalmente, con un computador, porque si no es así, el trabajo que representa es materialmente imposible de realizar.

Partiendo de las anteriores premisas, hemos diseñado un sistema apto para ser procesado por el computador. Sistema que nos permite conocer todas aquellas posibilidades de que hemos hablado, y no sólo eso, sino además descartar ya automáticamente muchas de las soluciones inviables y, por tanto, reducir el abanico a los mejores tipos y disposiciones de vigas. En este abanico reducido, la elección es ya humanamente posible y, por tanto, humana.

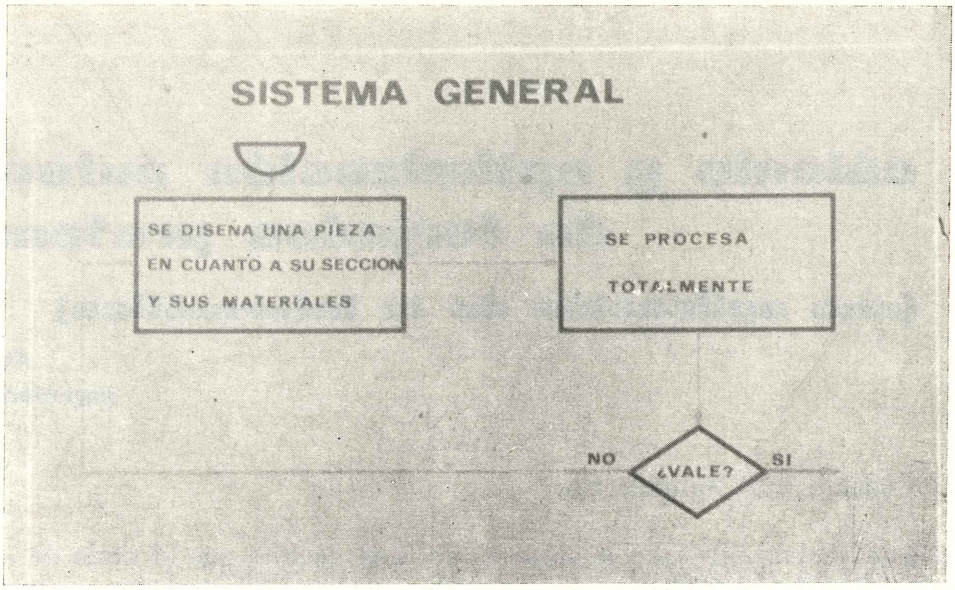
Pues bien, de dicho sistema a que nos hemos referido vamos a hablar.

El sistema general es siempre un sistema de "feed-back" informativo o retroalimentación como puede verse en la figura 1.

El proceso de diseñar una pieza, entendiendo diseño de una manera global, viene muy marcado por razones de experiencia anterior, tanto positiva como negativa. Dicha experiencia nos lleva a retoques o modificaciones de las secciones anteriores en cuestión y a una fijación de las características de los materiales (tanto hormigón como acero de pretensado y acero pasivo), que son función de las condiciones de fabricación de las piezas (proceso de curado, momento de destensado, aceros utilizados, etc.).

Con estos datos base se entra en el verdadero proceso, que viene mostrado en el organigrama de la figura 2.

Figura 1.



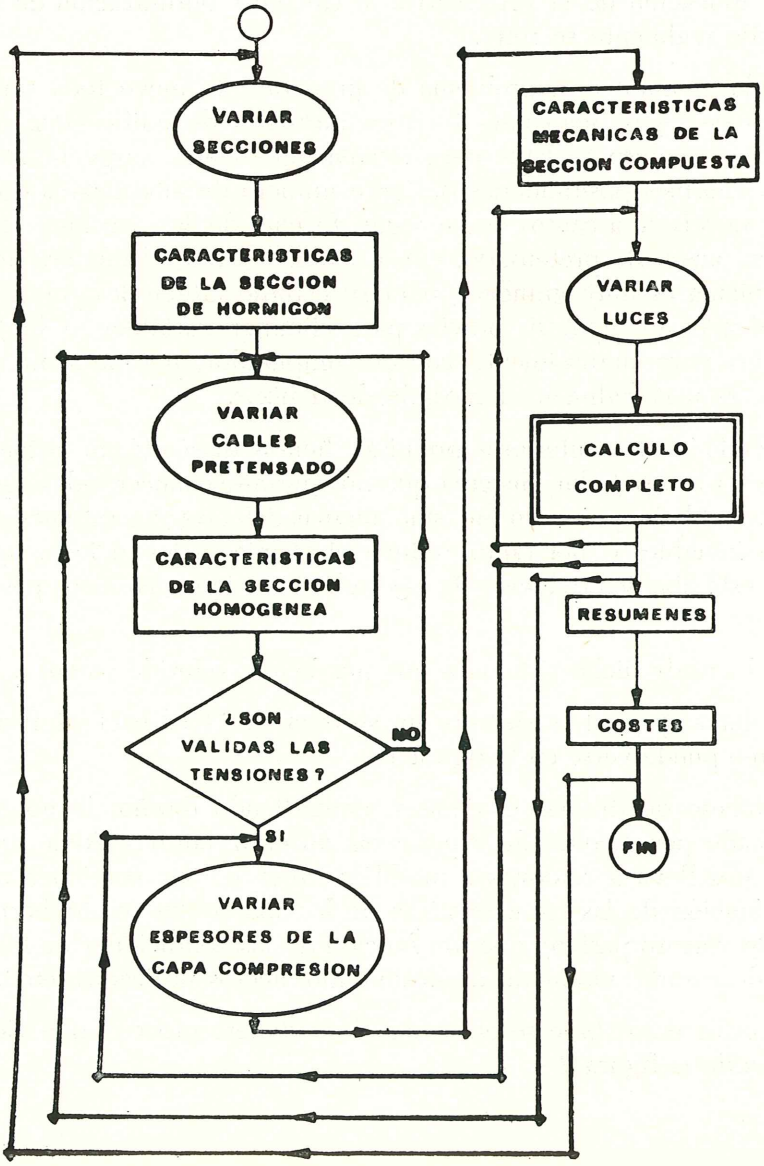


Figura 2.

Como puede verse, dicho organigrama es bastante lineal y expresivo por sí mismo, y sigue en esencia, y en su primera parte, el cálculo analítico corriente de vigas pretensadas con cables adherentes.

Una vez concluido el cálculo completo de una pieza, el propio computador hace un resumen de las variables que por su importancia han sido seleccionados como vamos a ver a continuación.

En la figura 3 se ve una hoja típica de los datos que hay que suministrar al computador (aunque hay más datos que suministrar).

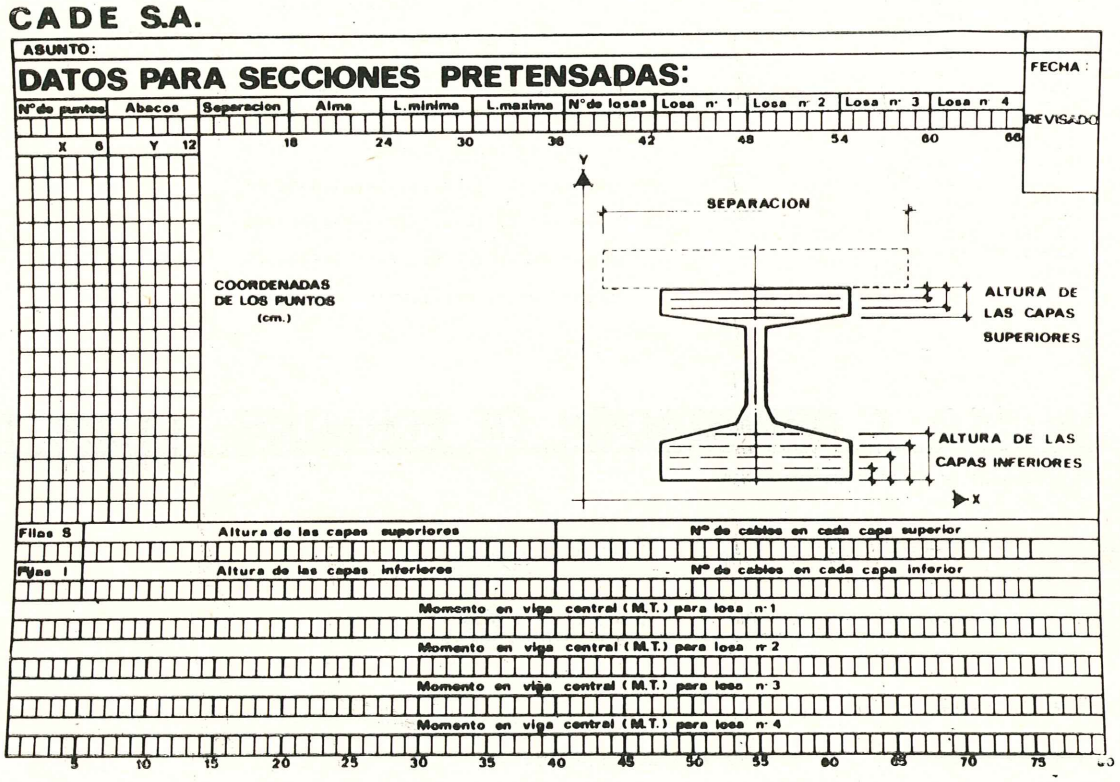


Figura 3.

En la casilla correspondiente a ábacos se puede dar la opción de que todas las variables salgan ya dibujadas por el propio "plotter" del computador.

En las figuras 4, 5, 6, 7, 8 y 9 pueden verse unos listados típicos de la salida impresa:

— Características de la sección.

— Características de la sección homogénea con los datos de cables de pretensado, pérdidas y características de la sección compuesta.

— Para la configuración anterior de pretensado: tabulaciones de esfuerzos, tensiones, flechas, coeficientes de seguridad, cortantes, estribos, costes, etc.

— Resumen general de momentos de utilización para la pieza.

— Resumen general de costes estándar.

CALCULO Y OPTIMIZACION DE FORJADOS

(HOJA TIPO I)

COORDENADAS DE LA SECCION

NUMERO DE PUNTOS= 21

110.00	122.00
107.00	125.00
3.00	125.00
0.	122.00
0.	118.00
38.50	112.00
47.50	106.00
47.50	35.00
38.50	25.00
0.	6.00
0.	3.00
3.00	0.
107.00	0.
110.00	3.00
110.00	6.00
71.50	25.00
62.50	35.00
62.50	106.00
71.50	112.00
110.00	118.00
110.00	122.00

```
*****************************
*                           *
* PIEZA DOBLE T110 X125. *
*                           *
*****************************A.V.M.&A.C.N.
```

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION SIMPLE DE HORMIGON

AREA= 4648.50

CENTRO DE GRAVEDAD(X)= 55.00

CENTRO DE GRAVEDAD(Y)= 56.06

PROFUNDIDAD FIBRA NEUTRA= 68.94

ALTURA FIBRA NEUTRA= 56.06

MOMENTO DE INERCIA(X)=10326354.88

MOMENTO DE INERCIA(Y)=-5415267.00

MOMENTO RESISTENTE(SUP)= 149789.40

MOMENTO RESISTENTE(INF)= 184199.06

Figura 4.

CALCULO Y OPTIMIZACION DE FORJADOS (HOJA TIPO II)

PAGINA 170

CARACTERISTICAS MECANICAS DE LA SECCION HOMOGENEA

CABLES ARRIBA	CABLES ABAJO	EXCENT (CM)	CUANTIA	RADIO (CM)	AREA (CM2)	INERCIA (CM4)	M.RESIST SUPERIOR	M.RESIST INFERIOR
-	46	37.94	0.00555	47.13	4880.70	10644706.	150468.	196195.

CARACTERISTICAS DE PRETENSADO

TENSION AL TRANSFERIR= 125.62 ESFUERZO AL TRANSFERIR= 324.09

TENSION PERMANENTE= 108.46 ESFUERZO PERMANENTE= 279.83

TENSIONES EN LA PIEZA

FIBRA SUPERIOR AL TRANSFERIR= -12.37 FIBRA SUPERIOR PERMANENTE= -10.68

FIBRA INFERIOR AL TRANSFERIR= 136.48 FIBRA INFERIOR PERMANENTE= 117.84

PERDIDAS DE PRETENSADO

ANTES DE LA TRANSFERENCIA= 8.84 ACORT. ELAST. HORMG= 8.04

POSTERIOR A LA TRANSFERENCIA= 17.16 POR FLUENCIA DEL HORMG= 11.01

CARACTERISTICAS MECANICAS SECCION COMPUESTA

LOSA (CM)	AREA (CM2)	INERCIA (CM4)	M.RESIST SUPERIOR	M.RESIST INFERIOR	M.RESIST FIBRA LOSA	M.ROTURA (M.TM)	CORTANTE	CORT.MAX
15.	6203.64	17041584.00	246770.56	240219.96	315243.86	529.41	15.47	61.86
20.	6644.62	19150731.75	276308.14	253013.11	388379.49	551.37	16.04	64.16
25.	7085.61	21284082.00	304754.06	269520.62	474665.29	573.33	16.61	66.45

Figura 5.

CALCULO Y OPTIMIZACION DE FORJADOS (HOJA TIPO III)

PAGINA IVI

LUZ (MT)	M. P. PROP VIGA+LOSA (MP_M)	TENSIONES SUPERIOR (KP/CM2)	TENSIONES INFERIOR (KP/CM2)	FLECHAS FL. PRET (CM)	FL. VOL (CM)	M. UTIL SOBRECG (MP_M)	SOBRECG EQUIVLT (MP/M2)	TENSIONES TOT. SUPERIOR (KP/CM2)	TENSIONES TOT. INFERIOR (KP/CM2)	FLECHA TOTAL (CM)	COEF. DE SOBR FISURA	COEF. DE SOBR ROTURA
		CANTO DE LOSA= 15. CM										
17.00	56.48	27.12	88.84	-2.262	0.903	222.09	5.59	97.57	-3.61	0.960	1.36	1.90
18.00	63.77	31.70	85.33	-2.525	1.237	221.80	4.98	102.06	-7.00	1.222	1.32	1.85
19.00	71.05	36.54	81.67	-2.813	1.538	212.88	4.29	104.87	-7.00	1.421	1.32	1.86
20.00	78.73	41.64	77.71	-3.117	1.890	203.48	3.70	106.19	-7.00	1.641	1.32	1.88
21.00	86.80	47.01	73.59	-3.436	2.299	193.60	3.19	108.42	-7.00	1.883	1.33	1.89
22.00	95.26	52.63	69.28	-3.771	2.772	183.24	2.75	110.76	-7.00	2.149	1.33	1.90
23.00	104.12	58.52	64.76	-4.127	3.314	172.39	2.37	113.20	-7.00	2.440	1.33	1.91
24.00	113.37	64.67	60.05	-4.488	3.932	161.07	2.03	115.76	-7.00	2.757	1.33	1.93
25.00	123.02	71.08	55.13	-4.870	4.632	149.26	1.74	118.42	-7.00	3.103	1.34	1.94
26.00	133.06	77.75	50.02	-5.267	5.422	136.97	1.47	121.19	-7.00	3.480	1.34	1.96
27.00	143.49	84.68	44.70	-5.680	6.310	124.19	1.24	124.08	-7.00	3.888	1.34	1.98
28.00	154.31	91.87	39.18	-6.109	7.302	110.94	1.03	127.07	-7.00	4.330	1.34	2.00
29.00	165.53	99.33	33.46	-6.553	8.406	97.20	0.84	130.16	-7.00	4.807	1.35	2.02
30.00	177.15	107.05	27.54	-7.013	9.632	82.98	0.67	133.37	-7.00	5.323	1.35	2.04
31.00	189.15	115.03	21.42	-7.488	10.986	68.28	0.52	136.69	-7.00	5.878	1.35	2.06
32.00	201.55	123.27	15.10	-7.979	12.479	53.10	0.38	140.11	-7.00	6.475	1.36	2.08

LUZ (MT)	CORTANTE TOTAL APOYO (MP)	CORTANTE TOTAL A L/6 (MP)	CORTANTE TOTAL A L/3 (MP)	CORTANTE VIGALOSA (MP)	ESTRIBOS Y SEPARACION APY A L/6	L/6 A L/3	L/3 A L/2	ACERO DE ESTRB (KG)	COSTE DE LOS ACE.ACTV (PTS)	ACE.PASV (PTS)	MATERIALES TOTAL/ML (PTS)	TOTAL (PTS)
		CANTO DE LOSA= 15. CM										
17.00	39.04	25.00	14.04	15.06	Ø12 A 20	Ø10 A 30	Ø 8 A 50	116.30	11484.38	5401.15	1429.74	25020.00
18.00	39.92	25.59	14.33	15.94	Ø12 A 20	Ø10 A 30	Ø 8 A 50	122.95	12140.63	5689.26	1428.63	26429.61
19.00	40.81	26.18	14.63	16.83	Ø12 A 20	Ø10 A 30	Ø 8 A 50	129.60	12796.88	5977.38	1427.83	27838.83
20.00	41.69	26.77	14.92	17.71	Ø12 A 20	Ø10 A 25	Ø 8 A 50	143.94	13453.13	6417.88	1434.17	29406.43
21.00	42.58	27.36	15.22	18.60	Ø12 A 20	Ø10 A 25	Ø 8 A 50	150.94	14109.38	6713.43	1433.35	30817.08
22.00	43.47	27.95	15.52	19.49	Ø12 A 20	Ø10 A 25	Ø 8 A 50	157.98	14765.63	7008.97	1432.61	32233.72
23.00	44.35	28.54	15.81	20.37	Ø12 A 20	Ø10 A 25	Ø 8 A 50	165.00	15421.88	7304.52	1431.93	33650.37
24.00	45.24	29.13	16.11	21.26	Ø12 A 15	Ø10 A 25	Ø 8 A 50	205.04	16078.13	8529.50	1469.24	35996.45
25.00	46.12	29.72	16.40	22.14	Ø12 A 15	Ø10 A 25	Ø 8 A 50	213.40	16734.38	8862.98	1468.67	37451.03
26.00	47.01	30.31	16.70	23.03	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø 8 A 45	235.63	17390.63	9470.78	1478.49	39179.93
27.00	47.89	30.90	16.99	23.91	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø 8 A 45	244.52	18046.88	9814.61	1477.99	40644.86
28.00	48.78	31.49	17.29	24.80	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø10 A 70	245.19	18703.13	9805.72	1471.83	41947.07
29.00	49.67	32.08	17.58	25.69	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø10 A 65	254.97	19359.38	10357.17	1472.19	43429.62
30.00	50.55	32.67	17.88	26.57	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø 8 A 40	274.27	20015.63	10907.06	1478.71	45100.61
31.00	51.44	33.27	18.17	27.46	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø10 A 60	273.73	20671.88	11064.05	1472.34	46378.70
32.00	52.32	33.86	18.47	28.34	Ø12 A 15	Ø12 A 25	Ø 8 A 35	313.99	21328.13	12029.04	1491.22	48484.79

Figura 6.

RESUMEN GENERAL DE MOMENTOS DE UTILIZACION (HOJA TIPO V)

PAGINA 186

CANTO DE LOSA= 15. CM

LUZ DE CALCULO	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	24.00	25.00	26.00	27.00	28.00	29.00	30.00	31.00	32.00*	15.
M.DE UTILIZACION																	
	77.	68.	59.	50.	40.	30.	19.	8.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2019.
	83.	75.	66.	56.	46.	36.	25.	14.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2020.
	89.	81.	72.	63.	53.	42.	32.	20.	9.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2021.
	96.	87.	78.	69.	59.	49.	38.	27.	15.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2022.
	102.	94.	85.	75.	65.	55.	44.	33.	21.	9.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2023.
	104.	96.	87.	77.	68.	57.	46.	35.	23.	11.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	4024.
	110.	102.	93.	84.	74.	63.	53.	41.	30.	17.	-100.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.*	4025.
	117.	108.	99.	90.	80.	70.	59.	48.	36.	24.	11.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.*	4026.
	123.	114.	106.	96.	86.	76.	65.	54.	42.	30.	17.	-100.	-100.	-0.	-0.	-0.*	4027.
	129.	121.	112.	102.	93.	82.	71.	60.	48.	36.	23.	10.	-100.	-0.	-0.	-0.*	4028.
	135.	127.	118.	109.	99.	88.	78.	66.	54.	42.	29.	16.	-100.	-100.	-0.	-0.*	4029.
	141.	133.	124.	115.	105.	95.	84.	72.	61.	48.	36.	22.	9.	-100.	-0.	-0.*	4030.
	148.	139.	130.	121.	111.	101.	90.	79.	67.	54.	42.	28.	15.	-100.	-0.	-0.*	4031.
	154.	145.	136.	127.	117.	107.	96.	85.	73.	61.	48.	35.	21.	7.	-100.	-0.*	4032.
	159.	151.	142.	133.	123.	113.	102.	90.	79.	66.	54.	40.	27.	12.	-100.	-0.*	4033.
	165.	157.	148.	138.	129.	118.	107.	96.	84.	72.	59.	46.	32.	18.	-100.	-0.*	4034.
	171.	162.	154.	144.	134.	124.	113.	102.	90.	78.	65.	52.	38.	24.	9.	-100.*	4035.
	176.	168.	159.	150.	140.	130.	119.	107.	96.	83.	71.	57.	44.	29.	15.	-100.*	4036.
	182.	174.	165.	155.	146.	135.	124.	113.	101.	89.	76.	63.	49.	35.	20.	-100.*	4037.
	188.	179.	170.	161.	151.	141.	130.	119.	107.	95.	82.	69.	55.	41.	26.	11.*	4038.
	193.	185.	176.	167.	157.	146.	136.	124.	112.	100.	87.	74.	60.	46.	32.	16.*	4039.
	199.	190.	182.	172.	162.	152.	141.	130.	118.	106.	93.	80.	66.	52.	37.	22.*	4040.
	204.	196.	187.	178.	168.	158.	147.	135.	124.	111.	98.	85.	72.	57.	43.	27.*	4041.
	210.	201.	192.	183.	173.	163.	152.	141.	129.	116.	104.	90.	77.	62.	48.	33.*	4042.
	215.	206.	197.	188.	178.	168.	157.	146.	134.	122.	109.	96.	82.	68.	53.	38.*	4043.
	220.	212.	203.	193.	183.	173.	162.	151.	139.	127.	114.	101.	87.	73.	58.	43.*	4044.
	227.	217.	208.	198.	188.	178.	167.	156.	144.	132.	119.	106.	92.	78.	63.	48.*	4045.
	232.	222.	213.	203.	194.	183.	172.	161.	149.	137.	124.	111.	97.	83.	68.	53.*	4046.
	222.	222.	218.	208.	198.	188.	177.	166.	154.	142.	129.	116.	102.	88.	73.	58.*	4047.

Figura 7.

CALCULO Y OPTIMIZACION DE FORJADOS (HOJA TIPO IV)

LUZ (MT)	M.P.PREP VIGA+LOSA (MP.M)	TENSIONES SUPERIOR (KP/CM2)	TENSIONES INFERIOR (KP/CM2)	FLECHAS FL. PRET (CM)	FLECHAS FL. VAL (CM)	M. UTIL SOBRECG (MP.M)	SOBRECG EQUIVLT (MP/M2)	TENSIONES TOT. SUPERIOR (KP/CM2)	TENSIONES TOT. INFERIOR (KP/CM2)	FLECHA TOTAL (CM)	COEF. DE SGRD FISURA	COEF. DE SGRD ROTURA
		CANTO DE LOSA= 20. CM										
17.00	61.85	30.42	86.31	-2.252	1.063	236.09	6.94	91.21	-7.00	0.920	1.32	1.85
18.00	69.34	35.40	82.49	-2.525	1.338	226.43	6.08	93.70	-7.00	1.093	1.33	1.86
19.00	77.26	40.67	78.46	-2.813	1.664	216.22	4.36	96.34	-7.00	1.288	1.33	1.88
20.00	85.61	46.21	74.20	-3.117	2.045	205.45	3.74	99.11	-7.00	1.505	1.33	1.89
21.00	94.38	52.04	69.73	-3.436	2.489	194.14	3.20	102.03	-7.00	1.747	1.33	1.91
22.00	103.58	58.16	65.04	-3.771	3.001	182.27	2.74	105.09	-7.00	2.016	1.34	1.93
23.00	113.21	64.56	60.13	-4.122	3.588	169.85	2.34	108.29	-7.00	2.314	1.34	1.95
24.00	123.27	71.25	55.00	-4.488	4.258	156.88	1.98	111.64	-7.00	2.642	1.34	1.97
25.00	133.76	78.21	49.66	-4.870	5.018	143.35	1.67	115.13	-7.00	3.003	1.35	1.99
26.00	144.67	85.47	44.09	-5.267	5.875	129.28	1.39	118.75	-7.00	3.399	1.35	2.01
27.00	156.02	93.01	38.31	-5.680	6.837	114.65	1.14	122.53	-7.00	3.833	1.36	2.04
28.00	167.79	100.83	32.31	-6.109	7.913	99.47	0.92	126.44	-7.00	4.306	1.36	2.06
29.00	179.99	108.94	26.10	-6.553	9.111	83.74	0.72	130.50	-7.00	4.822	1.36	2.09
30.00	192.61	117.33	19.66	-7.013	10.440	67.45	0.55	134.70	-7.00	5.383	1.37	2.12
31.00	205.67	126.01	13.01	-7.488	11.909	50.62	0.38	139.04	-7.00	5.991	1.38	2.15
32.00	219.15	134.97	6.13	-7.979	13.529	33.23	0.24	143.52	-7.00	6.650	1.38	2.18

LUZ (MT)	CORTANTE TOTAL APOYO (MP)	CORTANTE TOTAL A L/6 (MP)	CORTANTE TOTAL A L/3 (MP)	CORTANTE VIGALOSA (MP)	ESTRIBOS Y SEPARACION APY A L/6	L/6 A L/3	L/3 A L/2	ACERO DE ESTRB (KG)	COSTE DE LOS MATERIALES ACE.ACTV (PTS)	ACE.PASV (PTS)	TOTAL/ML (PTS)	TOTAL (PTS)
				CANTO DE LOSA= 20. CM								
17.00	38.98	25.29	14.02	16.98	Ø12 A 25	Ø10 A 30	Ø 8 A 500	104.97	11484.38	5050.49	1410.16	24677.74
18.00	39.98	25.95	14.35	17.98	Ø12 A 20	Ø10 A 30	Ø 8 A 500	126.33	12140.63	5756.27	1432.25	26496.62
19.00	40.98	26.62	14.69	18.98	Ø12 A 20	Ø10 A 30	Ø 8 A 500	133.16	12796.88	6048.00	1431.25	27909.45
20.00	41.97	27.29	15.02	19.97	Ø12 A 20	Ø10 A 30	Ø 8 A 500	139.99	13453.13	6339.73	1430.36	29322.28
21.00	42.97	27.95	15.35	20.97	Ø12 A 20	Ø10 A 25	Ø 8 A 500	155.12	14109.38	6795.69	1437.18	30899.34
22.00	43.97	28.62	15.68	21.97	Ø12 A 20	Ø10 A 25	Ø 8 A 500	162.33	14765.63	7095.07	1436.44	32319.82
23.00	44.97	29.28	16.02	22.97	Ø12 A 20	Ø10 A 25	Ø 8 A 500	169.54	15421.88	7394.44	1435.76	33740.29
24.00	45.97	29.95	16.35	23.97	Ø12 A 20	Ø10 A 25	Ø 8 A 500	176.76	16078.13	7693.81	1435.13	35160.76
25.00	46.97	30.62	16.68	24.97	Ø12 A 15	Ø10 A 25	Ø 8 A 500	219.28	16734.38	8979.28	1473.23	37567.33
26.00	47.97	31.28	17.02	25.97	Ø12 A 15	Ø10 A 20	Ø 8 A 500	243.21	17390.63	9620.95	1484.15	39330.10
27.00	48.97	31.95	17.35	26.97	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø 8 A 450	251.25	18046.88	9947.86	1482.84	40778.11
28.00	49.96	32.61	17.68	27.96	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø 8 A 450	260.38	18703.13	10296.54	1482.38	42247.89
29.00	50.96	33.28	18.01	28.96	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø 8 A 400	272.58	19359.38	10705.79	1484.01	43778.24
30.00	51.96	33.94	18.35	29.96	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø10 A 650	278.87	20015.63	10839.74	1476.50	45033.29
31.00	52.96	34.61	18.68	30.96	Ø12 A 15	Ø12 A 30	Ø 8 A 400	291.06	20671.88	11407.26	1483.24	46721.91
32.00	53.96	35.28	19.01	31.96	Ø12 A 15	Ø12 A 25	Ø10 A 600	308.19	21328.13	11914.15	1487.69	48349.90

Figura 8.

RESUMEN GENERAL DE COSTES (HOJA TIPO VI)

CANTO DE LOSA= 15. CM

LUZ DE CALCULO	17.00	18.00	19.00	20.00	21.00	22.00	23.00	24.00	25.00	26.00	27.00	28.00	29.00	30.00	31.00	32.00	15.
COSTE POR ML(PT)																	
	1049.	1048.	1047.	1054.	1053.	1052.	1051.	1089.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2019.
	1062.	1061.	1060.	1067.	1066.	1065.	1064.	1102.	1101.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2020.
	1075.	1074.	1073.	1080.	1079.	1078.	1078.	1115.	1114.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2021.
	1088.	1087.	1086.	1093.	1092.	1091.	1091.	1128.	1127.	1137.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2022.
	1102.	1101.	1100.	1106.	1105.	1104.	1104.	1141.	1141.	1150.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.	-0.*	2023.
	1141.	1140.	1139.	1149.	1145.	1144.	1143.	1180.	1180.	1190.	-100.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.*	4024.
	1154.	1153.	1152.	1159.	1158.	1157.	1156.	1194.	1193.	1203.	1202.	-100.	-0.	-0.	-0.	-0.*	4025.
	1167.	1166.	1165.	1172.	1171.	1170.	1169.	1207.	1206.	1216.	1215.	-100.	-100.	-0.	-0.	-0.*	4026.
	1180.	1179.	1178.	1185.	1184.	1183.	1183.	1220.	1219.	1229.	1229.	1222.	-100.	-0.	-0.	-0.*	4027.
	1193.	1192.	1191.	1198.	1197.	1196.	1196.	1233.	1232.	1242.	1242.	1236.	-100.	-100.	-0.	-0.*	4028.
	1207.	1206.	1205.	1211.	1210.	1209.	1209.	1246.	1246.	1255.	1255.	1249.	-100.	-100.	-0.	-0.*	4029.
	1220.	1219.	1218.	1224.	1223.	1223.	1222.	1259.	1259.	1268.	1268.	1262.	1262.	-100.	-0.	-0.*	4030.
	1233.	1232.	1231.	1237.	1236.	1236.	1235.	1272.	1272.	1282.	1281.	1275.	1275.	1282.	-100.	-0.*	4031.
	1246.	1245.	1244.	1250.	1250.	1249.	1248.	1285.	1285.	1295.	1294.	1288.	1288.	1295.	-100.	-0.*	4032.
	1259.	1258.	1257.	1264.	1263.	1262.	1261.	1299.	1298.	1308.	1307.	1301.	1302.	1308.	-100.	-100.*	4033.
	1272.	1271.	1270.	1277.	1276.	1275.	1274.	1312.	1311.	1321.	1320.	1314.	1315.	1321.	1315.	-100.*	4034.
	1285.	1284.	1283.	1290.	1289.	1288.	1288.	1325.	1324.	1334.	1334.	1327.	1328.	1334.	1328.	-100.*	4035.
	1298.	1297.	1296.	1303.	1302.	1301.	1301.	1338.	1337.	1347.	1347.	1341.	1341.	1347.	1341.	-100.*	4036.
	1312.	1311.	1310.	1316.	1315.	1314.	1314.	1351.	1351.	1360.	1360.	1354.	1354.	1361.	1354.	1373.*	4037.
	1325.	1324.	1323.	1329.	1328.	1328.	1327.	1364.	1364.	1373.	1373.	1367.	1367.	1374.	1367.	1386.*	4038.
	1338.	1337.	1336.	1342.	1341.	1341.	1340.	1377.	1377.	1387.	1386.	1380.	1380.	1387.	1380.	1399.*	4039.
	1351.	1350.	1349.	1355.	1355.	1354.	1353.	1390.	1390.	1400.	1399.	1393.	1393.	1400.	1394.	1412.*	4040.
	1364.	1363.	1362.	1369.	1368.	1367.	1366.	1404.	1403.	1413.	1412.	1406.	1407.	1413.	1407.	1426.*	4041.
	1377.	1376.	1375.	1382.	1381.	1380.	1379.	1417.	1416.	1426.	1425.	1419.	1420.	1426.	1420.	1439.*	4042.
	1390.	1389.	1388.	1395.	1394.	1393.	1393.	1430.	1429.	1439.	1439.	1432.	1433.	1439.	1433.	1452.*	4043.
	1403.	1402.	1401.	1408.	1407.	1406.	1406.	1443.	1442.	1452.	1452.	1446.	1446.	1452.	1446.	1465.*	4044.
	1417.	1416.	1415.	1421.	1420.	1419.	1419.	1456.	1456.	1465.	1465.	1459.	1459.	1466.	1459.	1478.*	4045.
	1430.	1429.	1428.	1434.	1433.	1433.	1432.	1469.	1469.	1478.	1478.	1472.	1472.	1479.	1472.	1491.*	4046.
	1443.	1442.	1441.	1447.	1446.	1446.	1445.	1482.	1482.	1492.	1491.	1485.	1485.	1492.	1485.	1504.*	4047.

Figura 9.

Como se ha indicado más arriba, existe la posibilidad de obtener gráficamente la mayoría de dichas variables de una manera automática.

Algunas de las anteriores variables son decisivas para la elección y optimización de los forjados o tableros y fundamentalmente las realizaciones mutuas entre momentos de utilización, cables, luces y costes.

En la figuras 10, 11, 12 y 13 pueden verse unos esquemas gráficos de las anteriores variables:

— Momentos de utilización para una sección dada en función de la luz de cálculo y de la configuración de cables o alambres.

— Costes estándar para una sección dada en función de la luz de cálculo y de la configuración de cables o alambres.

— Flechas de la viga en función de la luz para diversos estados de la pieza.

— Sobrecargas uniformes de utilización.

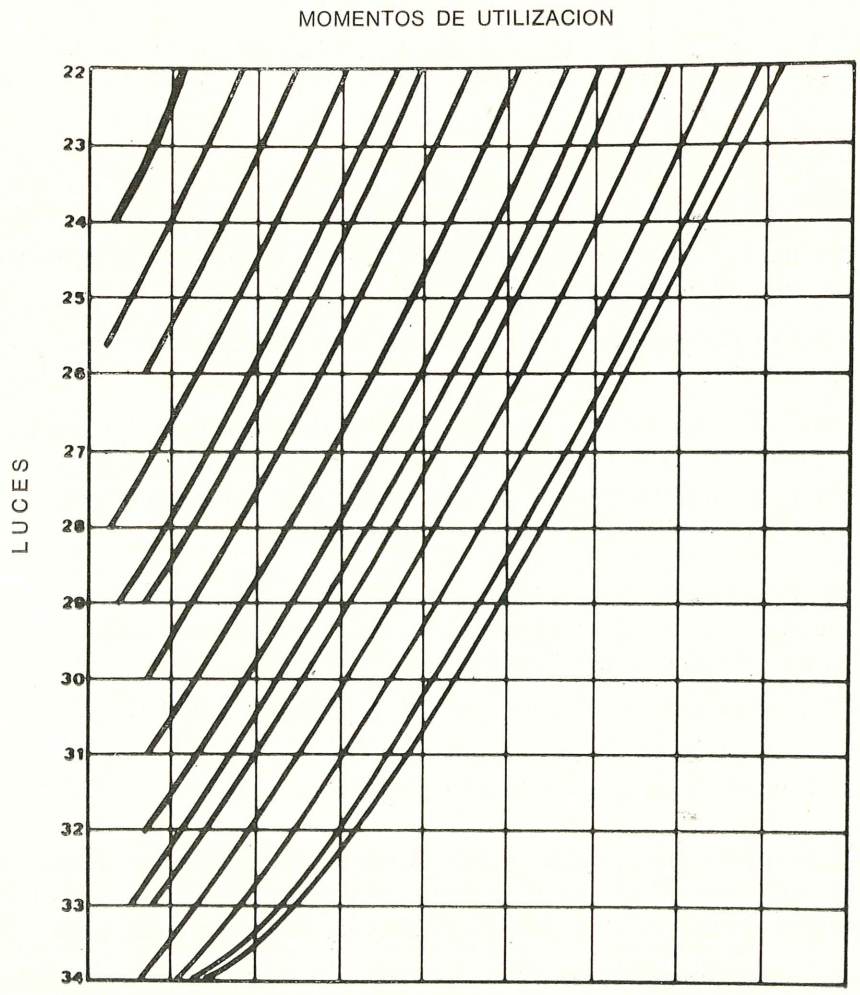


Figura 10.

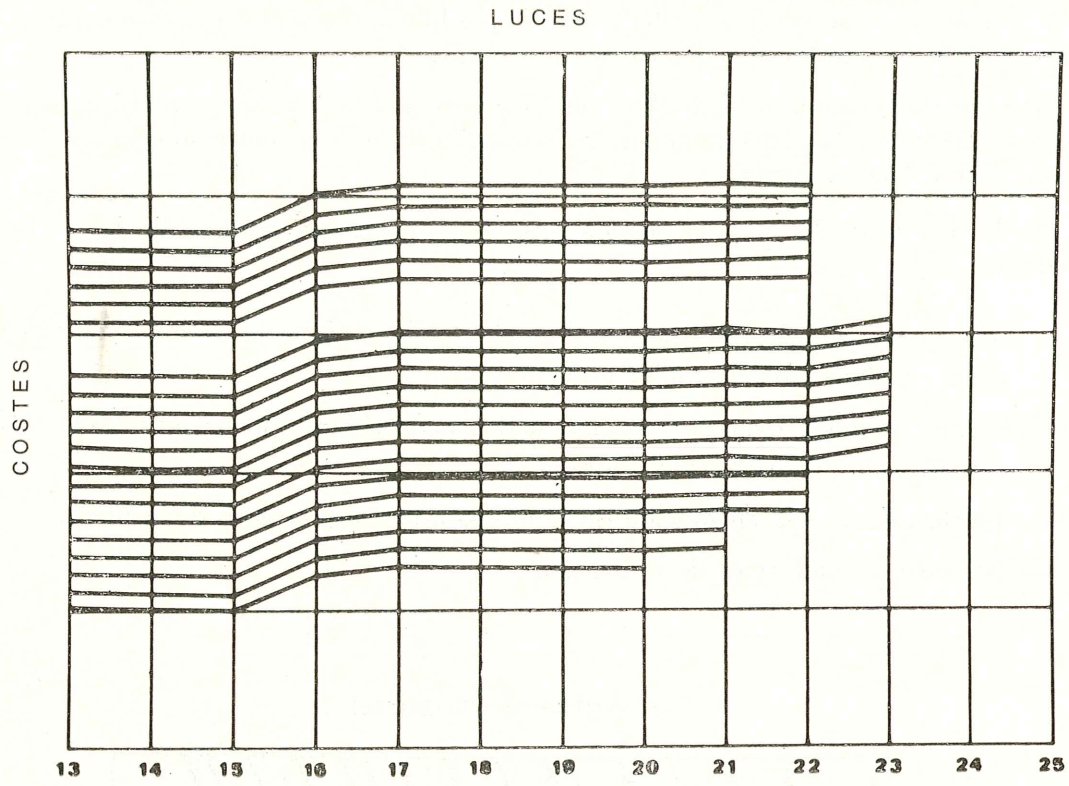


Figura 11.

Todas las variables anteriores son datos importantes de proyecto, pero sobre todo, como hemos ya indicado, los momentos de utilización y los costes estándar nos van a permitir ellos dos solos optimizar los forjados o los tableros de puentes.

En la figura 14 pueden verse conjuntamente estos dos gráficos, situados de modo que coincida la variable luz de cálculo.

Si ahora en los ejes luz de cálculo-momentos de utilización llevamos las curvas de momentos en función de la luz producidos por cualesquiera sobrecarga, que serán generalmente sobrecargas uniformes para el caso de forjados o los momentos producidos por el TREN DE LA INSTRUCCION OFICIAL obtenemos:

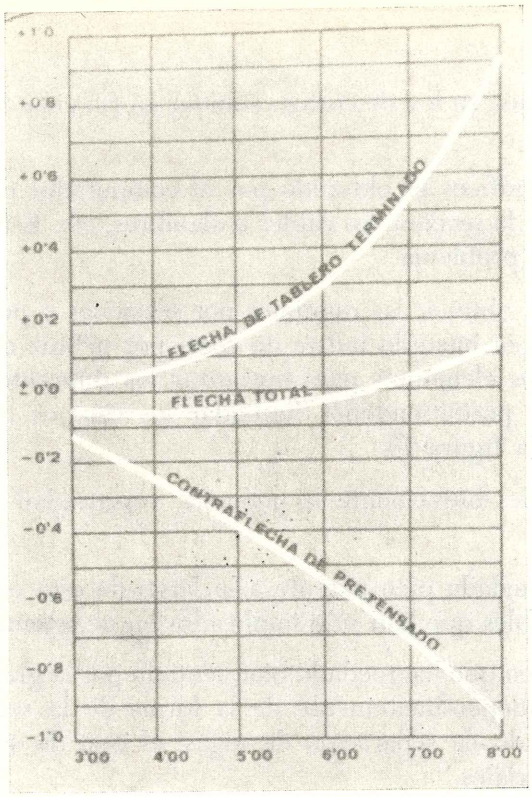
— Un diseño automático de la configuración de cables para una pieza dada (con losa elegida) en una determinada luz y para una determinada sobrecarga uniforme o bien para circulación rodada.

— Una luz máxima de utilización para dicho forjado o tablero.

— También se obtienen de una manera automática el coste estándar para dicha pieza, en la luz indicada y con los cables óptimos.

Teniendo en cuenta que en dicho gráfico (que es la expresión de los resúmenes de momentos resistentes y costes anteriormente vistos) ya están eliminados, según unos criterios mixtos resistentes y económicos, las configuraciones de cables no interesantes.

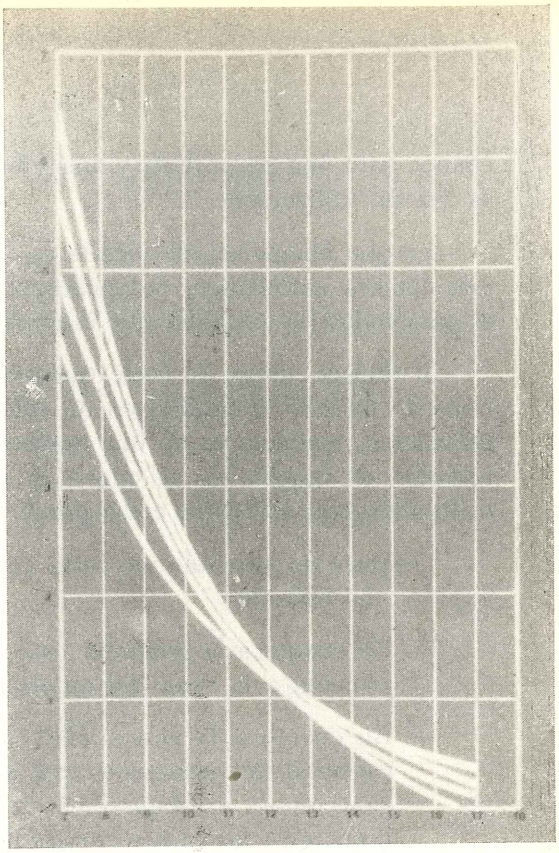
Lo anterior, contemplado de una manera global, nos lleva a un conocimiento bastante completo del forjado o tablero en sus aspectos técnicos y económicos y, naturalmente, se



FLECHA (cm)

LUZ (m)

Figura 12.



SOBRECARGA (kg/m²)

LUZ DE CALCULO (m)

Figura 13.

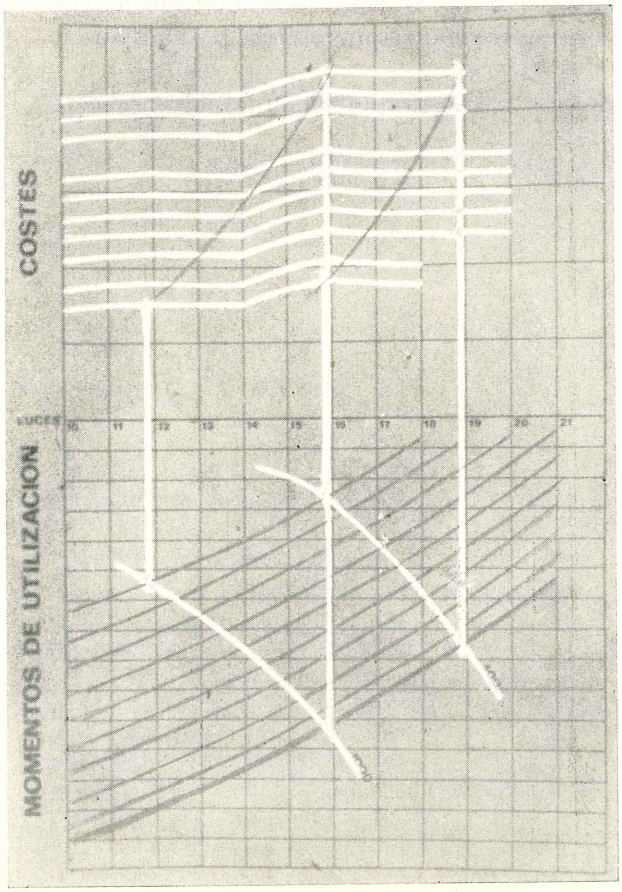
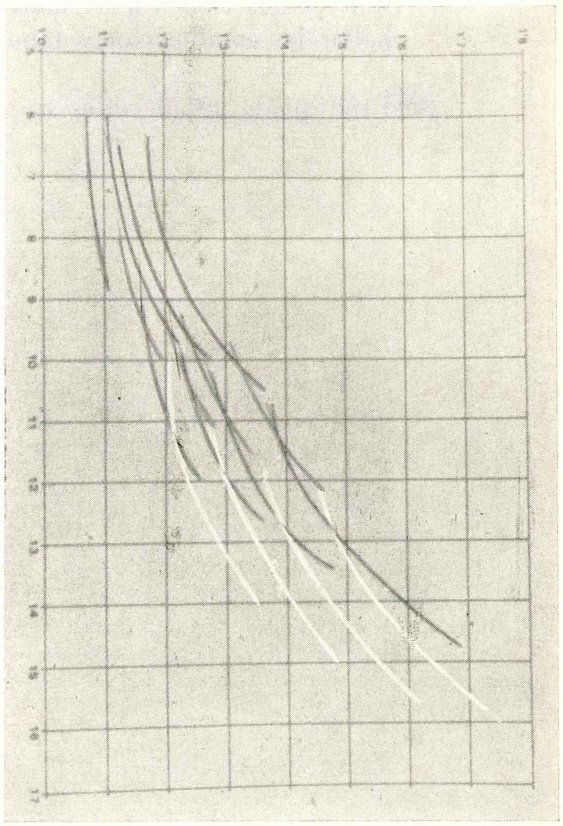


Figura 14.



LUZ DE CALCULO (m)

INDICE DE COSTE POR M²

Fig. 15. — Abaco comparativo de costos.

conoce para una pieza dada y una sobrecarga, dada su ley de costes estándar en función de la luz de utilización.

Lo que hemos venido viendo en forma de gráficos es obtenido por el computador de una manera automática, independientemente de la sección, los cables o alambres, etc. Esto es para todas las variables que intervienen en el problema.

Si dichas curvas de coste que acabamos de obtener las reunimos por secciones o por tipos de forjados o tablero en un solo gráfico, por ejemplo índice de coste por m^2 luz de utilización, tenemos ya de una manera global los elementos para optimizar los diferentes forjados, en función de los cantos de éstos, etc., permitiéndonos deslindar los campos de utilización para cada uno como puede verse en la figura 15.

Después de esto sólo me resta ya comentarles brevemente la potencia, versatilidad y rapidez del método:

— En cuanto a la potencia, creo que ha quedado pien patente a lo largo de esta exposición a la vista del número de variables que han sido implicados en el sistema.

— En cuanto a la versatilidad, también creo que ha quedado bien sentado por la gran cantidad de variaciones que permite, independientemente de la forma de la sección, en la configuración del pretensado, la separación de vigas, el tipo de sobrecarga y las características de los materiales.

— En cuanto a la rapidez, una vez puesto a punto el método, creo que bastará con decirles que el tiempo de proceso, pongamos por caso para una serie de vigas o viguetas constituidas por 10 secciones, y en cada una de ellas de 20 a 50 configuraciones de cables, y, a su vez, 4 ó 5 losas con 3 ó 4 separaciones de vigas y varias sobrecargas vienen a ser unos seis minutos; creo que no hará falta multiplicar para hallar las combinaciones tabuladas y ver qué tiempo requiere cada posibilidad.

Sólo me queda agradecerles su presencia aquí y la atención prestada. Muchas gracias.

I. E. T. c. c.
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

ANDECE
Agrupación Nacional de Derivados del Cemento

Secretaría del Sello - Costillares (Chamartín) - Madrid-33 - Apartado 19002 - Tlf. 202 04 40

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

Sellos en vigor a julio de 1973

Cietan VP-1 — **DOMO-SAINCE, S.A.** — Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid).

Cietan VP-2 — **AGUSTI, S.A.** — Fábrica de Bañolas (Gerona).

Cietan VP-3 — **AGUSTI, S.A.** — Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona).

(ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva trimestralmente

JULIO 1973

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja; y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaborados por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

En el escrito de solicitud deberá acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, A.T.D.C., Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos.

¿Quién controla el CIETAN?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones volutariamente aceptadas por el solicitante.

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

Las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGON, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGON, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

el "sello de conformidad CIETAN" para viguetas pretensadas

R. PIÑEIRO

En los pocos minutos con que contamos para exponer el tema, sólo es posible dar unas ideas generales sobre su gestación, significado y puesta en práctica.

No se trata de un asunto nuevo; hace años que se viene trabajando sobre él intentando, aunque sin éxito, darle una solución adecuada. Felizmente ahora se ha conseguido encontrar el procedimiento idóneo, y el Sello de conformidad CIETAN es ya una realidad.

Como de este tema se ha hablado ya en varias ocasiones, la mayoría de los presentes conocéis, a grandes rasgos, su evolución y ello me autoriza a ser muy breve en la exposición de las razones que justificaron la implantación del Sello CIETAN.

Todos sabéis que cuando en la década de los años 30, las patentes Freyssinet pasaron a ser de dominio público, se inició en España la prefabricación de viguetas de hormigón pretensado con armaduras pretesas. Al principio sólo existían unas pocas empresas pioneras de esta nueva industria, las cuales se montaron seriamente, dirigidas por técnicos responsables que sabían cómo hacer bien las cosas; y tuvieron un franco éxito. Era la época en la que el empleo de perfiles metálicos para forjados estaba prohibido, y había una enorme escasez de viviendas, originadas por las destrucciones de la guerra y la creación de nuevos y grandes núcleos industriales, con el consiguiente éxodo de la población rural a los centros urbanos y fabriles. Por todas estas causas, y como las viguetas pretensadas resultaban más económicas que las armadas y de mejores características resistentes, su éxito fue rotundo, imponiéndose rápidamente en el mercado, con lo que pronto la demanda superó con creces a la oferta. Y aquí, y así, empezaron a surgir los problemas. Como lo que se pedía era cantidad y no calidad, las industrias dedicadas a la fabricación de todo tipo de materiales de construcción, y entre ellos las viguetas, proliferaron como las setas después de la lluvia; y así como entre éstas las hay comestibles y venenosas, junto a algunas empresas responsables surgieron infinidad de ellas sin los medios y la dirección técnica adecuada. Y esto no son palabras. En un estudio estadístico realizado por la Comisaría del Plan de Desarrollo, se hacía notar que entre las más de mil empresas dedicadas a la prefabricación de elementos constructivos de hormigón, el 68 por 100 poseía menos de cinco obreros; un 85 por 100, menos de 10, y sólo un 6 por 100 más de 25. Es decir, había un evidente predominio de industrias de tipo familiar con todos los problemas subsidiarios de falta de maquinaria, reducidísimas dimensiones, mala organización, etc. Con un espíritu de emulación digno de mejor causa, no ya cada ciudad, sino cada pueblo, quería tener su o sus fábricas de viguetas pretensadas. Al menos ellos así las llamaban. Si lo eran o no es otra cuestión. Seguro que muchos recordarán todavía qué buenos negocios se hacían y qué malas viguetas se fabricaban.

Resultado lógico de esta situación es que los forjados construidos utilizando estas viguetas, fabricadas sin ninguna garantía, empezaron a fracasar dando lugar a varios accidentes o, al menos, incidentes. Al consumidor llegaban las noticias de los percances ocurridos. El no tenía porqué saber que en la mayoría de los casos se trataba de piezas fabricadas con materiales no adecuados o ignorando las más elementales normas de buena técnica, y cuya semejanza con lo que realmente debe ser una vigueta pretensada era pura coincidencia. Naturalmente, estos forjados comenzaron a desprestigiarse y en varias ocasiones los arquitectos, ante el temor de un fracaso, se negaron a autorizar en sus obras la utilización de los mismos, con el consiguiente perjuicio para los industriales responsables, que veían cerrarse los mercados a sus productos por culpa de quienes, animados exclusivamente por unas excesivas apetencias de fáciles beneficios económicos, se limitaban a competir en precio, despreciando la calidad y la necesaria seguridad exigible a las viguetas.

Ante esta situación se hacía imprescindible adoptar las oportunas medidas capaces de sanear esta industria y hacer renacer la confianza del mercado en las piezas pretensadas que, bien fabricadas y correctamente utilizadas pueden reunir, al mismo tiempo, todas las ventajas del hormigón y del perfil metálico, permitiendo sobrecargas y solicitaciones inalcanzables con otro material. Con esta idea en la mente, los que podríamos llamar "fabricantes sensatos" se unieron con el objeto de hacer llegar sus inquietudes a los Organismos ministeriales, consiguiendo ser comprendidos y acogidos con interés, y logrando que en 1966 se dictasen una serie de disposiciones oficiales (Decreto del 20 de enero y legislación complementaria) con las que se intentaba obligar a fabricar bien y con responsabilidad.

Conviene también recordar a este respecto que, ya anteriormente, y con motivo precisamente de otra de las Asambleas Técnicas de nuestra Asociación, la IV, celebrada en Barcelona en 1959, se quiso poner en marcha un "distintivo de calidad" para las viguetas pretensadas, el denominado "Punto azul". Sin embargo, por una serie de circunstancias que no es ahora el momento de comentar, el intento resultó fallido.

Tampoco la legislación de 1966 a que antes hemos aludido, logró todos los objetivos que se proponía, aunque gracias a ella pudo hacerse un primer cribado de selección. Faltaron, fundamentalmente, las normas complementarias precisas para llegar a la meta final, más ambiciosa pero realmente efectiva, que es la de establecer un adecuado control de la calidad. Tales normas estaban preparadas, pero no llegaron a publicarse.

Y ya que hemos mencionado la palabra calidad, permitidme unas breves consideraciones sobre este concepto para aclarar ideas. Para nosotros, CALIDAD significa el grado en que una cosa satisface determinadas exigencias, tanto técnicas como tecnológicas y económicas, englobando aquí no sólo el precio, sino otra serie de condiciones como son durabilidad, viabilidad de fabricación, posibilidad de obtención de las materias primas precisas, etc.

El diccionario define la calidad como "propiedad o conjunto de propiedades inherentes a una cosa, que permite apreciarla como igual mejor o peor que las restantes de su especie".

Como veis, esta definición no se ajusta a nuestra idea. Más en línea con nuestro concepto de la calidad está la definición que da el diccionario para CALIFICADO: "Dícese de la cosa que tiene los requisitos necesarios." Así, un producto que cumpliese los requisitos de la calidad sería un producto "CALIFICADO".

Siendo la calidad el compendio de propiedades muy diversas hay que definirla en relación con las características que se consideren de interés dominante en el material de que se trate. De aquí surgen las llamadas "reglas o normas de calidad", que, en definitiva, son criterios para apreciar propiedades concretas definidas en base a determinadas exigencias. Luego, para establecer un control de calidad, es preciso, ante todo, preparar las normas adecuadas destinadas a la salvaguardia de unas razonables condiciones de seguridad, durabilidad, funcionalismo e idoneidad, sin olvidar los principios económicos básicos, estableciendo unos umbrales mínimos exigibles. Y debe hacerse notar que estos umbrales marcan una clara discontinuidad en la apreciación de la calidad, puesto que fijan unos límites inferiores, por debajo de los cuales la calidad es un mero concepto especulativo, ya que entendiéndola como se ha dicho, como grado en que una cosa satisface determinadas exigencias, cuando no llega a satisfacerlas la calidad deja de existir.

Establecida una norma de calidad, la comprobación de si un material la satisface o no se realiza mediante pruebas, mediciones y ensayos que sirven para dictaminar si cumple no sólo las exigencias de calidad, sino también los márgenes o tolerancias establecidos.

Y, finalmente, el sello de conformidad no es más que la expresión gráfica de que un material satisface todas las condiciones impuestas por la norma.

Dentro del proceso de control de calidad, la relación de las características exigibles constituye lo que se llaman "especificaciones". Pero no basta, o no debe bastar, definir la calidad que deba poseer un elemento constructivo, por ejemplo, y cómo apreciarla. Todo ello quedaría incompleto si paralelamente no se informase al fabricante sobre los procedimientos idóneos para obtener la calidad deseada. Y esta información no debe limitarse a una codificación de preceptos, sino que debe ampliarse con comentarios y exposición de sus fundamentos. Cumpliendo los preceptos, el fabricante queda a cubierto de prácticas viciosas y, en la mayoría de los casos, logra elementos de calidad. Pero si el problema que se le plantea no queda incluido de lleno en las prescripciones, los comentarios le proporcionan una ayuda, casi siempre muy valiosa, para resolver su problema.

Y aclarado ya lo que entendemos por calidad y los procedimientos que estimamos deber seguirse para regularla, volvamos a nuestra historia de cómo se llegó a la implantación del sello CIETAN.

Al no resultar suficiente la legislación del 66, los fabricantes, y fijarse bien que digo *los fabricantes,* agrupados, y con el asesoramiento de ANDECE y del Instituto Eduardo Torroja se pusieron a trabajar esforzadamente hasta conseguir lo que se ha designado con el nombre de "Sello de conformidad CIETAN", basado en unas "Recomendaciones para la fabricación de piezas de hormigón pretensado", Recomendaciones que, abreviadamente, denominamos "V.P.-71" y que constan de tres partes bien definidas: las Especificaciones, que proporcionan un conjunto de normas de buena práctica relativa, tanto a los materiales como a su adecuada utilización, al proceso de fabricación y a las instalaciones necesarias; las normas relativas al control de calidad que debe llevar el fabricante (autocontrol) y las normas relativas a la Inspección (supervisión o control del control).

No intentaremos (no hay tiempo para ello) ni siquiera comentar estas normas. La publicación está a disposición de todo aquel a quien le interese conocerla. Diremos sólo que se refieren, tanto a las viguetas autorresistentes (o sea, las proyectadas para resistir por sí solas en la dirección del vano) como a las semiviguetas (que son las que se proyectan para completar su resistencia con la colaboración de una cabeza o capa de compresión hormigonada en obra).

¿Qué controles, o mejor autocontrol, lleva el fabricante? Por un lado el de materias primas, en general mediante certificados exigidos a los suministradores. Por otro lado, el de productos semielaborados, que se limita a los ensayos para comprobar la resistencia del hormigón. Y, finalmente, el de productos acabados, que debe considerarse como el fundamental. Para todo ello se exige que al frente de cada fábrica exista un técnico, personalmente responsable del cumplimiento de todas las prescripciones impuestas.

Debe advertirse que así como las viguetas autorresistentes pueden ensayarse aisladas, las semiviguetas no pueden ser comprobadas si no se completan con la correspondiente cabeza de compresión. Estas cabezas deben ser previamente homologadas como garantía de que representan realmente la pieza final que va a ser utilizada en la práctica.

El control de productos acabados se realiza bajo dos criterios diferentes: por atributos y por variables. En el control por atributos, el producto se clasifica simplemente como "conforme" o "defectuoso", según cumpla o no, respectivamente, las condiciones especificadas. En el control por variables, en cambio, las características se miden de acuerdo con una escala numérica y se valoran en función de la posición que alcanzan en dicha escala.

Bajo la modalidad de control por atributos se controlan los llamados defectos "principales", por un lado, y "secundarios", por otro. La enumeración de estos defectos, que han sido revisados y rectificados después de publicada la V.P.-71, aparece en los cuadros A y B.

Con arreglo a la modalidad por variables se controlan los defectos "críticos, que, en definitiva, son los coeficientes de seguridad exigidos a las principales características resistentes de las piezas: momento de fisuración, momento de rotura por flexión, momento de rotura por esfuerzo cortante y el llamado "coeficiente de aviso", que es la relación entre el momento de rotura por flexión y el momento de fisuración.

Los resultados de todos estos controles, que el fabricante debe realizar diariamente, son anotados en unos gráficos adecuados que le permiten disponer de un sistema de información lo suficientemente sensible para determinar rápidamente cualquier anomalía que pueda presentarse, tanto en los materiales como durante el proceso de fabricación, con objeto de prevenir la aparición de productos defectuosos. Además, proporcionan a la Inspección una información continua acerca de la marcha de la calidad de la producción.

A) *Defectos principales.*

CLAVE	DESIGNACIÓN DEL DEFECTO	FORMA DE APRECIARLO	REFERENCIAS A LAS ESPECIFICACIONES
P 1	Coquera de cualquier dimensión que deje vista una armadura	Visual.	5.2.4.
P 2	Armadura transversal apreciable en alguna zona por falta de recubrimiento	Visual.	5.2.4.
P 3	Fisura de anchura máxima superior a 0,1 mm	Regla-tipo de fisuras.	5.2.6.
P 4	Error en una marca de designación	Visual.	6.1.1.
P 5	Comba lateral superior al quinientosavo de la longitud de la pieza	Plantilla y regla.	5.2.7.

B) *Defectos secundarios.*

CLAVE	DESIGNACIÓN DEL DEFECTO	FORMA DE APRECIARLO	REFERENCIAS A LAS ESPECIFICACIONES
S 1	Fisuras de menos de 0,1 mm de anchura y más de 20 mm de longitud	Visual y regla.	5.2.6.
S 2	Aristas descantilladas	Visual.	5.2.3.
S 3	Falta de alguna marca obligatoria de la pieza	Visual.	6.1.1.
S 4	Dimensiones longitudinales que difieran de las convenidas en más de 20 mm	Cinta métrica.	5.2.1.
S 5	Contraflecha en vano, superior al trescientosavo de la luz.	Regla graduada o nivel óptico.	5.2.8.
S 6	Aspecto exterior insatisfactorio: discontinuidad de hormigonado apreciable a simple vista, coqueras de más de 20 mm de diámetro, nidos de grava o coqueras pequeñas en gran número y extensión, rebabas en paramentos, o paramentos deslavados dejando el árido visto	Visual.	5.2.1. 5.2.3. 5.2.4. 5.2.5.

Y como escalón final de todo este proceso de control de la calidad queda la Inspección.

Las normas prescriben que la Inspección comprobará el control que lleva el fabricante, observando los correspondientes gráficos y sometiendo a los oportunos ensayos un determinado número de piezas obtenidas, por muestreo, entre las existentes en fábrica en el momento de la inspección. De estos ensayos, los destinados a comprobar los defectos principales y secundarios son "no destructivos", y los que se efectúan para la determinación de los defectos críticos son "destructivos".

TABLA 8. — *Plan de muestreo de la inspección no destructiva. Fase A*

TAMAÑO DEL LOTE	TAMAÑO DE LA MUESTRA	NUMERO DE UNIDADES DEFECTUOSAS			
		POR DEFECTOS PRINCIPALES		POR DEFECTOS SECUNDARIOS	
N	*n*	Resultado favorable	Resultado desfavorable	Resultado favorable	Resultado desfavorable
< 150	5	1	2	2	3
150-500	8	1	2	3	4
501-3200	13	2	3	5	6
3201-35000	20	3	4	7	8
> 35000	32	5	6	10	11

TABLA 9. — *Plan de muestreo de la inspección destructiva. Fase B*

TAMAÑO DEL LOTE N	MUESTRA	TAMAÑO DE LA MUESTRA n_1 n_2 $n_1 + n_2$	NÚMERO DE UNIDADES DEFECTUOSAS POR DEFECTOS CRÍTICOS	
			Resultado favorable	Resultado desfavorable
< 150	Primera.	3	0	2
	Segunda.	3		
	Acumulada.	6	1	2
150-500	Primera.	5	0	2
	Segunda.	5		
	Acumulada.	10	1	2
501-3200	Primera.	8	0	3
	Segunda.	8		
	Acumulada.	16	3	4
3201-35000	Primera.	13	1	4
	Segunda.	13		
	Acumulada.	26	4	5
> 35000	Primera.	20	2	5
	Segunda.	20		
	Acumulada.	40	6	7

Los planes de muestreo y los criterios de aceptación y rechazo con arreglo a los resultados obtenidos en los ensayos citados se indican en las tablas 8 y 9. También han sido modificados después de publicadas las Recomendaciones.

Cuando todo salga bien, cuando la totalidad de los resultados de la Inspección sean favorables, se considerará el proceso en control y se concederá, o se mantendrá, la concesión del "Sello de conformidad CIETAN".

Y así es, a grandes rasgos, cómo funciona este "Sello". Como es lógico, el acogerse o no a él es totalmente voluntario y, por el momento, no tiene carácter oficial. Por consiguiente, el que una vigueta no ostente el Sello no significa que necesariamente es mala. Pero la que lo posea tendrá la garantía de que su fabricación se ajusta a unas normas adecuadas para obtener un producto de calidad, que esta calidad se vigila diariamente por el fabricante y que esta vigilancia se controla periódicamente por un Centro de investigación, como es el Instituto Eduardo Torroja, estrictamente científico y neutral, uno de cuyos fines es, precisamente, conseguir la mejora de la calidad de la construcción en general. El que así ha sido comprendido lo demuestra el interés y apoyo que en todo momento se ha encontrado en los Centros oficiales afines, todos los cuales están representados en la Comisión directiva del Sello, lo que permite confiar, justificadamente, en que, como ya ha ocurrido en casos análogos, este Sello no ha de tardar mucho en recibir un refrendo oficial, sobre todo si se tiene en cuenta la marcada tendencia actual de los Organismos ministeriales a conseguir, lo más rápidamente posible y dedicando a ello cuantos medios sean necesarios, la necesaria calidad en la construcción.

En este caso, además, existe la enorme ventaja de que la idea ha surgido de los propios fabricantes, que son ellos los que la han promovido, porque lo que sí está claramente demostrado por la experiencia es que la calidad no puede ser impuesta desde arriba, mediante decreto, y que han de ser los fabricantes y los usuarios los que, convencidos de su necesidad, estén dispuestos a implantarla.

Con respecto al Sello que nos ocupa, su aceptación por parte de los fabricantes no ha podido ser más satisfactoria, habiéndose rebasado ampliamente las más optimistas previsiones. Aun cuando todavía estamos en las primeras etapas, las fábricas que han solicitado ya adherirse al Sello representan del 70 al 80 por 100 de la producción nacional de viguetas pretensadas, cifra que estimamos sobradamente elocuente. Demuestra que, felizmente, los fabricantes han llegado al convencimiento de que una industria que no esté basada en la calidad, en la productividad y en la economía no interesa que siga subsistiendo. Se han dado cuenta de que no sólo por principios éticos, que por sí solos deberían bastar, aunque en el pasado no hayan bastado, sino por razones puramente económicas, únicamente sobre la calidad puede cimentarse la prosperidad de cualquier actividad productiva.

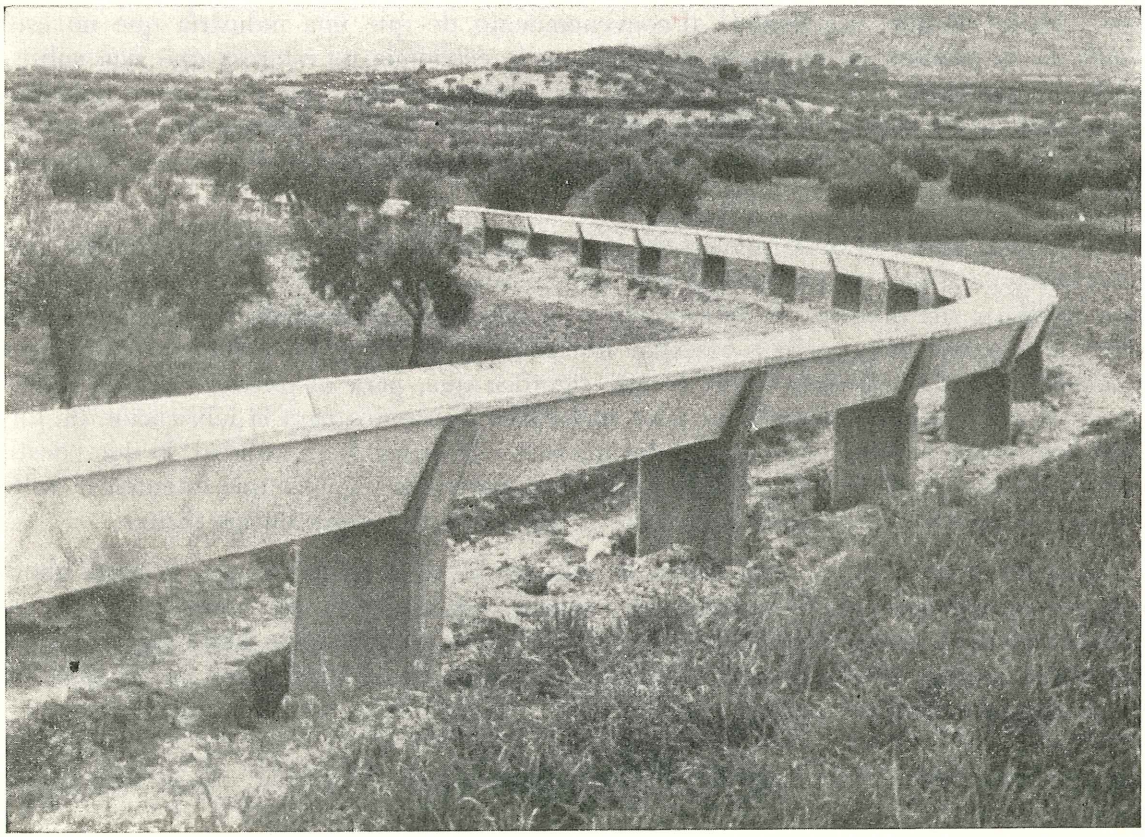
Y si hasta ahora el Sello sólo les ha proporcionado gastos y problemas, puesto que para conseguir ajustar su producción a lo que en las normas se exige han necesitado revisar y reformar sus procesos de fabricación y montar todo el tinglado de control, en un futuro inmendiato empezarán a cosechar los frutos de su esfuerzo. Falta muy poco para la concesión de los primeros Sellos, lo que significa que, para el próximo año, la industria de la construcción contará con unos materiales resistentes para la fabricación de forjados, que podrá utilizar con las mayores garantías de seguridad y calidad, lo que constituye el objetivo final de estos Sellos. Y, por otra parte, las viguetas que ostenten el Sello tendrán asegurado un mercado preferente y despejado de competencias ilícitas.

Para terminar, sólo me resta llamar la atención sobre el hecho de que, lo hasta ahora realizado en relación con las viguetas pretensadas, está previsto irlo extendiendo, en la medida que vaya siendo posible, a los demás elementos constructivos, hasta lograr que todos ellos puedan ofrecerse con análogas garantías de calidad, que es lo que todos deseamos o debemos desear.

inhor s. a.

INDUSTRIAS DEL HORMIGON

aplicaciones del hormigón pretensado



ACEQUIAS Y CANALES PARA RIEGOS

Vigas y viguetas • Cubiertas • Estructuras

Embajadores, 252 - Teléfono 239 56 00 - MADRID-5

837 - 4 - 32

forjados pretensados: problemas constructivos

F. CASSINELLO
Dr. Arquitecto

1. GENERALIDADES

De todos son conocidas las ventajas que ofrecen las soluciones constructivas de hormigón pretensado, sobre las análogas ejecutadas en hormigón armado. Tales ventajas son consecuencia de las cinco propiedades fundamentales siguientes:

1. *Posibilidades de empleo de aceros de alta resistencia.* — Gracias a ello, además de la consiguiente economía en el costo de las armaduras, se pueden soportar tensiones mayores con cuantías menores.

2. *No fisuración* de piezas en flexión o tracción, si la precompresión previa no llega a ser anulada por las solicitaciones posteriores, y posibilidad de cierre de las fisuras producidas por cargas excepcionales, en cuanto éstas cesan de actuar.

3. *Mayor rigidez,* pues a igualdad de sección con otra pieza de hormigón armado, bajo solicitaciones de flexión, al estar toda la sección comprimida en la pieza pretensada, toda el área es efectiva e interviene en el cálculo de la rigidez.

4. *Mejor absorción del esfuerzo cortante,* pues la compresión longitudinal inclina más las líneas de fisuración, existiendo más área para absorber las tracciones principales oblicuas, además de estar toda el área comprimida, por lo que τ alcanza su valor real y no el convencional del hormigón armado.

5. *Menor peso propio,* al poder reducirse el ancho de alma, como consecuencia de la ventaja anterior.

Y en el caso concreto de los forjados, el hormigón pretensado, aunque repite las mismas soluciones empleadas en hormigón armado, las mejora por las siguientes circunstancias:

1. Que al alejar el peligro de fisuración puede garantizarse mejor la durabilidal de las armaduras frente al peligro de corrosión.

2. Que al producir menores flechas, por su mayor rigidez, pueden salvarse mayores luces a igualdad de canto.

3. Que tanto la calidad del hormigón como la del acero ye están probadas, por el propio pretensado, en el momento de cortar las armaduras.

Todas estas ventajas son razones más que suficientes para justificar el enorme auge que actualmente está tomanlo el hormigón pretensado en el campo de los forjados de edificación. Por ello mismo, creemos que el tema es tan importante y de tanta actualidad, que bien merece la pena el que meditemos un poco sobre algunos de sus problemas. Para ello no tenemos más remedio que distinguir dos campos, según que se trate de viguetas resistentes o semirresistentes, ya que estos dos tipos ofrecen características bien distintas.

2. VIGUETAS RESISTENTES

Las viguetas resistentes ofrecen las ventajas siguientes:

1. Su fabricación total en taller garantiza su perfecto control y comportamiento en obra.

2. Los esfuerzos cortantes son absorbidos fácilmente, por efecto de la precompresión longitudinal y de la mayor inclinación de las líneas de fisuración (de 30° en vez de 45°). Pero esta misma circunstancia obliga a que los estribos de refuerzo del cortante en punta se extiendan, por lo menos, hasta los tres cantos (figs. 1 y 2).

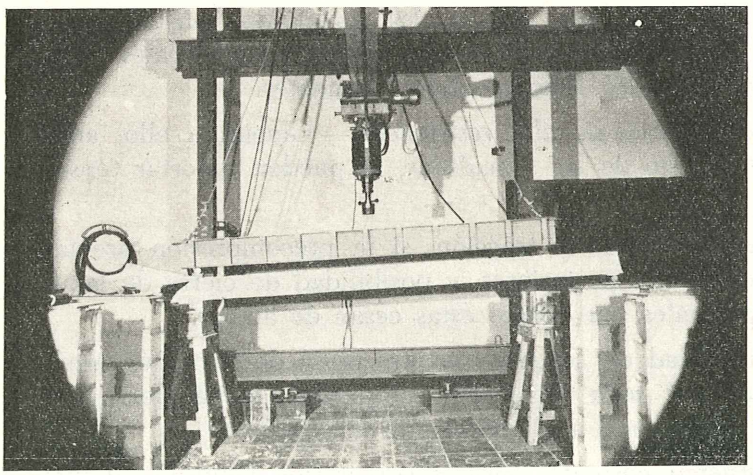


Figura 1.

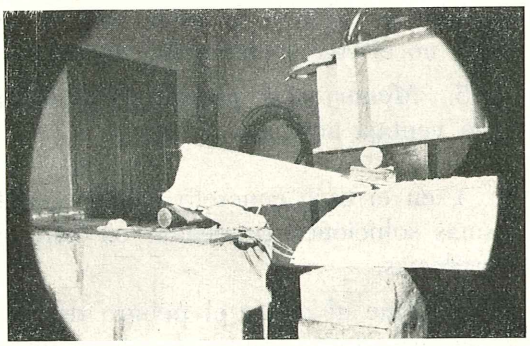


Figura 2.

3. Menor peso, al necesitar menor ancho transversal y menor área.

4. Menores flechas, por su gran rigidez.

5. Gran facilidad de montaje en obra.

Frente a estas ventajas, sus inconvenientes son los siguientes:

1. Dificultad de conseguir el "monolitismo" del forjado, ya que los 2 cm de hormigón de la capa superior que obligatoriamente hay que verter in situ es un peso muerto, eficaz frente acciones verticales, pero inútil para la absorción de acciones horizontales.

2. Dificultad de conseguir la "continuidad", ya que para ello sería preciso recurrir al empleo de armaduras pasivas incorporadas o exteriores a la propia vigueta.

3. Necesidad de longitudes de entrega, como mínimo de medio canto, en las soluciones apoyadas, que constituyen su forma más lógica de empleo, con la consiguiente amplitud de los momentos de vano, al no existir momentos de empotramiento.

4. Limitación de la capacidad resistente a compresión, al superponerse las compresiones del pretensado en las fibras superiores y las debidas a la actuación del momento.

3. VIGUETAS SEMIRRESISTENTES

Las viguetas semirresistentes de hormigón pretensado ofrecen las siguientes ventajas:

1. Gran facilidad para la obtención del "monolitismo" del forjado y, como consecuencia, gran capacidad de absorción o transmisión de acciones horizontales.

2. Gran facilidad para conseguir la "continuidad" por sus sustentaciones empotradas, con la consiguiente economía de armaduras.

3. Gran rigidez en vano, aunque menor en el empotramiento.

4. Posibilidad de dar al forjado la contraflecha deseada.

5. Facilidad de organizar los apoyos empotrados con entregas mínimas de semiviguetas.

6. Manejabilidad por su reducido peso.

Junto a estas ventajas, sus principales inconvenientes son:

1. Mayor complejidad constructiva en obra (sopandas, armaduras de momento negativo, armaduras transversales...).

2. Necesidad de tener en cuenta la influencia de los esfuerzos cortantes longitudinales, sobre todo en la línea de pegadura del hormigón prefabricado de la vigueta y el vertido in situ. Para reforazr este cosido se recurre a: armaduras de cosido en espiral o zigzag, estribos salientes, retallos, resaltos o rebajos a modo de ensambles, etc.

3. Obligatoriedad de hormigonar in situ con un hormigón resistente, bien controlado y de la resistencia característica adecuada.

4. VOLADIZOS

Tanto en el caso de emplear viguetas resistentes como semirresistentes, los voladizos constituyen soluciones difíciles, ya que las máximas compresiones se producen en las fibras más comprimidas por el pretensado. Y pese a que es un hecho probado que la plastificación del hormigón evita su rotura por aplastamiento, la realidad es que dicha

plastificación hace aumentar considerablemente la flecha en punta del forjado volado. Para evitar este efecto, no deben colocarse bovedillas junto al empotramiento en una amplitud no inferior al tercio de la luz volada, y en dicha zona, a ambos lados de la jácena, o muro en el que se empotra el forjado, debe hormigonarse todo el entrevigado.

5. CONCLUSIONES

Los forjados de viguetas pretensadas constituyen uno de los campos más idóneos para la aplicación del pretensado en la edificación. Sus ventajas son claras y sus inconvenientes muy reducidos si se saben plantear bien sus problemas. En general, el fabricante, hoy día, sabe resolver bien el tema, pero el constructor aún no ha asimilado totalmente la nueva tecnología que exigen las viguetas pretensadas. Y así suele ocurrir que el constructor, por comodidad en obra, sigue prefiriendo el empleo de viguetas resistentes, mientras que el proyectista, por claras razones de seguridad y economía, prefiere, en la mayor parte de los casos, el empleo de viguetas semirresistentes. Lo malo es elegir al azar o sin pensar, porque cada solución es capaz de ofrecer un campo idóneo de aplicación, de acuerdo con sus características particulares.

457 - 8 - 44

ensayos sobre el comportamiento de los forjados de semiviguetas de hormigón pretensado en momentos negativos

J. LAHUERTA
Prof. Dr. Arq.
Universidad de Navarra

J. IRUJO
Ing. Ind.

V. GLARIA
Per. Ind.

Pretensados Aedium, S. L., Pamplona

1. INTRODUCCION

Los forjados construidos con semiviguetas de hormigón pretensado continúan introduciéndose progresivamente en el muy competido campo de los forjados de edificación y sustituyen cada vez más a los forjados de viguetas, que se quedan relegados a edificios menores.

Ventajas de los forjados de semiviguetas son la *enlazabilidad* con los elementos sustentantes, el *monolitismo* o rigidez en su plano y la *continuidad* de trabajo de los tramos adyacentes, propiedades todas ellas que no reúnen, o sólo deficientemente, los forjados de viguetas.

Las dos primeras propiedades indicadas se exigen en la Norma MV 201-1972, muros resistentes de fábrica de ladrillo, a los forjados que se empleen en los edificios construidos con muros de fábrica de ladrillo. La posibilidad de construirse en continuidad se recomienda en dicha Norma por la economía que representa y porque reduce de modo importante la deformabilidad de los forjados, que también se limita.

La Instrucción EH-1968, proyecto y ejecución de las obras de hormigón en masa o armado, no hace referencia a los forjados de edificación, pero va a hacerla en la próxima edición, cuya publicación se espera a fin de año, ya con carácter definitivo, y contemplará también las propiedades antes indicadas.

Todos los forjados empleados en edificación requieren tener Autorización de Uso del Ministerio de la Vivienda. Para conceder esta autorización se exige justificación teórica del sistema de forjado en una Memoria Técnica y comprobación experimental en un ensayo di-

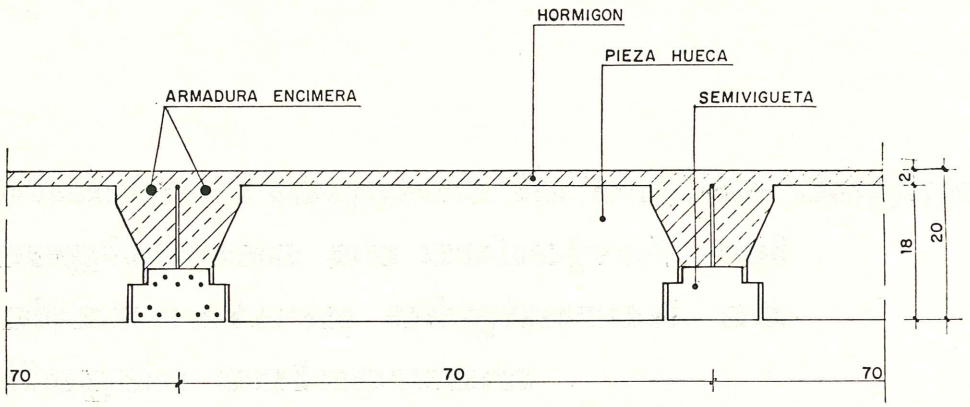


Fig. 1. — Sección del forjado Aedium 18 + 2 con semiviguetas Z-189.

rigido por el Ministerio. Así, éste ha reunido un importante número de resultados experimentales, pero que, salvo excepciones, se limitan al ensayo de un tramo de forjado con doble apoyo y, por consiguiente, bajo la actuación de sólo momentos flectores positivos.

2. EL PROBLEMA DE LOS MOMENTOS NEGATIVOS

La mayoría de los forjados de semiviguetas, por lo que se ha indicado, se construyen con tramos en continuidad, y por ello su solicitación es de momentos flectores alternativamente positivos y negativos. También se construyen voladizos, especialmente para balcones o miradores, cuyos momentos flectores son exclusivamente negativos.

Generalmente se resisten los momentos flectores negativos, disponiendo armaduras encimeras, de barras corrugadas no tesas (fig. 1), con las longitudes precisas para cubrir la gráfica, desplazada un canto útil por razón del esfuerzo cortante y con el complemento de las longitudes de anclaje (fig. 2).

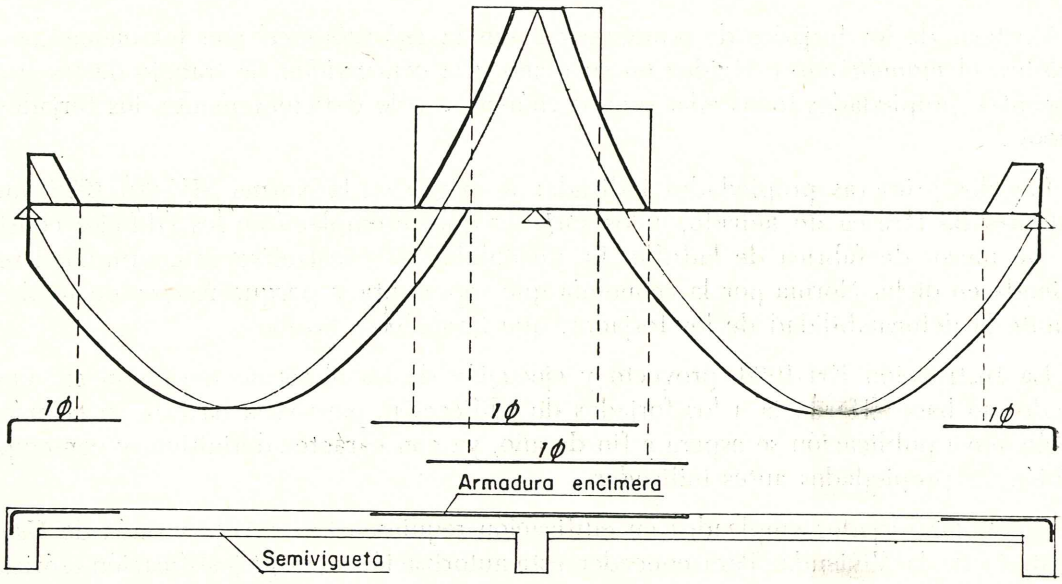


Fig. 2. — Momentos flectores y armaduras encimeras de un forjado continuo de dos tramos.

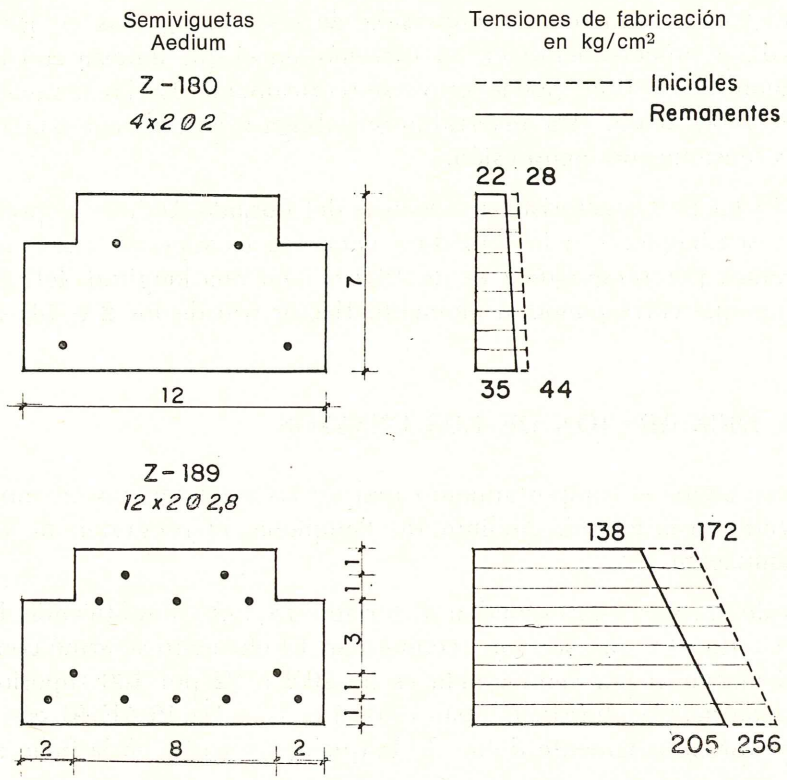


Fig. 3. — Hormigón: Resistencia característica, 400 kg/cm².

Los momentos flectores en los forjados continuos pueden calcularse en régimen elástico o considerando una redistribución por plasticidad que iguale en valor absoluto los momentos flectores positivos de los vanos con los negativos de los apoyos, sistema que suele presentar ventajas.

Las semiviguetas en las zonas de momentos flectores negativos constituyen el elemento comprimido de la sección resistente, y las tensiones de compresión que produce la flexión se superponen a las tensiones remanentes de fabricación.

Las semiviguetas de hormigón pretensado, cualquiera que sea su tipo, están constituidas por un elemento lineal de hormigón vibrado, o de piezas cerámicas y mortero, de sección rectangular, T invertida, u otra parecida, que lleva incluidas longitudinalmente armaduras pretesas ancladas por rozamiento (fig. 3).

Por economía y comodidad de manejo interesa que la sección de la semivigueta sea la mínima posible, y por eso, la altura de la semivigueta es siempre pequeña y se disponen las armaduras de modo que las tensiones de compresión que transfieren a la sección tenga una distribución uniforme o trapecial no mucho menor arriba que abajo.

Se puede conocer con suficiente exactitud la distribución de las tensiones remanentes de fabricación en la sección, que se mantienen constantes a lo largo del eje de la semivigueta, excepto en los extremos, en las zonas en que se produce el anclaje por adherencia de las armaduras pretesas. Pero la longitud de estas zonas no se conoce con precisión, y probablemente quedará además influida por la compresión correspondiente a la flexión en el trabajo conjunto. La distribución de tensiones en uno y otro caso es aún menos conocida.

Por ello, el comportamiento a compresión de las semiviguetas en las zonas de momentos negativos, y especialmente en su extremo, en el que entesta con la viga o la cadena de hormigón armado, no puede preverse teóricamente. En las semiviguetas con fuertes tensiones de fabricación, esta incertidumbre obliga a hormigonar una zona entre ellas para reducir las tensiones de compresión.

Así, en la Ficha de Características Técnicas del Forjado Aedium se prescribe este hormigonado entre semiviguetas si la armadura encimera es superior a 2 ø 14 AE 46, cuya capacidad mecánica por semivigueta es de 12,9 t, y en una longitud definida por la posición en la gráfica que corresponde al momento flector útil de los 2 ø 14 AE 46.

3. OBJETO Y DESCRIPCION DE LOS ENSAYOS

Para conocer mejor el comportamiento real de las semiviguetas en momentos negativos se ha realizado en la factoría Aedium, de Pamplona, el programa de ensayos que se describe a continuación.

Elementos de ensayo: Corresponden al forjado 18 + 2, simplificando la zona hormigonada, que se reduce a una sección rectangular. El elemento se armó con 2 ø 20 AE 46, cuya capacidad mecánica por semivigueta es de 26,2 t, 22 por 100 superior a la máxima que señala la ficha de características. Esta es de 1 ø 20 + 1 ø 16 AE 46, con capacidad mecánica 21,5 t, y aproximadamente doble de la que se prescribe en la ficha como límite sin

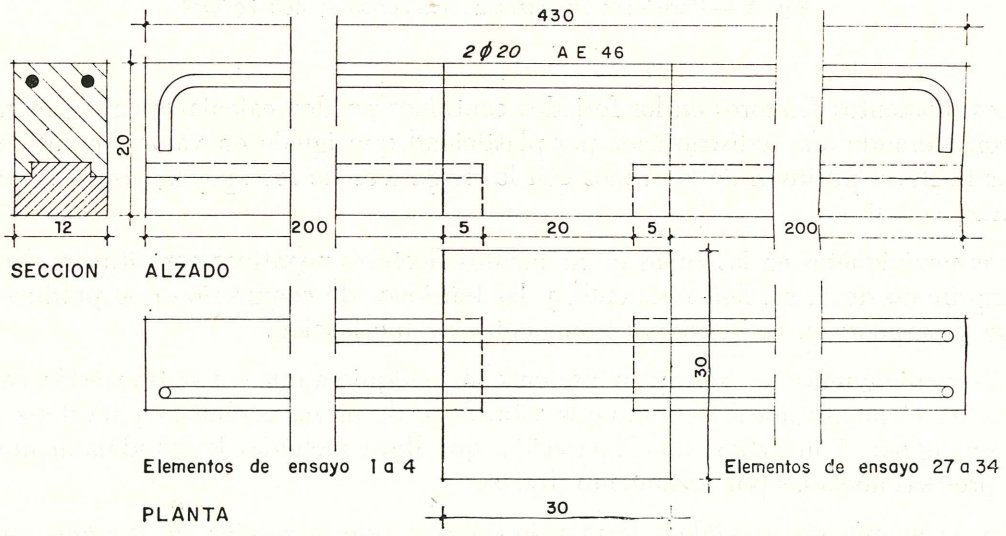


Fig. 4. — Elemento de ensayo.

hormigonado adyacente. Así se fabricaron vigas de 4,30 m de longitud (fig. 4), cada una con dos semiviguetas de longitud 2,05 m, que se unen en el centro en una cabeza hormigonada para que el conjunto sea lo más semejante posible a un doble voladizo unido en una viga de hormigón. Se fabricaron tres series, cada una de cuatro elementos.

Este elemento se ensaya invertido, con luz de 4,20 m (fig. 5) y carga en el centro, que equivale a un voladizo a cada lado con carga en punta, caso más desfavorable de los voladizos de la práctica.

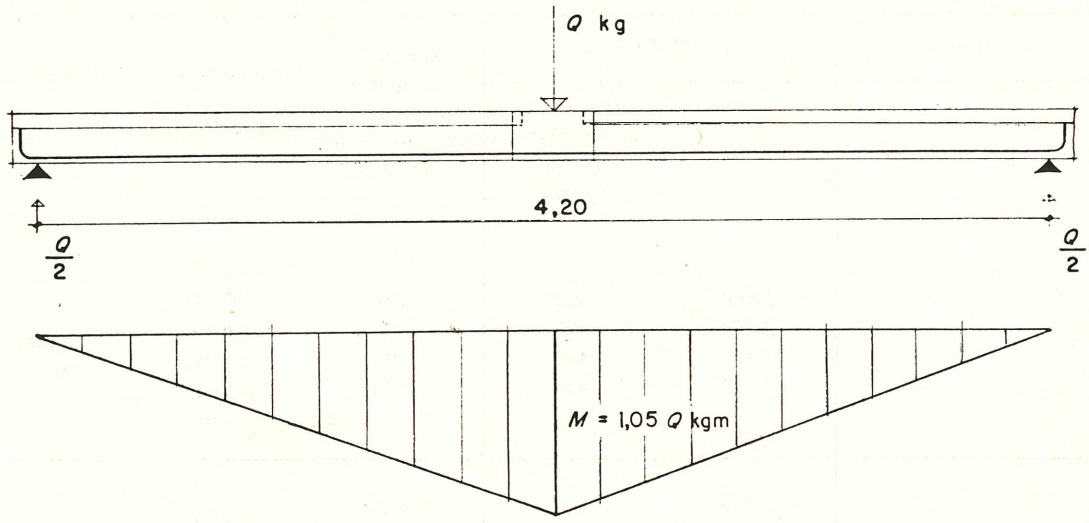


Fig. 5. — Esquema de ensayo.

El ensayo se realizó en la prensa que dispone en su factoría de Pamplona la empresa Pretensados Aedium, S. L., aumentando progresivamente la carga con escalones de 100 kg y midiendo la flecha en cada escalón.

Primera serie de ensayos.

La primera serie constada de dos elementos con semiviguetas de tipo Z-180, que tienen cuatro armaduras pretesas de 2 ø 2 mm de acero AH 144/170, el mínimo de la ficha y, por tanto, la menor tensión inicial de compresión en las semiviguetas: teóricamente, 22 kg/cm² y 35 kg/cm² en la parte superior e inferior de las semiviguetas; y otros dos del tipo Z-189, que tienen 12 armaduras pretesas de 2 ø 2,8 mm del mismo acero, el máximo de la ficha y con compresiones teóricas de 138 kg/cm² y 205 kg/cm² en una y otra zona.

De las dos barras que se colocaron de acero AE 46 ø 20 para absorber los momentos negativos, una tenía una longitud de 4,25 m, terminando en los extremos en patilla, y la otra, 2,60 m, terminando en corte recto.

Los estribos de estas semiviguetas, tal como se indica en el cuadro de la figura 6, son de ø 5,5 de acero AE 24, formando ondas cada 10 cm.

Los elementos se ensayaron a los diez días de hormigonados. La resistencia del hormigón de relleno en esta edad medida en probetas cilíndricas de ø 15 × 30 fue de 270 a 370 kg/cm², y la del hormigón de las semiviguetas a los veintiocho días fue de 430 kg/cm².

Resultados del ensayo.

En el cuadro de la figura 7 se han sintetizado los resultados, reseñando solamente las flechas medidas en mm, y para las cargas de: 1, 2, 3, 4 y 5 t, así como la carga en que se apreció la primera fisuración y la carga de rotura. A continuación se describe la forma en que rompió cada elemento.

ELEMENTO		SEMIVIGUETA		Hormigón de relleno Resistencia en la fecha del ensayo Kg/cm²	Armaduras AE 46 diámetro longitud terminación	Estribos AE 24 diámetro tipo separación
Serie	Número	Tipo	Resistencia del hormigón a 28 días Kg/cm²			
1.ª	1 2 3 4	Z-180 Z-189 Z-180 Z-189	430 430 430 430	270 270 370 370	1 ϕ 20 4,25 m patilla 1 ϕ 20 2,60 m corte	ϕ 5,5 ondas 10 cm
2.ª	27 28 29 30	Z-189 Z-189 Z-180 Z-180	440 440 440 440	405 405 405 405	2 ϕ 20 4,25 m patilla	ϕ 6 2 ramas 8 cm
3.ª	31 32 33 34	Z-189 Z-189 Z-180 Z-180	490 490 490 490	390 390 390 390	2 ϕ 20 4,25 m patilla	ϕ 6 ondas 10 cm

Fig. 6. — Elementos ensayados.

Elemento		Semivigueta tipo	Flecha en mm para carga en t de					Carga de fisuración t	Carga de rotura t
	Número		1	2	3	4	5		
1.ª	1	Z-180	7	17	30	40	—	1,8	5,0
	2	Z-189	10	21	32	42	—	1,4	4,8
	3	Z-180	9	20	31	44	—	2,2	4,6
	4	Z-189	7	18	28	37	52	1,1	5,2
2.ª	27	Z-189	8	19	31	42	—	2,0	4,8
	28	Z-189	9	20	30	41	—	2,0	4,8
	29	Z-180	6	15	25	33	43	1,8	5,4
	30	Z-180	7	17	27	36	47	1,8	5,4
3.ª	31	Z-189	5	14	21	30	38	—	5,4
	32	Z-189	5	14	22	30	39	—	5,4
	33	Z-180	8	17	25	34	46	—	5,4
	34	Z-180	6	14	22	31	40	—	5,4

Fig. 7. — Resultados de los ensayos.

Elemento núm. 1. Vigueta Z-180.

La rotura se produjo a 1,15 m de la carga junto a la terminación de la armadura corta, apareciendo grietas a 45° en el hormigón de rrelleno (fig. 8), que al aumentar llegan a la semivigueta, desprendiéndose la armadura y aplastándose al final el hormigón de la semivigueta (figs. 9 y 10), con carga de rotura de 5,0 t.

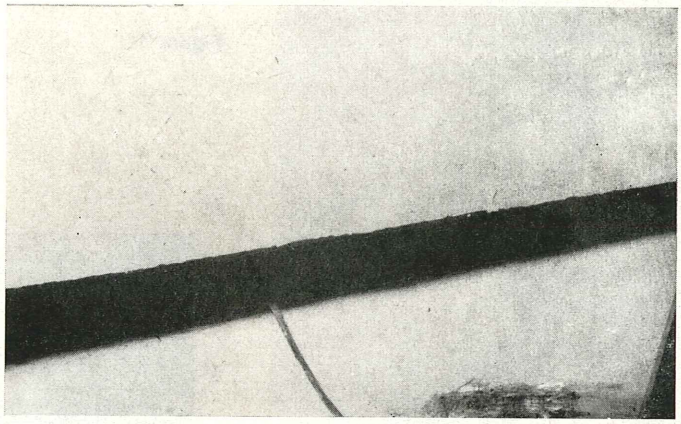


Figura 8.

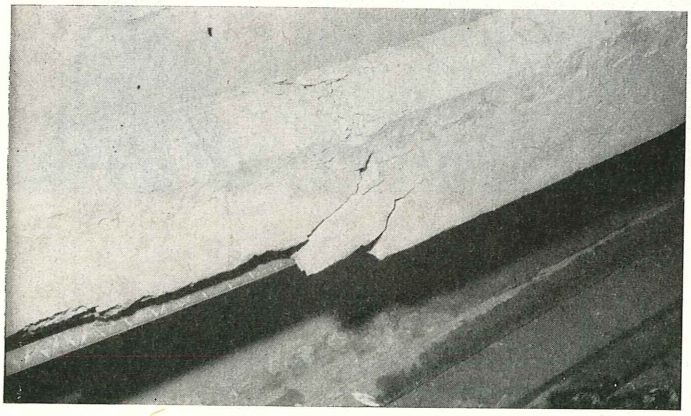


Figura 9.

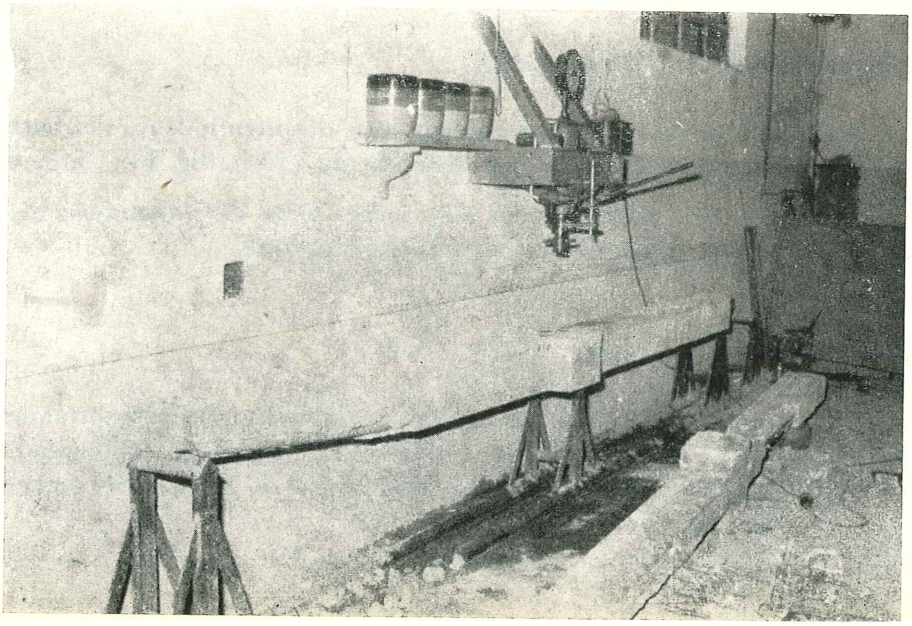


Figura 10.

Elemento núm. 2. Vigueta Z-189.

La rotura se inició de forma análoga al elemento 1, pero al aumentar la carga, se produjo una grieta sensiblemente horizontal, con aplastamiento del hormigón de la semivigueta a una distancia de 0,50 m del eje de la pieza (fig. 11). Carga de rotura 4,8 t.

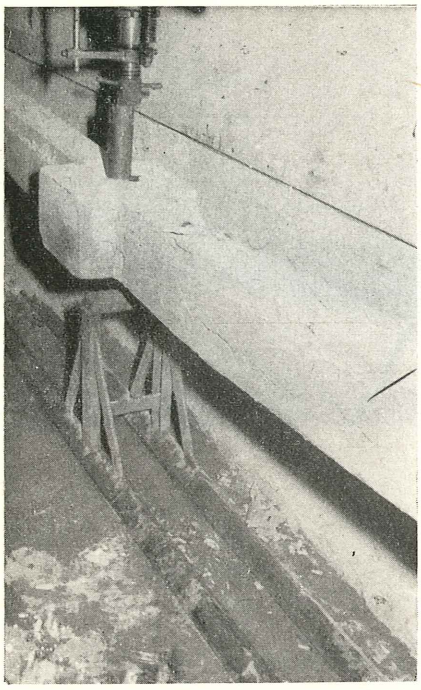
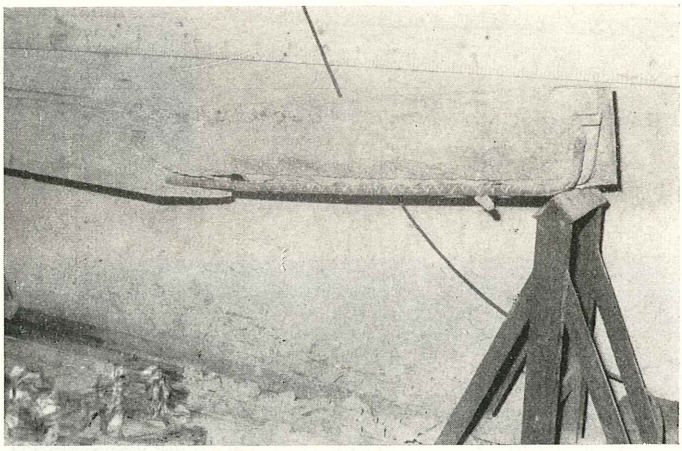


Figura 11.

Figura 12.



Elemento núm. 3. Vigueta Z-180.

Se rompe la viga en la misma forma que en el elemento 1, con desprendimiento del hormigón de la armadura de AE 46 ø 20 a partir de una distancia de 1,05 m del eje de la pieza (fig. 12). Carga de rotura 4,6 t.

Elemento núm. 4. Vigueta Z-189.

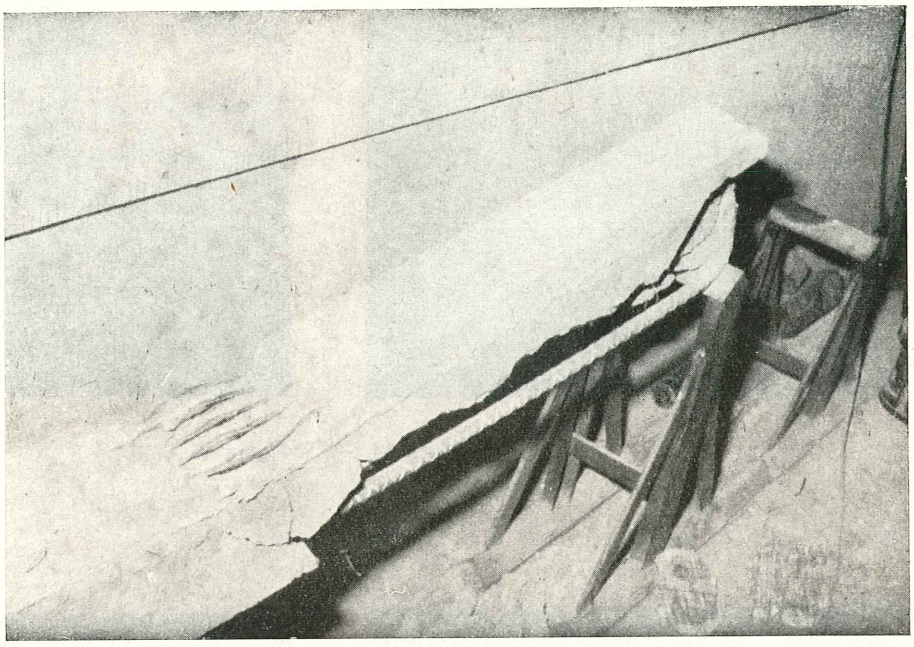
Se rompe la viga de forma análoga, con desprendimiento del hormigón de la armadura de AE 46 ø 20, a partir de una distancia de 1,25 m (fig. 13). Carga de rotura 5,2 t.

La forma de rotura en todas ellas indica falta de adherencia de la armadura corta, unida quizá a un agotamiento por esfuerzo cortante.

Segunda serie de ensayos.

Puesto que el objeto de los ensayos era investigar el comportamiento a compresión de las semiviguetas, y en los ensayos anteriores se apreció que la longitud de la barra corta parecía insuficiente, y que podían tener deficiencia de estribos se procedió a preparar otros

Figura 13.



4 elementos, dos del tipo Z-180 y otros dos del Z-189, en los que las dos armaduras de AE 46 ø 20, son de la misma longitud de las viguetas enyesadas y las terminaciones en patilla, empleando estribos de dos ramas de ø 6 mm de acero AE 24, separados cada 8 cm.

Los elementos se ensayaron a los treinta y seis días de hormigonados. La resistencia del hormigón fue: 440 kg/cm^2 en las semiviguetas y 405 kg/cm^2 en el hormigón de relleno (véase cuadro de la figura 6, serie 2.ª).

En el cuadro de la figura 7, serie 2.ª, pueden verse los resultados de flechas y cargas de fisuración y rotura. La forma de rotura fue, en todas, por fisuración del hormigón de relleno junto a la carga y aplastamiento del hormigón de la semivigueta.

Elemento núm. 27. Vigueta Z-189.	Carga de rotura 4,8 t.
Elemento núm. 28. Vigueta Z-189.	Carga de rotura 4,8 t.
Elemento núm. 29. Vigueta Z-180.	Carga de rotura 5,4 t.
Elemento núm. 30. Vigueta Z-180.	Carga de rotura 5,4 t.

A pesar de que la forma de rotura de los elementos de esta segunda serie fue muy diferente que las de la primera, las cargas de rotura sólo fueron muy ligeramente superiores.

Tercera serie de ensayos.

Para ratificar los resultados de los ensayos anteriores se procede a una tercera serie de pruebas, preparando otros 4 elementos: dos del tipo Z-180 y dos del Z-189.

En esta tercera serie las armaduras de AE 46 ø 20, son de la misma longitud que las viguetas de ensayo con anclajes por patilla, empleándose estribos de acero AE 24 ø 6 mm, formando ondas cada 10 cm.

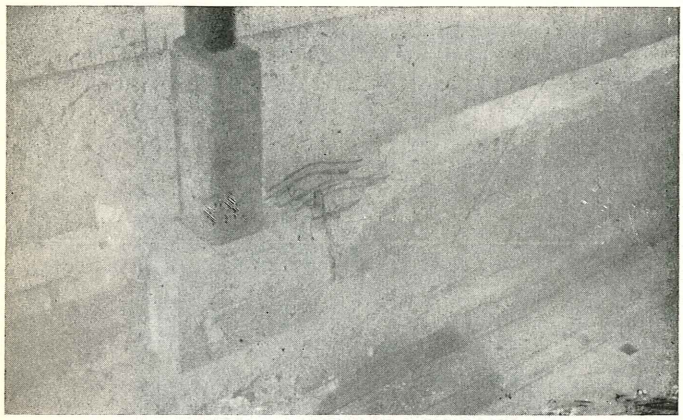


Figura 14.

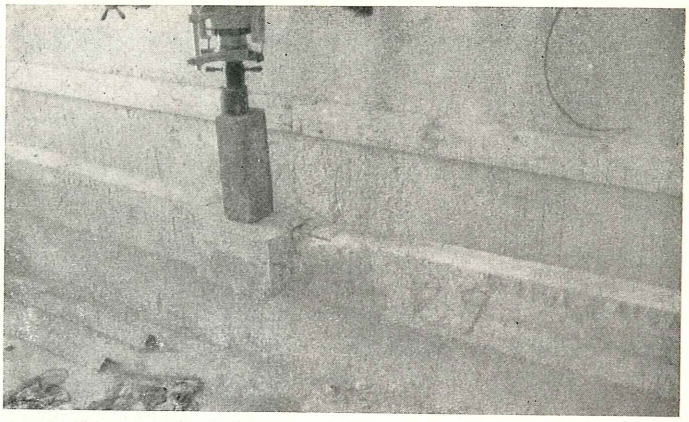


Figura 15.

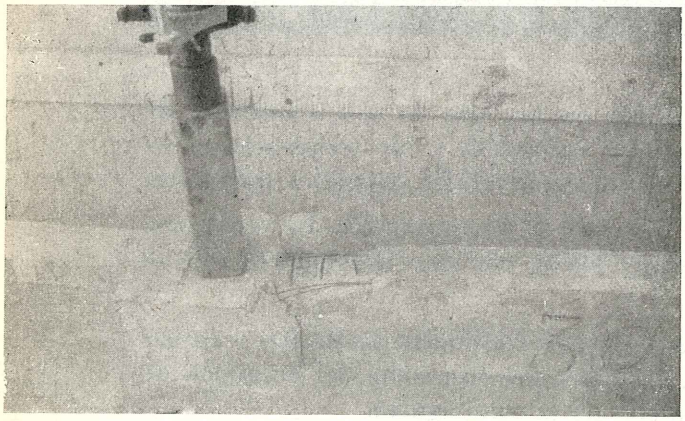


Figura 16.

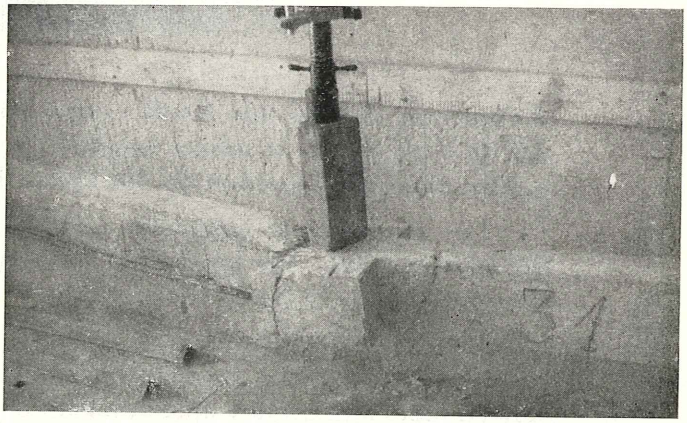


Figura 17.

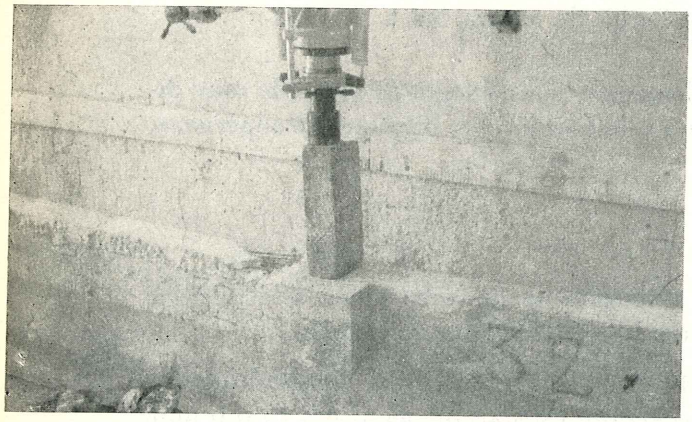


Figura 18.



Figura 19.

Los elementos se ensayaron a los treinta y tres días de hormigonados. La resistencia del hormigón fue: 490 kg/cm² en las semiviguetas y 390 kg/cm² en el hormigón de relleno (véase cuadro de la figura 6, serie 3.ª).

En el cuadro de la figura 7, serie 3.ª, pueden verse, asimismo, los resultados obtenidos de flechas y cargas de rotura.

La forma de rotura de todos los elementos de esta tercera serie fue igual que los de la segunda.

Elemento núm. 31. Vigueta Z-189. Carga de rotura 5,4 t.

Elemento núm. 32. Vigueta Z-189 Carga de rotura 5,4 t.

Elemento núm. 33. Vigueta Z-180. Carga de rotura 5,4 t.

Elemento núm. 34. Vigueta Z-180. Carga de rotura 5,4 t.

En las figuras 14, 15, 16, 17, 18 y 19 pueden apreciarse la forma en que rompieron las viguetas de la 2.ª y 3.ª series.

4. TENSIONES EN EL AGOTAMIENTO

Las tensiones producidas en el hormigón de las semiviguetas y en las armaduras de acero REA-46, al llegar al agotamiento a flexión de los elementos de ensayo podemos evaluarlos con las cargas de rotura mínima y máxima medidas en los ensayos.

Podemos admitir que en el hormigón se produce una tensión uniforme en una profundidad de 5 cm, correspondiente a la zona de la semivigueta de anchura de 12 cm, con lo que el brazo de palanca resultará ser de:

$$z = 20 - 2 - 2{,}5 = 15{,}5 \text{ cm}$$

Las tensiones calculadas con la carga de rotura mínima $Q = 4{,}6$ t serán:

Hormigón:

$$\sigma_b = \frac{4.600 \times 1{,}05}{0{,}155 \times 12 \times 5} = 520 \text{ kg/cm}^2.$$

Armadura:

$$\sigma_a = \frac{4.600 \times 1{,}05}{0{,}155 \times 6{,}28} = 5.000 \text{ kg/cm}^2,$$

y con la carga de rotura de 5,4 t serán:

Hormigón:

$$\sigma_b = \frac{5.400 \times 1{,}05}{0{,}155 \times 12 \times 5} = 600 \text{ kg/cm}^2.$$

Armadura:

$$\sigma_a = \frac{5.400 \times 1{,}05}{0{,}155 \times 6{,}28} = 5.800 \text{ kg/cm}^2.$$

En uno y otro caso se obtienen en las armaduras tensiones sensiblemente superiores al límite elástico del acero de 4.600 kg/cm², lo que indica que se llegó a la zona plástica del acero.

En el hormigón de las semiviguetas se ha superado en ambos casos la resistencia medida en los ensayos a compresión del hormigón.

5. CONCLUSIONES

Del resultado de estos ensayos pueden deducirse las siguientes conclusiones:

1.ª En todos los casos ensayados, el hormigón de las semiviguetas rompió por aplastamiento a compresión, con tensiones algo superiores a la resistencia medida en los ensayos de compresión, lo que indica que no han mermado resistencia las tensiones remanentes de fabricación de las semiviguetas.

2.ª Este hecho puede haberse producido por dos razones, actuando separada o simultáneamente:

— En los extremos de las semiviguetas las tensiones remanentes son evidentemente nulas, y la distribución de estas tensiones, hasta alcanzar los valores calculados, se produce en una zona suficientemente larga para que no influyan en la rotura.

— Las deformaciones del hormigón y simultáneamente las de las armaduras pretesas son tales, que producen una reducción sustancial en las tensiones iniciales.

3.ª Que como consecuencia de todo ello, las semiviguetas comprimidas en la zona de los momentos negativos máximos, pueden calcularse a compresión sin descontar de su resistencia el efecto de las tensiones remanentes.

4.ª Que aun en el caso de los elementos de la primera serie, una de cuyas armaduras tenía una insuficiente longitud de anclaje, se ha producido el agotamiento del hormigón de las semiviguetas de forma análoga al de los elementos de la serie segunda y tercera, en que el anclaje de estas armaduras fue superabundante.

591 - 5 - 19

soluciones del forjado Rubiera Stalton

G. LOZANO

El forjado Stalton, como la mayoría de los forjados semirresistentes, está compuesto de viguetas, en este caso de cerámica pretensada, bovedillas, hormigón en relleno de senos y en capa de compresión y armadura de momentos negativos.

Bajo este aspecto, y prescindiendo de las ventajas que pueda ofrecer la cerámica pretensada, es un forjado más, un miembro más de la familia numerosa de los forjados.

Y ya que lo hemos catalogado dentro de una familia, podríamos decir que por sus años es uno de los abuelos de la familia.

Nacido en Zurich, fruto de la unión de la Oficina BBR y del EMPA (Laboratorio Federal del Ensayo de Materiales), centro análogo a nuestro Instituto Eduardo Torroja; Stalton se extendió por el mundo. Hoy día se fabrica en unas 60 instalaciones de 23 países, con una producción superior a los 30 millones de metros cuadrados por año. Es decir, que diariamente se construyen en nuestro planeta más de 1.000 viviendas con forjado Stalton.

Por tradición familiar y siguiendo el ejemplo de sus mayores, Stalton creció rodeado de técnicos. Refiriéndonos, por ejemplo, a nuestro país, puedo decirles que en la plantilla de los concesionarios españoles de Stalton figuran 15 ingenieros de Grado Superior. Y concretamente en el grupo Rubiera somos 11 técnicos de Grado Superior y 35 de Grado Medio.

Fruto de esta técnica y de la expansión por el mundo adaptándose a tradiciones constructivas tan diversas, a formas y mentalidades de diferentes países son una larga serie de soluciones Stalton.

Varias de estas soluciones asimiladas por la firma Rubiera, otras originales nuestras y algunas realizaciones, constituyen el tema de esta comunicación.

Por llevar un cierto orden en la exposición de dichas soluciones y realizaciones vamos a presentarlas como consecuencia de las características del Stalton.

1. VERSATILIDAD

Una de las características del forjado Stalton es la versatilidad.

Existen tres tipos de viguetas (de 15, 12 y 10 cm de anchura), cada una con ocho armados diferentes. Combinándolas adecuadamente con bovedillas de diversos cantos y

varias separaciones entre ejes, se dispone de espesores desde 10 a 50 cm, de centímetro en centímetro, y más de 3.600 tipos diferentes de forjados.

Fruto de esta versatilidad es el conseguir con la misma clase de viguetas soluciones tales como pontones Stalton, forjados de sección variable y forjados de grandes luces y sobrecargas.

1.1. Pontones Rubiera Stalton.

1.1.1. Descripción. — El pontón Rubiera-Stalton es una losa aligerada de hormigón (ver sección AA de la figura 1), armada con tablones Stalton que hacen las veces de encofrado y armadura.

Con el fin de conseguir de esta losa una gran colaboración transversal, y así poder ir a factores de mayoración bajos, se han utilizado capas de compresión elevadas (con valores que oscilan entre 15 y 25 cm), así como nervios transversales obtenidos con las conocidas piezas U Rubiera (ver sección BB).

La losa va cosida en sus extremos por zunchos, que apoyan sobre los estribos (ver sección CC).

La disposición de armaduras y piezas pueden verse en la planta de las figuras 1 y 2.

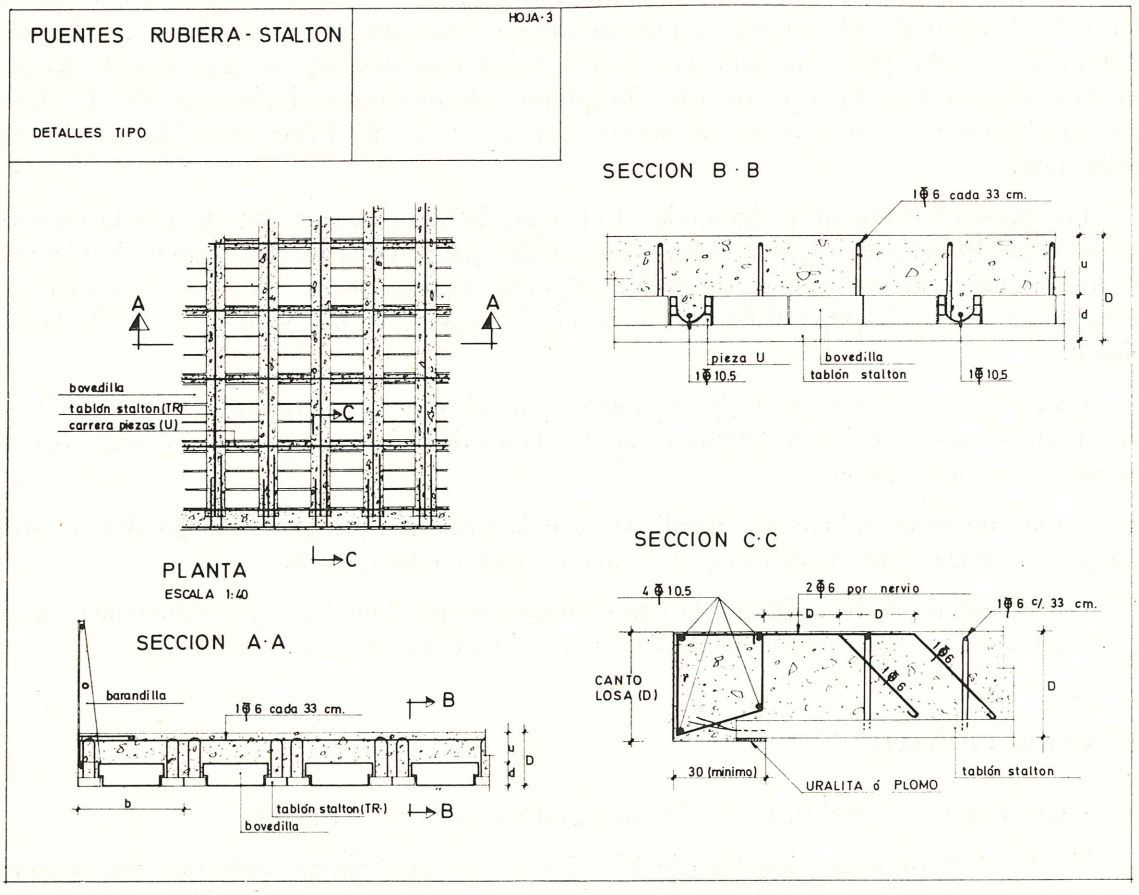


Figura 1.

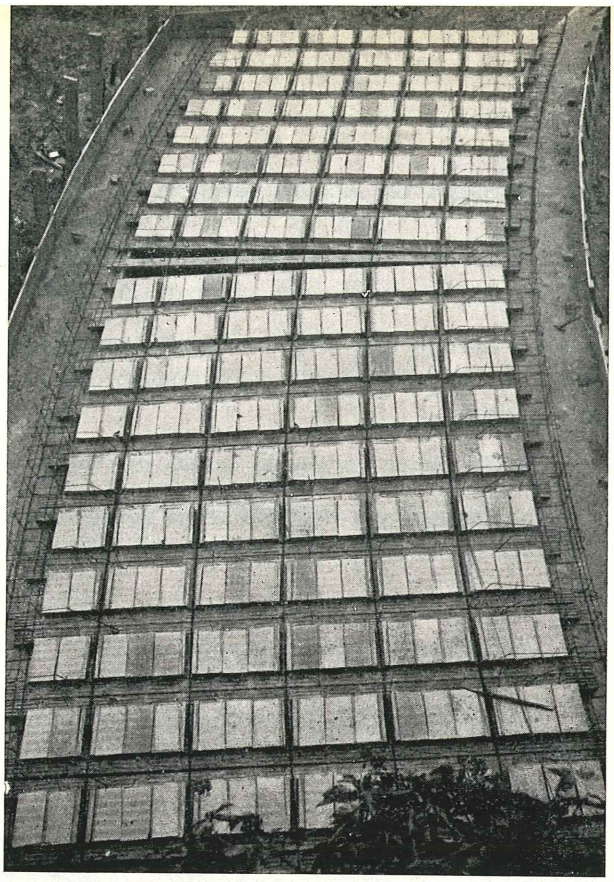


Figura 2.

En todos los casos se han dispuesto dos o más tablones juntos, con el fin de poder ejecutar la construcción sin apeos en determinados casos, tales como ríos, pasos superiores con tráfico por abajo, etc. Para ello se prefabrican nervios autoportantes formados por los tablones y parte del hormigón, sobre los que se colocan las bovedillas y el hormigón restante.

1.1.2. Tipos de pontones. — Se ha estudiado una serie normalizada de pontones desde 5 hasta 10 m de luz, de metro en metro, con tres tipos de cargas: tipo A, para pasarelas de personas; tipo B, para paso de automóviles, y tipo C, para puentes carreteros.

Las cargas consideradas han sido para los tipos A y B 300 y 400 kg/m^2, respectivamente, de acuerdo con la norma M.V. 101, 1962. Para los puentes de tipo C las correspondientes a los trenes tipo 1 y 2 de Obras Públicas.

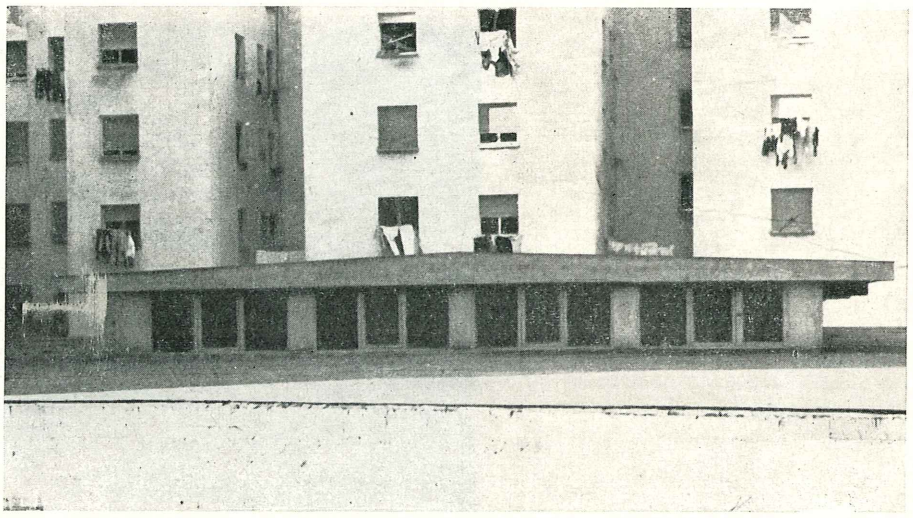


Figura 3.

1.2. Forjados de sección variable.

Utilizando convenientemente diversos tipos de bovedillas se pueden conseguir forjados de canto variable, con el diagrama de momentos.

La ventaja que ofrece el canto variable son el aumento de momento resistente, la disminución de peso propio, economía en los materiales y el dejar formadas las aguadas de la cubierta.

Están indicados en la cubrición de naves de hasta 14 ó 15 m de luz.

La figura 3 corresponde a un garaje situado en un patio de manzana con 14 m de luz, proyecto de los arquitectos Sres. Alvarez Sala y Roibas.

1.3. Forjados de grandes luces.

Con el forjado Rubiera-Stalton se pueden alcanzar luces superiores a los 14 m. La mayor alcanzada corresponde a un Instituto en Santa María del Páramo, con 12,40 m.

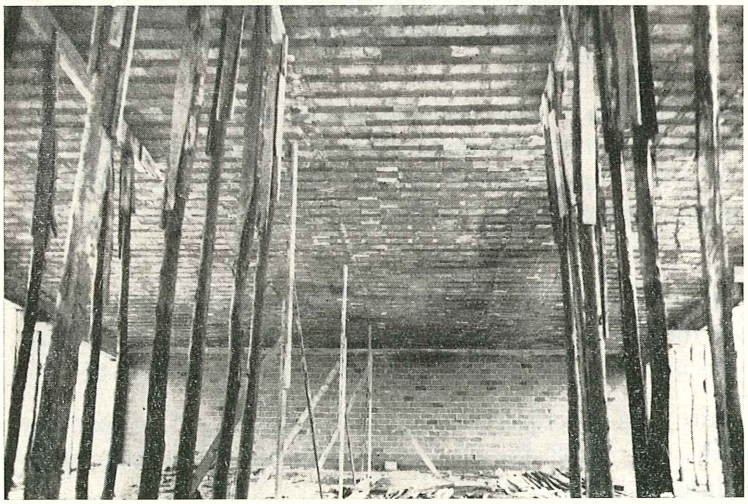


Figura 4.

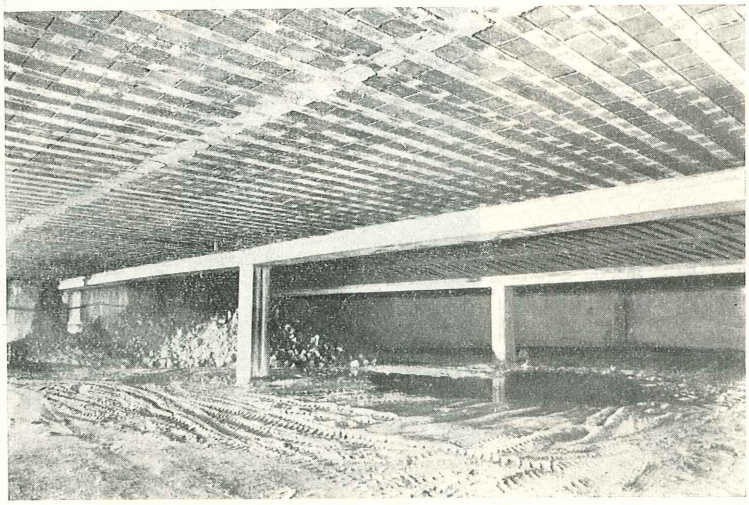


Figura 5.

La figura 4 corresponde a la cubierta del Salón de Actos del Sanatorio Siquiátrico de Oviedo, proyecto del Arquitecto Sr. Fernández Cuevas, con 12 m de luz.

En el aparcamiento del Hotel Reconquista, de Oviedo, proyecto de los Sres. Sáenz de Vicuña y Fernández Cuevas, combinando las grandes posibilidades de Stalton, con vigas Preflex, en lo que a luces se refiere, se cubrieron 1.000 m^2 con sólo dos soportes (ver figura 5).

1.4. Forjados de fuertes sobrecargas.

También se pueden conseguir elevadas sobrecargas. La mayor conseguida fue de 5.000 kg/m^2, y corresponde a un almacén de terrazo, proyecto del Arquitecto Sr. Martínez Gemar.

2. ALTURA DE VIGUETA, 6 CM

Otra de las características del Stalton es que la altura de su vigueta es de sólo 6 cm. De aquí el nombre de tablón Stalton que recibe la vigueta. Producto de esta escasa altura son las soluciones de armaduras transversales, nervios de atado, nervios reforzados y forjado Stalton V.O.

2.1. Armaduras transversales.

Los forjados unidireccionales llevan, como indica su nombre, la armadura en una sola dirección. Frente a solicitaciones actuando en la otra dirección, el forjado no tiene armadura alguna. De aquí las fisuras que aparecen en los forjados en dirección paralela a sus nervios debidas a dilataciones.

La norma M.V. 101 aconseja la disposición de juntas de dilatación cada 40 m, aproximadamente, reduciendo esta distancia a 30 m si los pilares son de rigidez grande o aumentándola a 50 m si los soportes son de rigidez pequeña.

Estas distancias, que como es lógiro son las adecuadas en estructuras, pueden ser elevadas para elementos tales como forjados que no dispongan de armaduras en esa dirección.

Puedo citarles el ejemplo de un colegio con forjados de 10 m de luz en aulas, y en el que existía un pórtico intermedio en algunas zonas, quedando por consiguiente dos crujías de 5 m de luz. Se dispusieron dos nervios transversales en los forjados de 10 m y no se consideró necesario incluirlo en los forjados de 5 m.

Debido a la gran superficie de la obra, entre la construcción de una planta y la siguiente transcurrió un mes de diferencia. Concretamente el mes de agosto. Pues bien, en los forjados de 10 m no se observó anomalía alguna, mientras que en los de 5 m aparecieron fisuras en la capa de compresión paralelas a la dirección de los forjados y que desaparecían a poca distancia del encastre de las vigas. La distancia entre fisuras era de 15 m, aproximadamente. Estaba claro que estas fisuras eran debidas a la dilatación, y que no aparecieron en los forjados de 10 m por la existencia de los dos nervios transversales.

Posteriormente, en otros casos he tenido ocasión de comprobar que la separación de fisuras está próxima a los 15 m.

Son fisuras de poca importancia, pero que conviene evitar, y como no sería lógico disponer juntas de dilatación cada 15 m, lo más conveniente es disponer nervios transversales en crujías de más de 12 m de luz.

Estos nervios son recomendados por los técnicos, sin embargo, como mucho, el constructor accede a situar un redondo en la capa de compresión, ya que para construir el nervio debe encofrar, y se le introduce hormigón por los huecos de las bovedillas.

Para evitar estos inconvenientes disponemos de una pieza U, que, apoyando en las viguetas, sirve de encofrado perdido al nervio transversal, impidiendo la entrada de hormigón en los huecos de las bovedillas adyacentes (fig. 6).

Este nervio transversal hace también funciones de reparto.

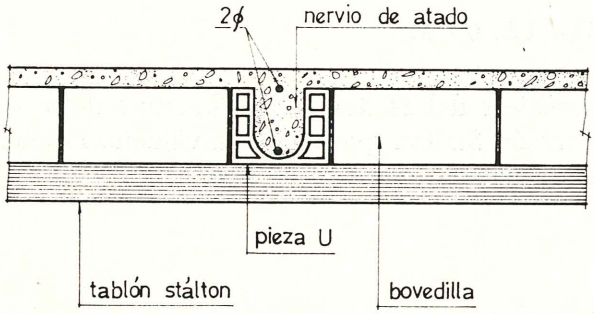


Figura 6.

2.2. Nervios de atado.

El atado entre pórticos paralelos, y con objeto de evitar el encofrado del mismo, lo solucionamos disponiendo bovedillas rebajadas, y sobre ellas las armaduras del nervio, como puede verse en la figura 7.

2.3. Nervios reforzados.

Bajo cargas concentradas, tales como muros de ático retranqueados en la dirección del forjado, disponemos de nervios de refuerzo construidos con el mismo forjado; se evi-

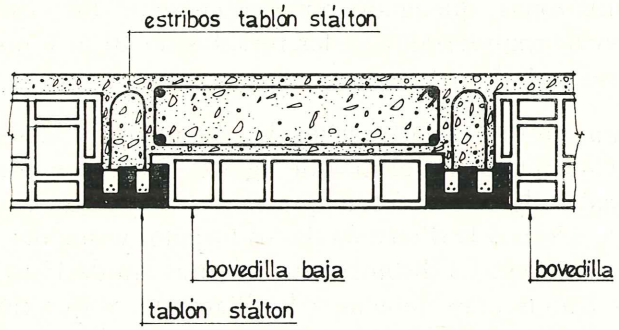


Figura 7.

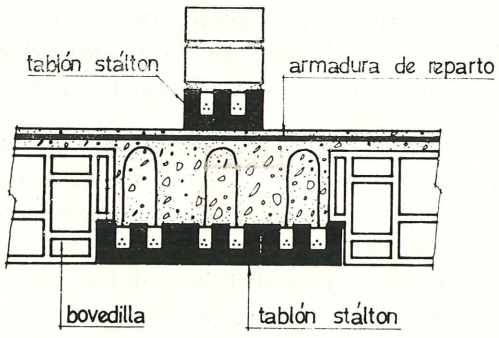


Figura 8.

tan así flechas diferentes y condensaciones como ocurriría en el caso de disponer, por ejemplo, una viga de hormigón (fig. 8).

Observen que el muro construido encima del nervio se inicia con una vigueta Stalton. Corresponde a un tabique armado, del que hablaremos más adelante.

2.4. Forjado Stalton V.O.

La utilización de la pieza U ya vista, intercalándola entre las bovedillas, permite conseguir forjados armados en dos direcciones, sin necesidad de encofrado.

Una de las posibilidades de empleo es el recibir, como en este caso de la figura 9, los empujes de pantallas y transmitirlos a las opuestas. Corresponde al edificio "18 de Julio", de Gijón, proyecto de los Sres. Gemar y Alvarez Sala.

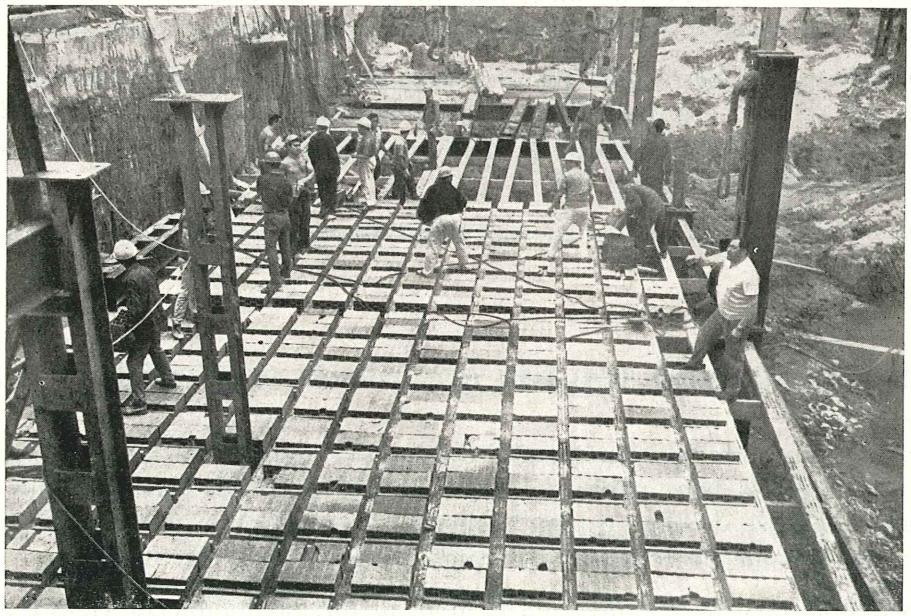


Figura 9.

Otra de las posibilidades es el conseguir techos de vigas ocultas, como es el caso del forjado Stalton V.O.

El sistema Stalton V.O. no es más que una losa con armadura cruzada del tipo Marcus, que apoya sobre vigas de borde planas, obteniendo una estructura doblemente aporticada.

El cálculo de la losa se realiza de acuerdo con la citada teoría de Marcus, en función de la relación de luces y de las rigideces de los nervios.

Las cargas se transmiten a dos series de pórticos, que pueden calcularse por cada uno de los métodos admitidos.

Vemos, pues, que su cálculo es tradicional.

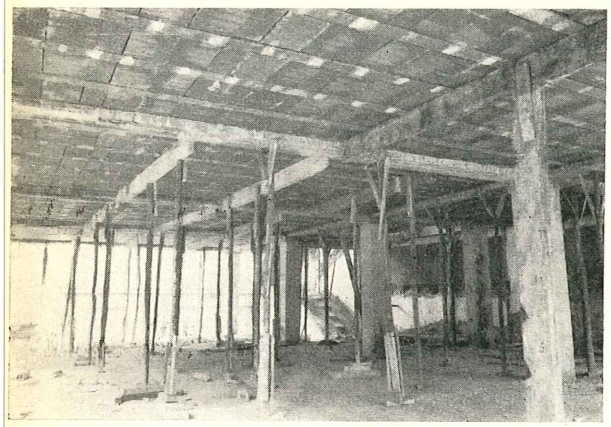


Figura 10.

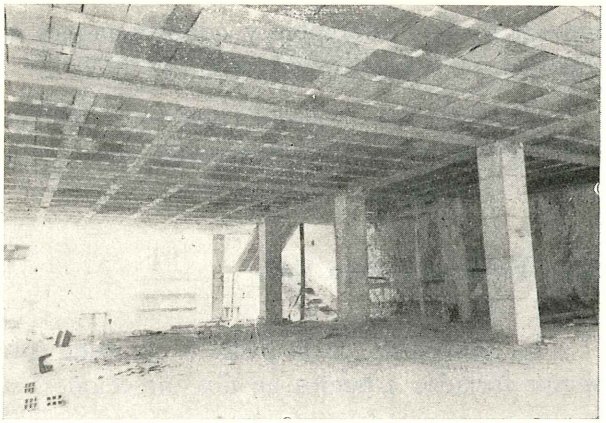


Figura 11.

Su construcción es también tradicional, ya que se reduce a la colocación de viguetas y bovedillas y a la construcción de nervios in situ y vigas de hormigón armado.

Su encofrado es aún más simple que el correspondiente a las estructuras de hormigón armado, ya que se reduce a dos tablones de fondo por viga, eliminándose balderas laterales y prácticamente todo el trabajo de sierra y clavazón. Es por esto que la madera apenas sufre depreciación alguna (fig. 10).

El sistema Stalton V.O. ofrece además todas ventajas comunes a los techos sin vigas (figura 11).

3. UNION DEL FORJADO STALTON CON DIFERENTES TIPOS DE VIGAS

La característica principal de la unión del forjado Stalton con la mayor parte de las vigas estriba en que la poca altura del tablón y una bovedilla baja permiten construir sin encofrado la cabeza de una viga en T, eligiendo como espesor de dicha cabeza el suficiente para que la zona de compresiones caiga dentro de aquélla.

En las figuras 12 y 13 se representa la unión de forjado Stalton con vigas Rubiera T-10 y vigas Preflex.

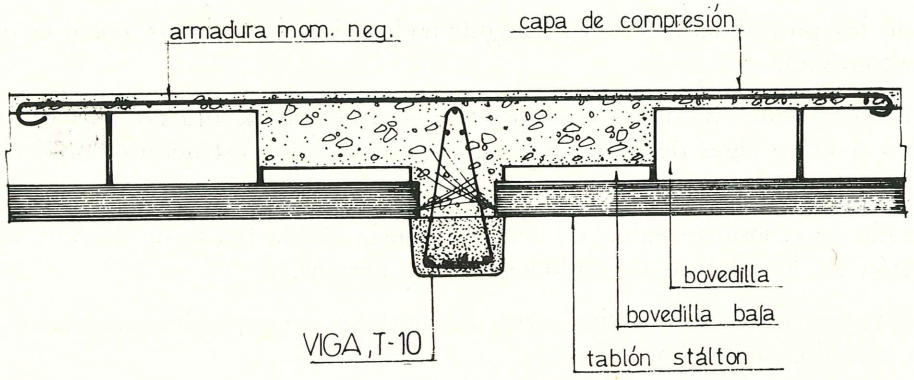


Figura 12.

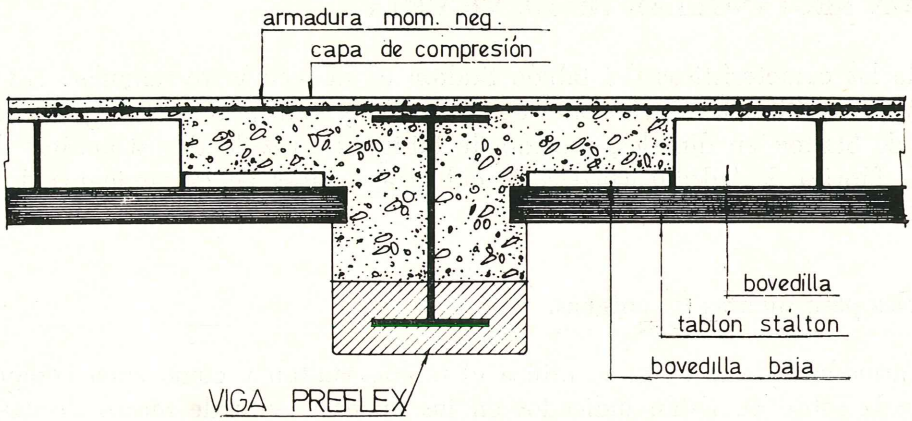


Figura 13.

El apoyo del forjado Stalton sobre estructura metálica puede realizarse bien sobre el ala superior a nivel intermedio y sobre el ala inferior (fig. 14).

En el primer caso, el forjado queda sin unión alguna con la estructura metálica, y aunque disponga de armadura de momentos negativos y cumpla las condiciones de monolitismo y continuidad, queda sin verificarse la de enlazabilidad.

En los siguientes casos, por el contrario, el forjado queda ligado a la estructura con las ventajas que ello implica, y a la vez que el perfil queda protegido a efectos de corrosión, se consigue aumentar la rigidez del perfil disminuyendo las flechas.

La última solución sólo es posible en el caso de forjados de mayor canto que las vigas. Es decir, en el caso de forjados largos y vigas cortas.

La Escuela de Peritos Agrícolas de León, modulada con vigas de 3,60 y forjados de 2 ó 3 módulos, es decir, 7,20 y 10,80 fue resuelta de esta forma, consiguiéndose, como decía, protección completa de las armaduras, gran rigidez de vigas y un techo plano.

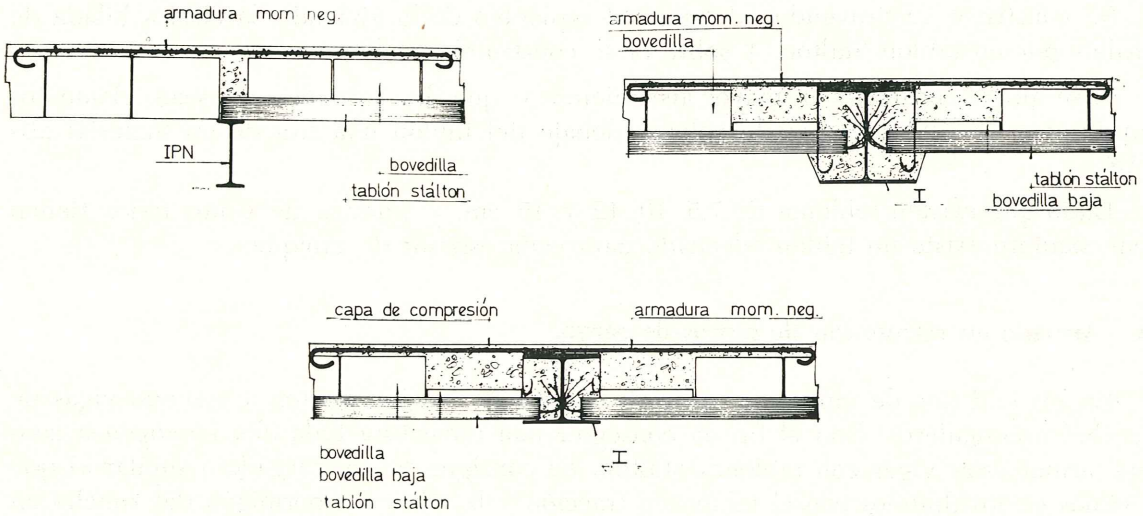


Figura 14.

4. SECCION RECTANGULAR DE LA VIGUETA

Otra de las características del tablón Stalton es su sección rectangular. Esta propiedad, además de facilitar las operaciones de elevación y transporte, da lugar a soluciones de empleo de Stalton en dinteles, armado de tabiques, armado de estructuras de muros de carga de fábrica de ladrillo, correas de cubierta, estacas en cerramientos de fincas y fruticultura.

4.1. Dinteles para puertas y ventanas.

Como armadura de tracción se utiliza el tablón Stalton y como zona comprimida la fábrica situada sobre él. Están indicados en los huecos, tanto de muros de carga como en tabiques.

Frente a otro tipo de cargaderos de hormigón, por ejemplo, ofrecen la ventaja de que todo el muro queda construido con material cerámico, homogéneo por tanto, eliminándose la posible fisuración de retracción, condensaciones, etc.

4.2. Armado de tabiques.

En los últimos años hemos pasado de los forjados de 4 a 5 m de luz a los de 7, 8 o más metros. Y siendo las flechas admisibles función de la luz, hemos pasado de flechas de pocos milímetros a flechas del orden del centímetro o superiores. Para un forjado de 8 m de luz, por ejemplo, si admitimos como flecha 1/1000, transmitimos al tabique situado sobre él, una deformación de 8 mm. Pero si la flecha es de 1/500 la deformación será de 1,6 cm. Tanto con los 8 mm como con los 16 mm, el tabique se nos agrietará, máxime si seguimos con la mala costumbre de tabicar de abajo arriba.

Para evitar esta rotura de los tabiques hemos propuesto el armado de los mismos. Esta operación, costosa y difícil con otros medios, simplifica y facilita incluso la construcción armando el tabique con un tablón Stalton en su parte inferior. Al flexar el forjado el tabique se comporta como una viga de gran canto sin deformación aparente alguna.

Se construye sustituyendo, al hacer el replanteo de la vivienda, la clásica hilada de ladrillos por un tablón Stalton. Y sobre él se construirá el tabique.

Si se quiere conseguir un mayor aislamiento y que los tabiques no sean elementos transmisores de ruidos, se puede colocar debajo del tablón una tira de un material aislante.

Dado que existen tablones de 7,5, 10, 12 y 15 cm, y puestos de canto todos tienen 6 cm, siempre existe un tablón adecuado para cada espesor de tabique.

4.3. Armado en estructuras de muros de carga.

En los edificios de muros de carga de fábrica de ladrillo existen a menudo vigas de poca luz o cargaderos. Con el fin de conseguir una estructura toda ella homogénea conviene armar estas vigas con tablones Stalton. Se consigue así un cargadero similar al que ya vimos en los dinteles con el tablón en tracción y la fábrica u hormigón del zuncho en compresión.

4.4. Armado de vigas.

La sección rectangular del tablón, actuando también como encofrado, facilita el fundido de elementos ligeros prefabricados.

En la figura 15 pueden ver una nave agrícola construida con elementos prefabricados Stalton, tanto en vigas como en pilares y correas.

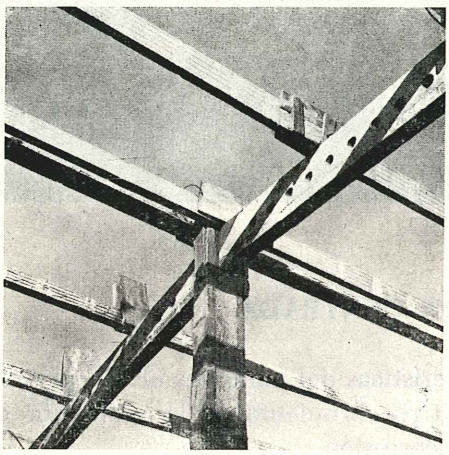


Figura 15.

4.5. Correas Rubiera Stalton.

La sección rectangular del tablón facilita su utilización como correas en cubiertas realizadas con fibrocemento. Para ello el tablón se arma excéntricamente a fin de precomprimir su zona inferior.

Las ventajas con respesto a las correas metálicas son claras, tanto en costo como en conservación.

Por ser cerámicas irán bien para ser empotradas en los muros piñones.

En la figura 15 pueden ver las correas correspondientes a una nave prefabricada.

4.6. Estacas Rubiera.

Otra aplicación del tablón Stalton es su empleo como estaca pretensada para cierre de fincas.

4.7. Fruticultura.

También en la fruticultura tienen una gran aplicación las estacas Rubiera. Observen esta plantación de manzanos en palmeta de la Pomológica de Villaviciosa (fig. 16).

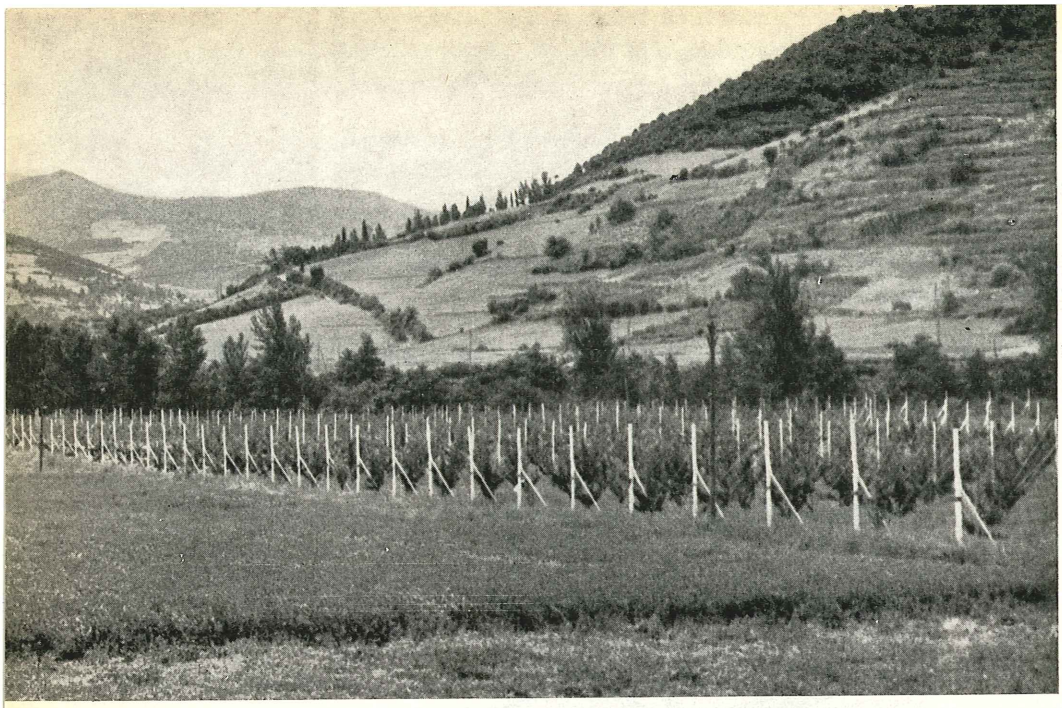


Figura 16.

5. PRECOMPRESION CENTRADA

Otra de las características del tablón es el ser precomprimido céntricamente. Se consigue con ello un gran recubrimiento de la armadura que le proporciona una elevada protección frente a la corrosión.

Ello nos ha movido a sustituir elementos tradicionales de hormigón armado, que por trabajar en contacto con el suelo y por la, en general, escasa calidad de los hormigones, tales como muros de sótano y soleras, por verdaderas losas armadas con Stalton.

5.1. Muros de sótano Rubiera Stalton.

Hemos realizado dos tipos de muros, según que su armado sea vertical u horizontal.

Los más económicos y sencillos son los de armadura vertical.

En esencia, es sustituir el tradicional muro de sótano por una losa situada en el plano vertical, apoyada inferiormente en la solera y superiormente en la losa de planta baja, transmitiéndose los empujes hasta la fachada opuesta.

Para construirlos se colocan verticalmente los tablones Stalton, apoyados en el pie o cimiento del muro, a continuación las bovedillas y, por último, se hormigona el espacio existente entre éstas y el terreno.

Al propio tiempo que evitamos el peligro de corrosión obtenemos otras ventajas económicas en la armadura, en el ahorro de hormigón, que puede llegar hasta el 30 por 100, y en la eliminación del encofrado. Se consigue también un paramento exterior seco, porque los huecos de las bovedillas hacen el papel de cámara.

A veces no es posible la construcción de un muro vertical apoyado en la losa de planta baja por la existencia de huecos de luz y ventilación.

Se recurre entonces al muro de armadura horizontal apoyada en los soportes o en contrafuertes.

La figura 17 corresponde a un muro de sótano de un aparcamiento.

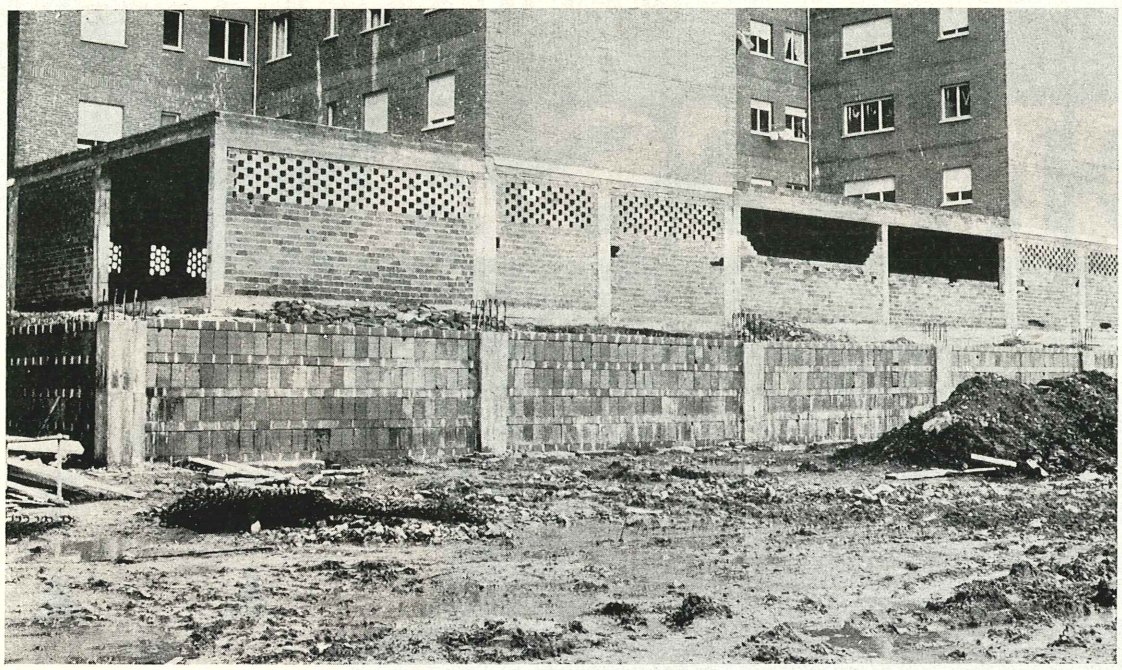


Figura 17.

5.2. Soleras.

Referente a soleras armadas construimos tres tipos: La solera normal colocando los tablones directamente sobre el suelo, o mejor asentándolos sobre una lechada de mortero y a continuación vertiendo el hormigón.

La que podemos llamar solera aligerada es la que sobre los tablones y apoyando directamente en el suelo se colocan unas bovedillas rebajadas que hacen un triple papel de aligeramiento, drenaje y cámara.

El tercer tipo que proporciona ya un aislamiento total más que solera es un forjado con una gran capa de compresión. Se consigue disponiendo los tablones sobre un cimiento corrido o murete coronado por un cartón embreado. Sobre ellos las bovedillas bajas y, por último, una gran capa de compresión.

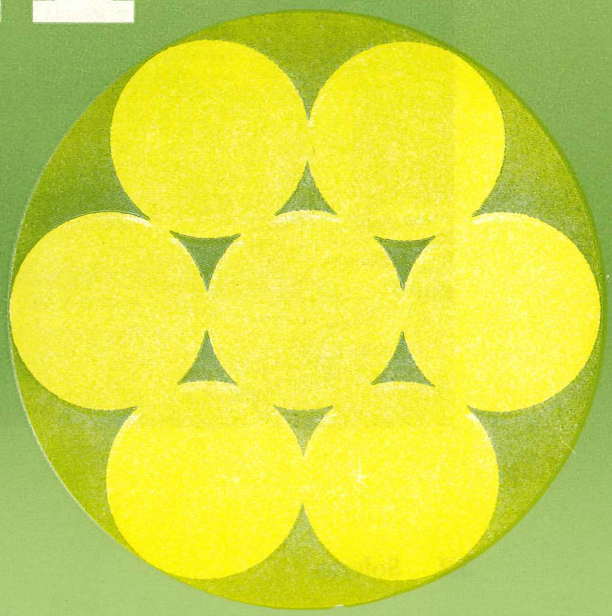
Las ventajas que ofrecen estas soleras frente a las tradicionales son de tipo económico, en lo que a armadura y hormigón se refiere; de tipo constructivo por la protección de la armadura y la facilidad de colocación de la misma debido a la rigidez de los tablones. Y, finalmente, facilitan el drenaje y proporcionan un gran aislamiento.

Y para terminar quisiera pedirles que solamente hayan visto en esta exposición de aplicaciones más o menos forzados, de soluciones más o menos acertadas, un intento por parte de mi empresa de abrir nuevos caminos en el campo difícil y competido de las viguetas pretensadas.

CABLES DE ACERO PARA HORMIGON "POSTENSADO"

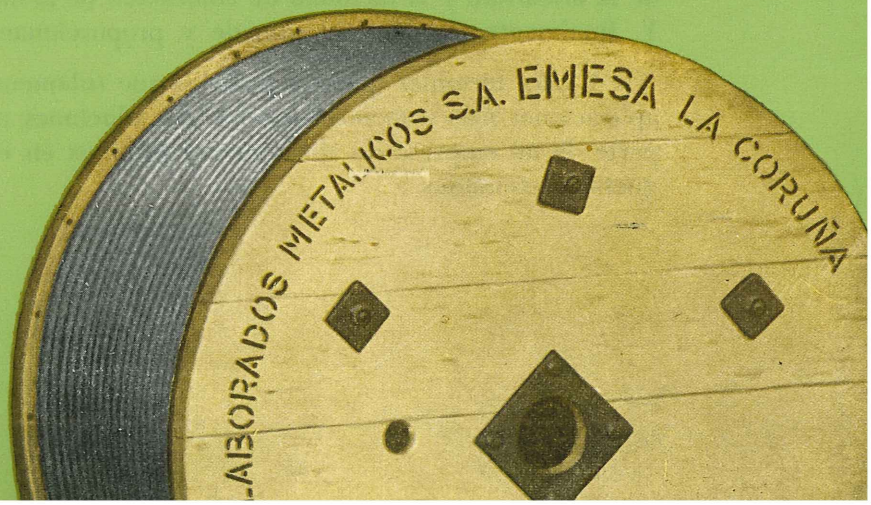
EMESA





STRESS-RELIEVED STRAND FOR PRESTRESSED CONCRETE





591 - 5 - 20

forjados postesados con tendones no adherentes

ELENA BLANCO

Señoras, señores:

Nuestra participación en esta Asamblea Técnica Nacional Hormigón Pretensado, dentro de la ponencia general "Forjados pretensados", tiene por objeto el presentarles la primera obra que se ha realizado en España con forjados postesados con tendones no adherentes.

Dicha obra, ejecutada con el sistema Lift-Slab por la Compañía para la Industrialización de la Construcción de Barcelona, se halla situada en Granollers, es un edificio construido para usos industriales y consta de dos cuerpos, con una planta de 25,60 × 11,80 metros cada uno (fig. 1). Distribuidos en cuatro vanos de 5,40 m, más dos voladizos de 2,00 m en dirección longitudinal, y en la dirección transversal, dos vanos de 5,40 m, más dos voladizos de 0,50 m. Se nos encomendaron las últimas plantas para hacerlos postesadas con tendones no adherentes. Aunque no se trata de luces muy interesantes para la solución postesada, la sobrecarga a tener en cuenta de 500 Kg/m², más el peso propio y

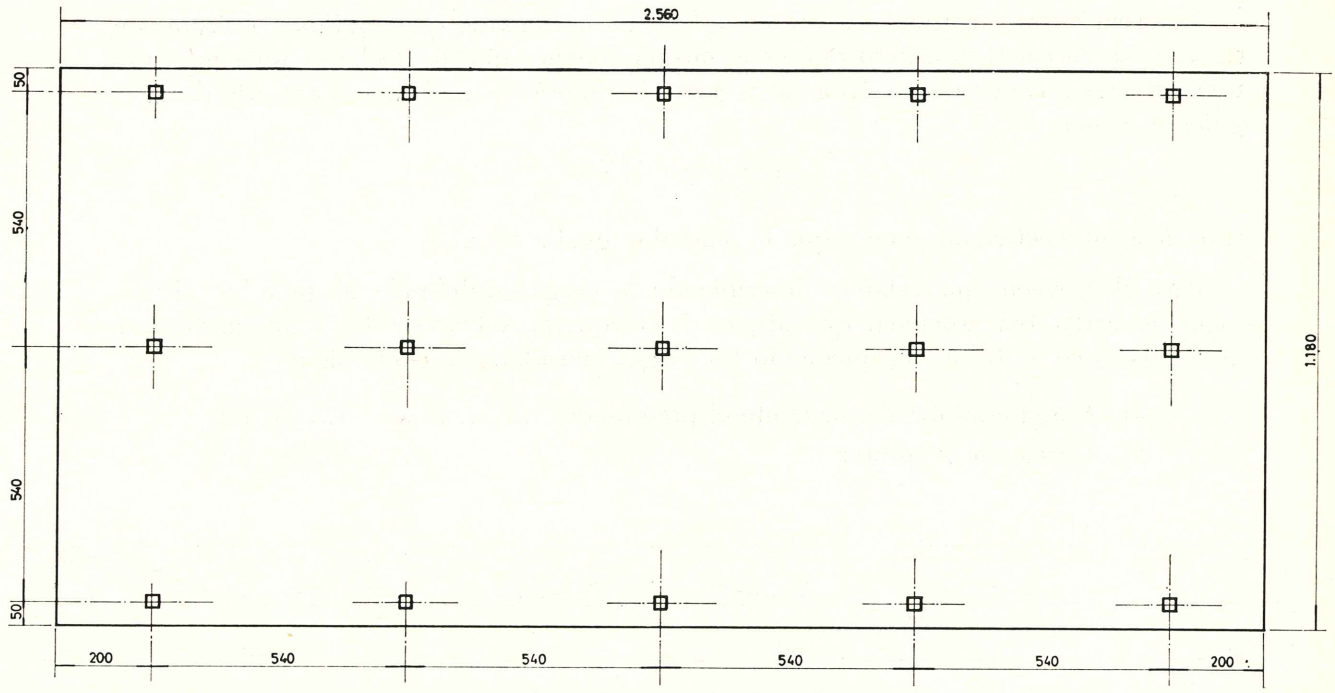


Fig. 1. — Planta del forjado.

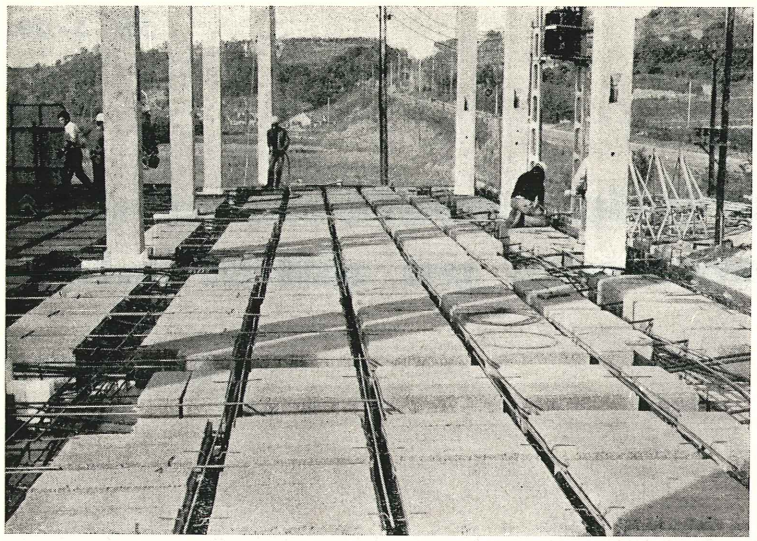


Figura 2.

carga fija adicional de otros 500 Kg/m², lo que supone una carga total de 1.000 Kg/m², nos animaron a estudiar esta solución.

El espesor del forjado adoptado de 30 cm estaba condicionado por las plantas ya proyectadas, igualmente podemos decir, de la distribución y dimensiones de los nervios, 10 cm los nervios intermedios y 40 cm los nervios próximos a los pilares.

En la figura 2 puede apreciarse el aspecto general del forjado; se utilizan casetones de 70 × 70 cm y 27 cm de canto y la retícula formada es variable, en la zona central de 80 × 80 cm.

Para el cálculo del forjado utilizamos el método de los esfuerzos equilibrados desarrollado por T. Y. Lin, y tratado ampliamente en toda la literatura técnica sobre la materia.

En esencia, este método consiste en aplicar un pretensado que equilibra, únicamente, una parte de la carga total o lo que es lo mismo suponer que la flecha es nula para una carga parcial de la estructura. Esta carga parcial equilibrada podemos expresarla de la siguiente manera:

$$p\,p + p\,a + K\,s$$

donde K es un coeficiente menor que la unidad o igual a cero.

Para el proyecto que estamos describiendo la carga equilibrada elegida fue el peso propio, la carga fija adicional que abarca la tabiquería, soldados, etc., y una parte de la sobrecarga igual a 50 kg/m², quedando las cargas consideradas como sigue:

a) Carga equilibrada mediante el pretensado ..... 533 kg/m²
b) Carga sin equilibrar ..... 467 kg/m²

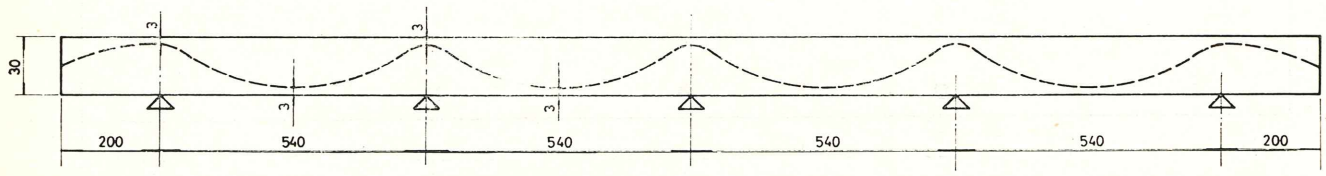


Fig. 3. — Trazado de un tendón longitudinal.

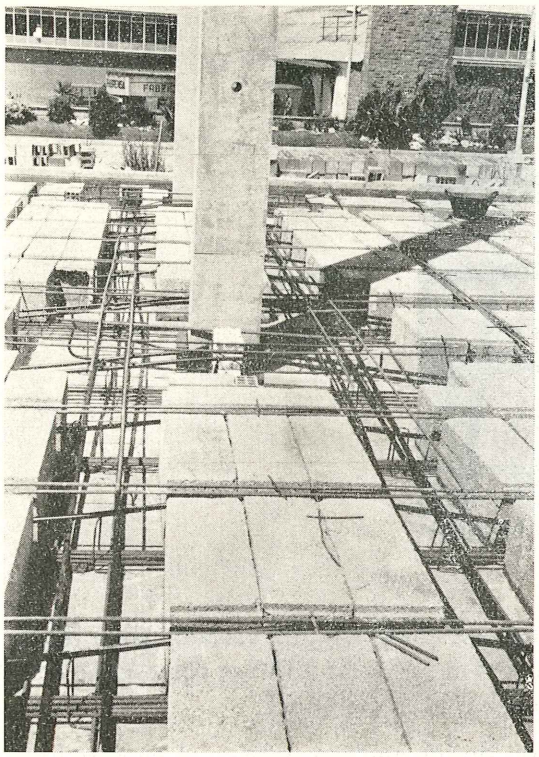


Figura 4.

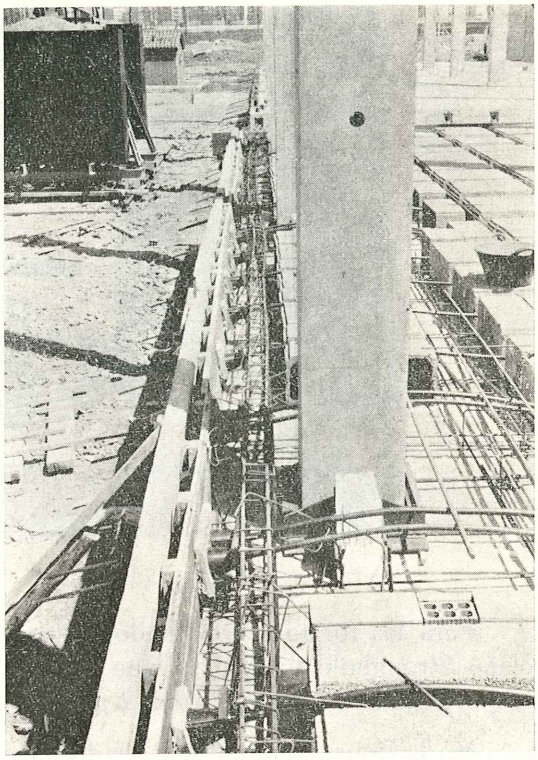


Figura 5.

Las características de los materiales empleados fueron las siguientes: hormigón de resistencia, característica a los veintiocho días igual a 200 kg/cm² y acero especial de pretensado en cordón de 0,5″ superestabilizado de tensión de rotura igual a 190 kg/mm² con una carga de rotura mínima de 18.824 kg. Las normas aplicadas en el cálculo han sido las del American Concrete Institute ACI 318-71, que a nuestro juicio son las indicadas por ser, precisamente en Estados Unidos donde este tipo de postesado con tendones no adherentes tiene mayor difusión y, por tanto, cuentan una gran experiencia a su favor.

El pretensado necesario que obtuvimos fue de 1 tendón 0,5″ por nervio; posteriormente se distribuyeron los tendones respetando los porcentajes exigidos por las normas y la distribución de bandas que indica la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado" del Ministerio de Obras Públicas. Las trayectorias de los tendones fueron del tipo siguiente:

En la figura 3 puede verse, esquematizado, el trazado correspondiente a los tendones de la dirección longitudinal; en dirección transversal el recubrimiento mínimo fue igual a 5 cm con una disposición análoga a la que aquí se aprecia.

Las figuras 4 y 5 nos muestran distintos aspectos de los tendones ya colocados en su posición. Todos ellos van protegidos con una capa de grasa especial *no volátil* y de adherencia tenaz al acero, para evitar la corrosión y permitir un mínimo de rozamiento durante el tesado y están alojados dentro de una vaina de polivinilo. Cuando se trata de tendón unitario es apropiado el uso de esta vaina de plástico, en cambio en el caso de tendones formados por varios cordones o alambres es una solución más práctica usar la envoltura de papel impregnado.

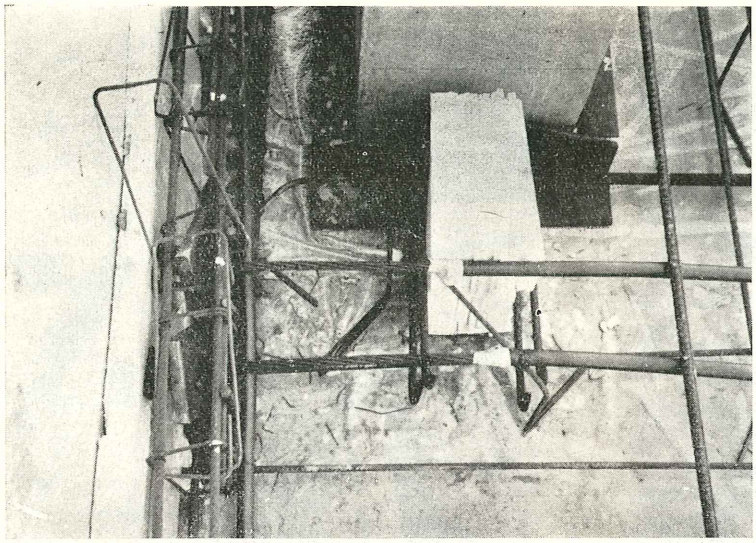


Figura 6.

Para los forjados con tendones no adherentes contamos con una variada gama de anclajes Stronghold y C. C. L. que varían desde las 9 Tm hasta las 137 Tm correspondiendo respectivamente al tendón de 2 alambres ø 7 mm hasta el de 30 ø 7.

En la figura 5 puede verse la forma de fijación de los anclajes activos al encofrado.

En la figura 6 se aprecia el anclaje ciego de 0,5″ utilizado en un extremo de los tendones transversales. La vaina de polivilino se corta unos 30 cm antes del anclaje y el tendón se deja al descubierto, fuera de la vaina.

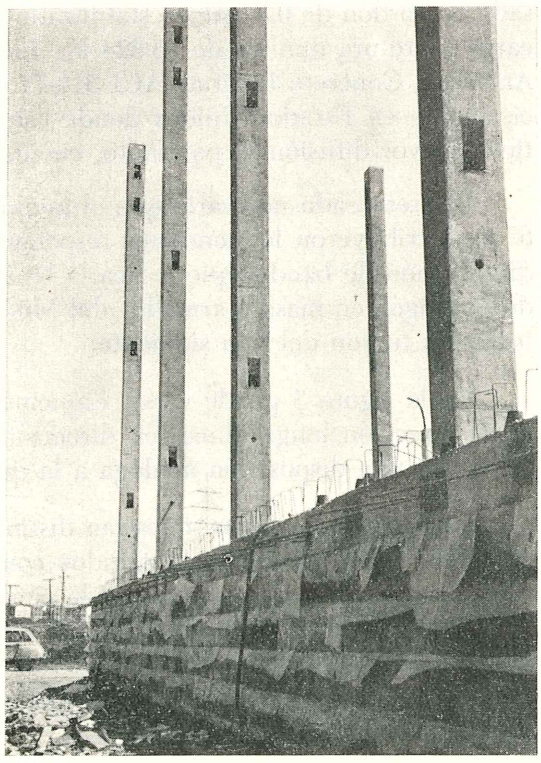


Figura 7.

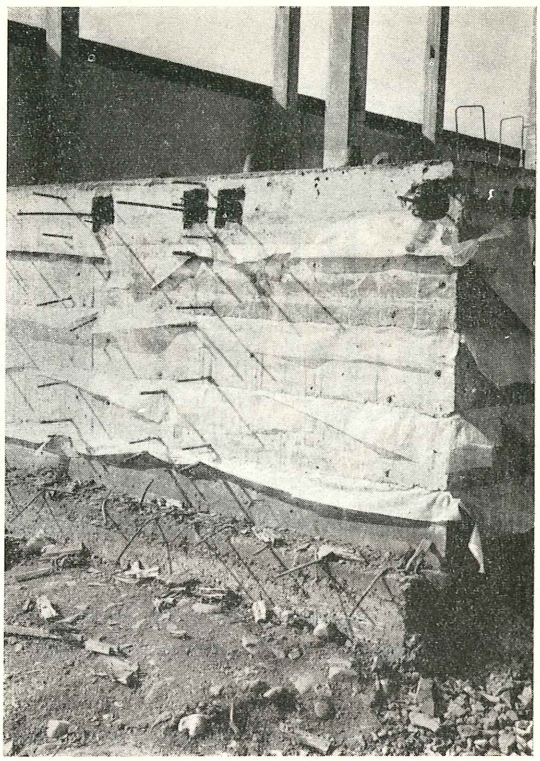


Figura 8.

La figura 7 muestra el aspecto que ofrecían las losas ya hormigonadas en su nivel de construcción, listas para ser tesadas.

La figura 8 da un detalle de los cajetines preparados para tesar.

Vamos a ver ahora el equipo empleado para el tesado, formado por un gato de tesado unitario de 16 t tipo Stressomatic, conectado a una bomba hidráulica de accionamiento eléctrico de sencillo manejo. La operación de tesado se efectúa en un tiempo mínimo; se empleó media hora una planta de 25,60 × 11,75.

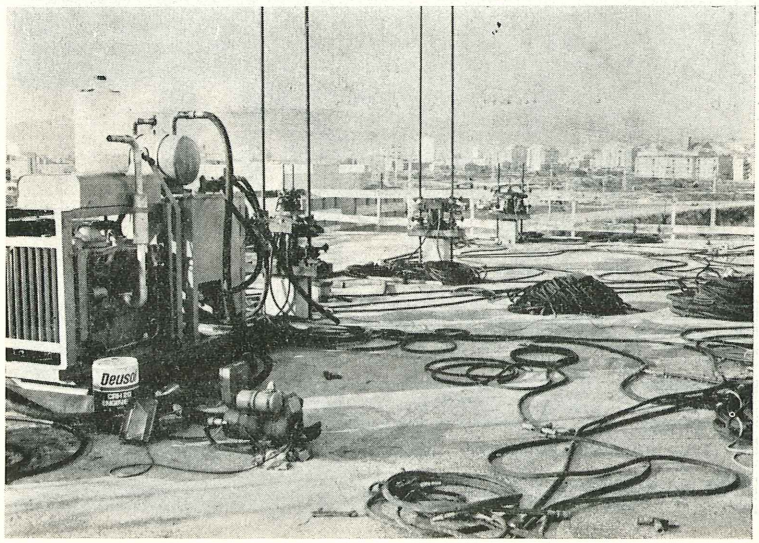


Figura 9.

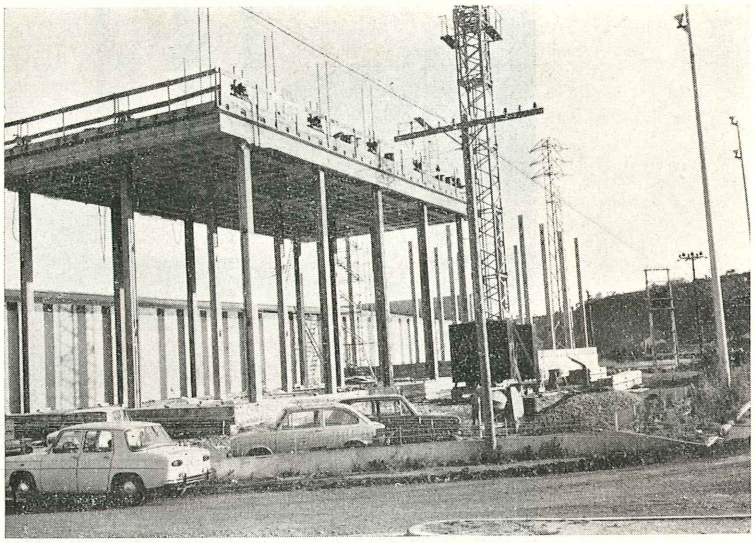


Figura 10.

En las figuras 9, 10 y 11 puede verse la operación de elevación de las losas a sus niveles definitivos y el equipo empleado. Este sistema de construcción se denomina "Lift-Slab".

En la figura 9 se ven los gatos colocados en la parte superior de los soportes, estos gatos son los encargados de elevar las losas a sus niveles respectivos.

En la misma figura se ve la bomba que acciona los gatos de los soportes, la sincronización es automática, pero también puede manejarse manualmente.

La figura 10 muestra un aspecto de las tres losas superiores elevadas en una primera etapa.

En la figura 11 se precian distintos niveles intermedios de las losas en su elevación.

Debemos señalar dos aspectos interesantes del forjado postesado con tendones no adherentes de esta obra. El primero, su comportamiento óptimo al ser sometido a una prue-

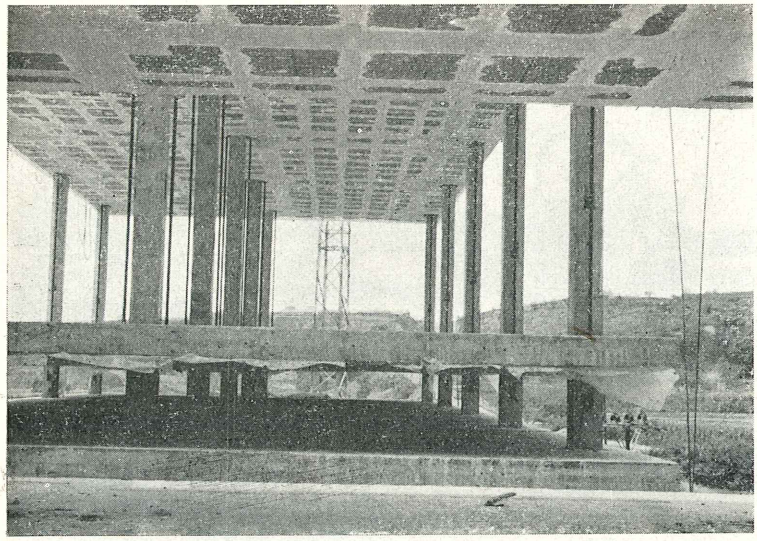


Figura 11.

ba dura antes de entrar en servicio, ya que la última planta hubo de soportar el equipo de elevación de los forjados, con las correspondientes concentraciones de carga y vibraciones. El segundo, el pretensado del forjado ha dado una impermeabilización total a la cubierta hasta el punto de no ser necesario el empleo de un recubrimiento asfáltico ni de otro tipo; esta impermeabilización se debe a la acción exclusiva del pretensado.

En general, los forjados postesados con tendones no adherentes se recomiendan en edificios para aparcamiento; al tener posibilidades de mayores luces se tendrá mayor espacio útil y economía de pilares y cimentaciones. En edificios de viviendas esta posibilidad de mayores luces dará al arquitecto mayor libertad para la distribución de ambientes; lo mismo podemos decir en el caso de edificios para oficinas. En el cálculo de estructuras con tendones no adherentes debemos proceder con un enfoque distinto al que usábamos en las ya tradicionales con tendones adherentes.

Cuando se carga una losa tesada parcialmente por encima de la sobrecarga equilibrada comienza la deformación que seguirá hasta el momento en que el hormigón llega a su tensión de rotura y se inicia la fisuración.

Como no existe adherencia entre los tendones y el hormigón, las fisuras se concentrarán en una o más grietas que mueren sin repartirse a lo largo de la luz, y al aumentar la carga producirán la rotura de la losa. Esto hace necesario el añadir armaduras de acero dulce (no tesas) en los putos críticos para controlar la fisuración en los casos de sobrecarga excesiva.

Estas armaduras de acero dulce sólo colaboran en la resistencia de la losa, una vez alcanzada la carga de fisuración. Con sobrecargas bajas el acero está comprimido. De todo lo expuesto se deduce que en una estructura pretensada parcialmente con tendones no adherentes, la rotura siempre está precedida por unas deformaciones excesivas y bifurcación del hormigón que avisan que se está sobrecargando demasiado. Es muy difícil que el tendón se rompa por tracción en este tipo de estructuras, debido a la redistribución de tensiones que tiene lugar a lo largo de todo el cable. En condiciones similares un tendón postesado adherente, es decir, inyectado, quedaría sometido a una sobretensión excesiva en la sección fisurada y aunque la adherencia cediera en esa zona, la tensión del tendón se aproximaría mucho a la de rotura, al producirse las fisuras.

Resumiendo, en los forjados postesados con tendones no adherentes el problema de la fisuración debe estudiarse cuidadosamente y armar las zonas que pudieran estar sometidas a tracción. Existen losas pretensadas sin este refuerzo que se han comportado bien en servicio, pero de todas maneras siempre es aconsejable reforzar las uniones de la losa con los pilares para obtener continuidad elástica y la debida resistencia al esfuerzo cortante.

Otro punto interesante a tratar es el de la corrosión. La misión primordial de la inyección es la de proteger los tendones contra la corrosión. En los tendones no adherentes la protección es completa, ya que se recubren con materiales especificados por las normas americanas ACI y ampliamente experimentados en obras en los Estados Unidos. Los materiales de protección contra la corrosión deben reunir las siguientes condiciones: inhibir la corrosión, mantenerse sin grietas, no volverse fluidos o quebradizos dentro del intervalo de temperaturas, comprendido entre los 20 y 70° C y ser químicamente estables. Las sustancias utilizadas comúnmente son del tipo de mastics bituminosos o asfálticos, grasas, cera, epóxidos o plásticos. Además de este recubrimiento contra la corrosión, los tendones se envuelven con papel especial impregnado, resistente a la tracción y al agua o se colocan dentro de tubos de polietileno u otro tipo.

En cuanto a los anclajes, las normas son más estrictas cuando se trata de forjados postesados no adherentes; esto es lógico, ya que la transmisión del esfuerzo de pretensado se confía exclusivamente al anclaje y, por tanto, se debe tener mayor seguridad que en el caso de tendones adherentes donde existe una colaboración de la lechada.

Las normas exigen un rendimiento comprendido entre el 95 y 100 por 100, además de cumplir con los requisitos correspondientes a los ensayos dinámicos. No queremos terminar sin señalar la confianza creciente que se va otorgando al pretensado con tendones no adherentes. Una prueba de ello es que en estructuras de cálculo tan exigente como las de los reactores nucleares se utiliza con preferencia este tipo de tendones y existen en la actualidad un buen número de reactores construidos con ellos; protegidos con una grasa especialmente preparada para impregnar los alambres, quedando garantizados contra la corrosión durante toda la vida del reactor. La tensión de los tendones se puede controlar en cualquier momento y en caso de producirse alguna anomalía se puede sustituir el tendón dañado por otro.

591 - 7 - 8

influencia de la cerámica sobre el hormigón de las viguetas pretensadas

ANTONIO PUERTA GARCIA
LORENZO ORSINI DE LORENZO
De Forjados DOMO

Los forjados denominados "pretensados cerámicos" constituyen un porcentaje importante y a la vez creciente de los forjados de piso empleados en la edificación. Por otro lado, ha aparecido también en el mercado otro tipo de forjado prefabricado con envoltura cerámica y armaduras de celosía electrosoldada, cuya incidencia aumenta por las grandes ventajas de terminación que los techos cerámicos presentan.

En el campo específico de las semiviguetas, bien de cerámica pretensada o bien de hormigón pretensado con envoltura cerámica, el relleno de los canales en donde se han de situar las armaduras han de hacerse en la mayoría de los casos con hormigones (y, a veces, morteros) muy fluidos, lo que en principio supone cierta prevención.

En efecto, los intentos que se han hecho para la utilización de hormigones con una compactación determinada han resuelto en la mayoría de los casos un fracaso. El empirismo de la fábrica aconseja elevar la relación agua/cemento, para conseguir una puesta a punto adecuada.

Sin embargo, esto encierra un peligro grande, no sólo por la baja resistencia, sino porque la retracción aumenta y la adherencia hormigón-armadura falla y ocasiona defectos, que pueden considerarse como muy críticos.

Por otro lado, es indudable que la absorción de agua de la cerámica rebaja la citada relación agua/cemento, mejorando las condiciones del hormigón.

Esto nos ha inducido a hacer una serie de ensayos que, dentro de la modestia de nuestros medios, nos permita medir la influencia que el efecto de la absorción de la cerámica produce sobre el hormigón de relleno. Hemos tratado en todo caso de obtener resultados comparativos que nos permitan en cualquier momento establecer los verdaderos valores.

A tal efecto, manejamos tres tipos de probetas, que exteriormente son iguales, 250 $\times$ $\times$ 100 $\times$ 100, aproximadamente (fig. 1), que están o no forradas de cerámica. La primera es toda de hormigón, la segunda tiene dos caras opuestas de cerámica y la tercera las cuatro caras. El número índice, que nos da la relación superficie de cerámica/volumen total de la probeta, son en cada caso 0,0-0,20 y 0,40.

Se ha utilizado una probeta muy sencilla de chapa, que se une por unos pasadores (figura 2).

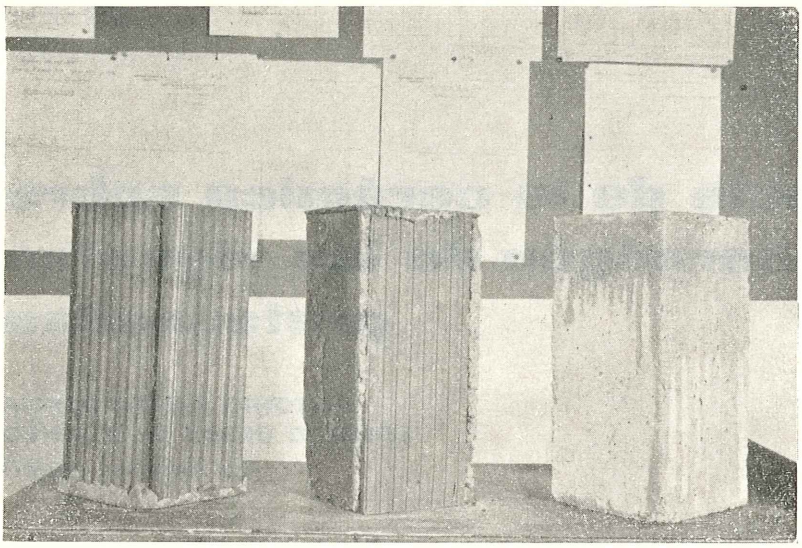


Figura 1.

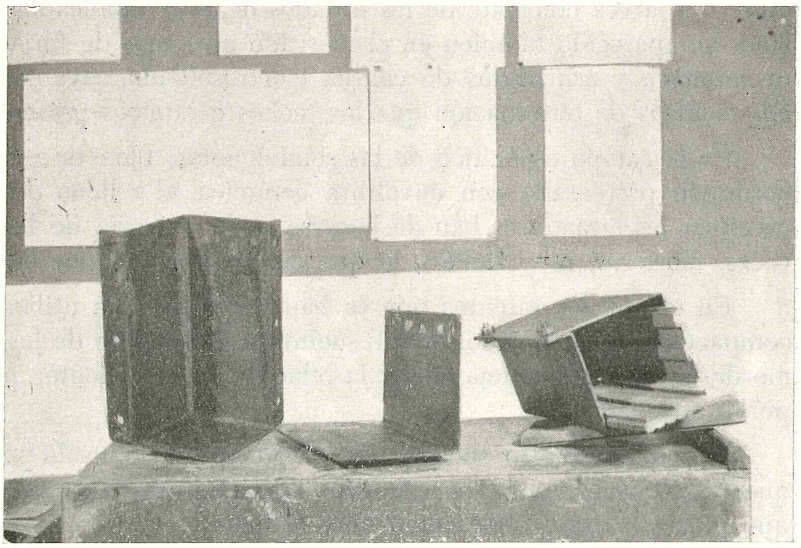


Figura 2.

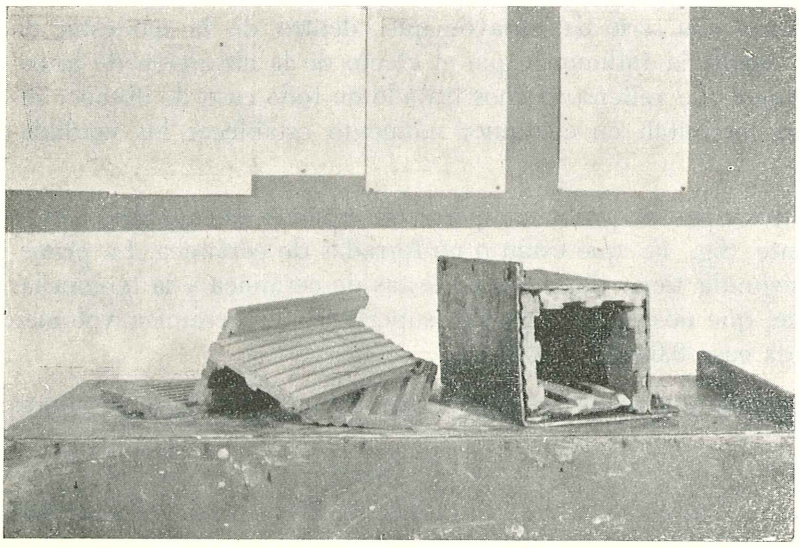


Figura 3.

Relación agua cemento	Superficie de cerámica α	ENSAYO NUM. DE PROBETAS 1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	Media $\bar{x}$	Recorrido R	Desviación estándar s	Coeficiente de variación $V = \frac{s}{x}$	Resistencia carácter σ'_{kb7}	Incremento de resistencia K
0,50	0,0	320	360	300	310	370	390	360	350	310	290	336	100	10,3	0,0305	319	1,00
	0,2	355	382	325	328	390	400	385	372	335	315	358	85	8,7	0,0242	344	1,07
	0,4	370	395	350	340	415	415	395	395	350	345	377	75	7,7	0,0205	364	1,14
0,60	0,0	260	255	280	240	270	265	290	270	300	220	265	80	8,2	0,0310	251	1,00
	0,2	285	275	310	265	285	295	310	305	325	240	289	85	8,7	0,0301	275	1,09
	0,4	300	290	325	285	295	320	325	325	350	270	308	80	8,2	0,0266	295	1,17
0,70	0,0	220	210	260	230	220	235	205	235	205	240	226	55	5,6	0,0246	217	1,00
	0,2	260	240	295	265	250	275	245	265	245	270	261	50	5,1	0,0192	253	1,16
	0,4	275	270	305	290	265	295	275	285	270	285	281	40	4,1	0,0146	274	1,26

Dosificación .....

	Kg	Kg	Kg	
Grava	14	14	14	
Arena	10,600	10,600	10,600	
Cemento	7,500	7,500	7,500	
Agua (litros)	3,7	4.5	5,20	
	0,50	0,60	0,70	a./c.

Fig. 4. — Resistencia característica de las probetas a los siete días.

Las plaquetas cerámicas, que sirven de envoltura al hormigón, son las empleadas como suela en un tipo de vigueta de nuestra fabricación (fig. 3).

Las probetas se confeccionan con la misma relación agua/cemento, y, por supuesto, con todos los componentes iguales, es decir, que se han dejado fijas todas las variables, excepto la citada relación de superficie de cerámica a volumen total de probeta; sometidas varias series de probetas de cada uno de los tipos, a compresión centrada, obtenemos los valores de la tabla (fig. 4), en la que vemos el incremento de la resistencia media. Pero además observamos que la dispersión en los resultados es menor a medida que aumenta la superficie de cerámica. En la tabla hemos calculado las medias y los recorridos y obtenemos la dispersión, el coeficiente de variación y la resistencia características.

Todas las resistencias se refieren a siete días de edad. El incremento de la resistencia característica lo vemos gráficamente reflejado en la figura 5.

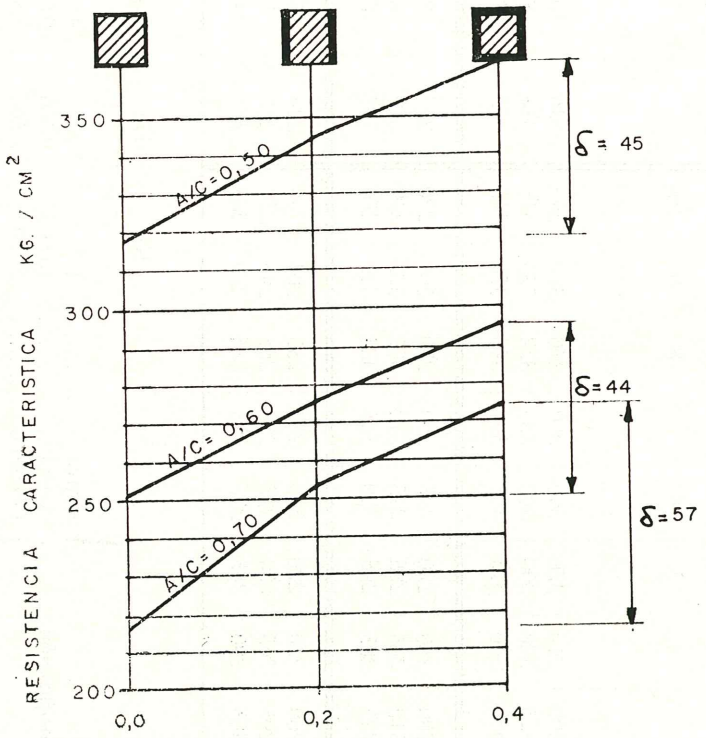


Fig. 5. — Incremento de la resistencia a los siete días.

¿A qué es debido este aumento de resistencia?

Como es lógico, en primer lugar pensamos que es debido a que por efecto de la absorción se rebaja la relación agua/cemento, y esto hace subir la resistencia.

En la tabla de la figura 6 hemos tratado de estimar la resistencia teórica, para lo que hemos acudido a la fórmula de Bolomey, teniendo en cuenta el tipo de cemento y la clase de estructura del árido, así como la edad. Vemos que en valores absolutos hay cierta concordancia entre los valores teóricos y reales, pero es más interesante comparar los incrementos. A medida que la relación agua/cemento aumenta, la diferencia se incrementa a favor de los resultados reales, lo que indica que hay otros valores en juego, además de la citada relación agua/cemento.

Relación agua cemento inicial	Superficie de cerámica α	Agua absorbida por la cerámica gr	Relación agua cemento resultante	Resistencia teórica Kp/cm²	Incremento de la resistencia por variación de la Rac	Resistencias reales Kp/cm²	Incremento de la resistencia real
0,5	0,0	—	0,500	347	1,00	319	1,00
	0,2	137	0,475	372	1,07	344	1,07
	0,4	274	0,456	393	1,13	364	1,14
0,6	0,0	—	0,600	270	1,00	251	1,00
	0,2	137	0,581	283	1,05	275	1,09
	0,4	274	0,563	295	1,09	295	1,17
0,7	0,0	—	0,700	215	1,00	217	1,00
	0,2	137	0,675	227	1,06	253	1,16
	0,4	274	0,657	237	1,10	274	1,26
				TEORICA		REAL	

Fig. 6. — Comparación de las resistencias reales con las teóricas. (Aplicación de la fórmula de Bolomey.)

En la figura 7 vemos la forma de la rotura de la probeta y esto merece algún comentario. Aproximadamente a los 50 Kg/cm² la cerámica salta y se desprende del hormigón, lo que en realidad hace que el núcleo eficaz resistente disminuya, circunstancia que lógicamente afectaría a los resultados, aunque no lo hemos tenido en cuenta.

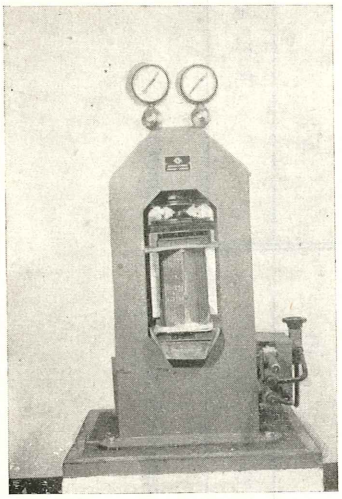


Figura 7, *a.*

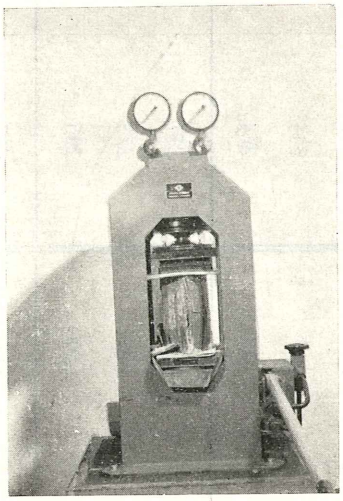


Figura 7, *b.*

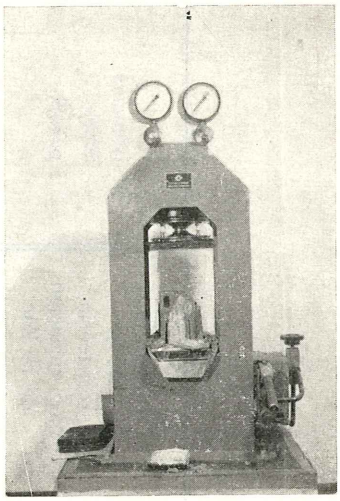


Figura 7, *c.*

Ahora tenemos, en curso de ensayo, unas probetas, en las que tallamos un núcleo de hormigón igual para todas las probetas, y así podemos medir realmente la influencia de haber tenido, o no, envolvente cerámica,

Antes de seguir adelante, quiero explicar que hemos hecho un análisis de la relación que puede haber entre absorción y succión. Esta última se puede definir en términos generales, como la velocidad de absorción, y es un fenómeno superficial, en vez de volumétrico, como es la absorción.

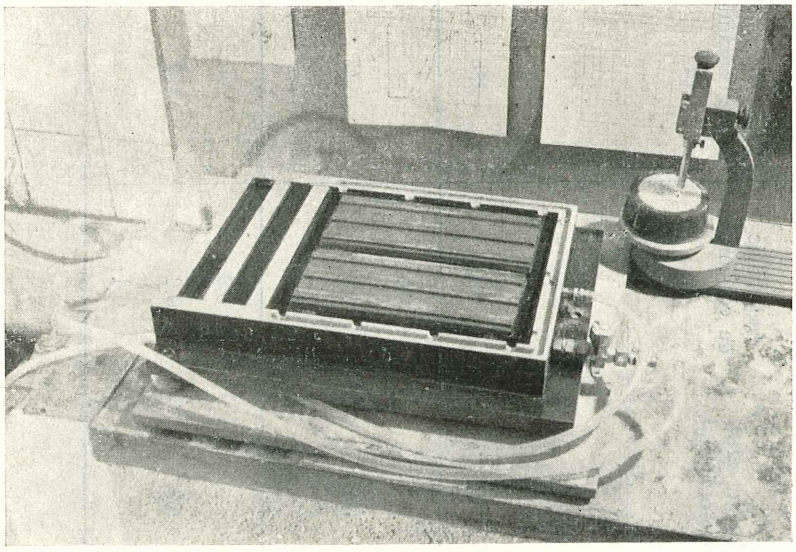


Figura 8.

Probeta núm.	Peso en seco	TIEMPOS DE OBSERVACION								
		1′	2′	3′	5′	10′	1 h	24 h	90 h	
1	447	463	471	479				501		Peso en gramos
2	450	470	482	496				514		
3	528	540	551	562				610		
4	482	498	509	521				561		
Σ	1.907	1.971	2.013	2.088				2.186		
$\overline{x}$	477	493	503	522				547		
Agua absorbida ...		16	26	45				70		Gramos
Succión		0,061	0,100	0,173				0,267		Gramos/cm²
Absorción		3,350	5,450	9,000				14,600		% de peso

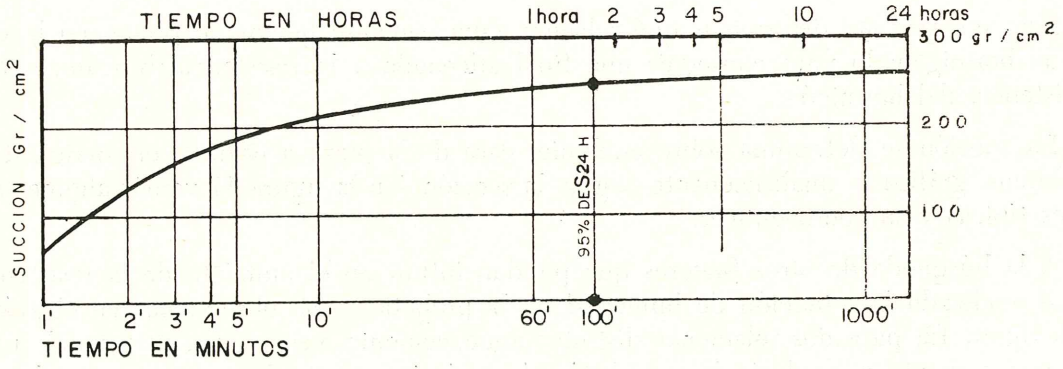


Fig. 9. — Correlación entre succión y absorción.

Para determinar la succión, según la norma ASTM C-67-57, construimos el aparato de la figura 8, que permite mantener el nivel de agua constante.

En el tipo de cerámica estudiada se puede decir que a poco más de una hora de succión se ha realizado el 95 por 100 de la absorción de que es capaz. Se puede tomar este valor como dato (fig. 9).

Con la pieza seca la relación agua/cemento final se halla en función de la relación inicial y de los parámetros:

S = succión en gr/cm² a una hora.

α = relación entre la superficie de cerámica y el volumen de hormigón.

δ = Dosificación del hormigón en kilogramo de cemento por metro cúbico de hormigón,

mediante la sencilla fórmula que se expone en la figura 10.

$$RACF = RACI - \frac{1.000 \cdot S \cdot \alpha}{\delta}$$

RACF = relación agua/cemento final.

RACI = relación agua/cemento inicial.

S = succión en gr/cm² a una hora.

α = relación $\frac{\text{superficie de cerámica}}{\text{volumen de hormigón}}$

δ = dosificación del hormigón en kilogramo de cemento por metro cúbico de hormigón.

Fig. 10. — Determinación de la relación agua/cemento resultante.

Esto nos permite determinar qué relación agua/cemento hemos de prever en la central de hormigonado para conseguir una final adecuada a la resistencia buscada y a la consistencia del hormigón.

La succión se determina sobre cualquier cara de la pieza a utilizar; el coeficiente α se obtiene gráfica o analíticamente según la sección. En la figura 11 vemos algunas secciones típicas y su coeficiente α.

A la búsqueda de otros factores que puedan influir en el aumento de la resistencia, hemos analizado la retención de humedad en la probeta, como observamos en el gráfico de la figura 12; para dos relaciones distintas agua/cemento, vemos que, en general, a medida que aumenta α, es decir, la proporción de cerámica, se pierde menos agua en la probeta, lo que quiere decir que la retención de humedad aumenta, y esto debe tener una influencia beneficiosa en el fraguado y en el curado del hormigón; los ensayos han llegado hasta a sesenta horas.

Otro factor que hemos analizado ha sido el incremento de la temperatura en el seno del hormigón; para despojarlo de la influencia de la temperatura ambiente hemos operado con las diferencias de temperatura, respecto a la inicial de confección de la probeta, después de cinco minutos de estabilización del termómetro (fig. 13).

Como se ve, hay un incremento de temperatura notable que puede actuar acelerando el fraguado, pero queda por ver si esto puede tener una influencia en el aumento de la resistencia.

También este incremento puede ser consecuencia de la disminución de la relación agua/cemento; sin embargo, conviene hacer constar que el incremento de la temperatura hubiera aumentado la evaporación del agua, lo que no ha sucedido, sino al contrario.

En definitiva, parece que la mayor influencia es debida a rebajar el contenido de agua no necesaria estrictamente para el proceso químico de fraguado.

$$\alpha = \frac{\text{Superficie de cerámica}}{\text{Volumen de hormigón}}.$$

RELACION α EN ALGUNAS SECCIONES

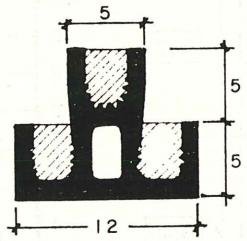
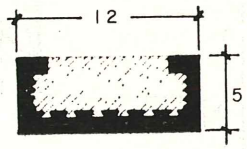
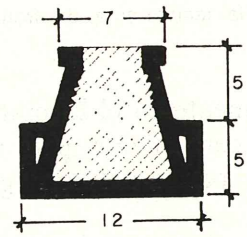
SECCION	α
	1,0
	0,45
	0,38

Figura 11.

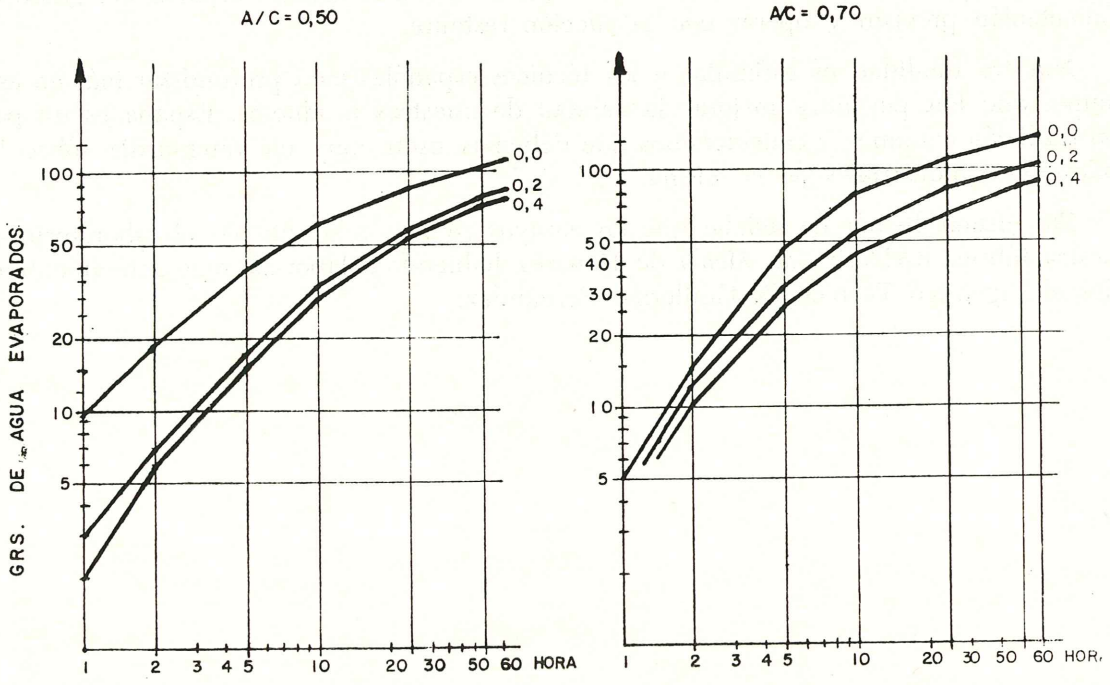


Fig. 12. — Retención de la humedad.

HORAS →		1	2	3	4	5	6	7	∝
MUESTRA	1	0	1	2	3	4	5	5	
	2	0,2	0,5	1,75	3,0	5,5	6,5	7,0	
	3	0,0	0,0	0,75	1,5	2,5	3,5	5,0	0,0
	Σ	0,2	1,5	4,50	7,5	12,0	15,0	17,0	
	X̄	0,0	0,5	1,50	2,50	4,0	5,0	5,6	
MUESTRA	1	2	4	6	8	9	10	10	
	2	0,2	0,5	1,7	3,0	5,0	6,0	6,7	
	3	0,5	1,0	1,5	2,0	3,5	4,0	5,2	0,2
	Σ	2,7	5,5	9,2	13,0	17,5	20,0	21,9	
	X̄	0,9	1,8	3,1	4,3	5,8	6,6	7,3	
MUESTRA	1	6	8	10	10	11	11	11	
	2	0,5	2,0	3,5	5,0	6	6,5	7,0	
	3	1,0	2,0	3,2	4,5	5,5	6,0	6,0	0,4
	Σ	7,5	12,0	16,7	19,5	22,5	23,5	24,0	
	X̄	2,5	4,0	5,6	6,5	7,5	7,8	8,0	

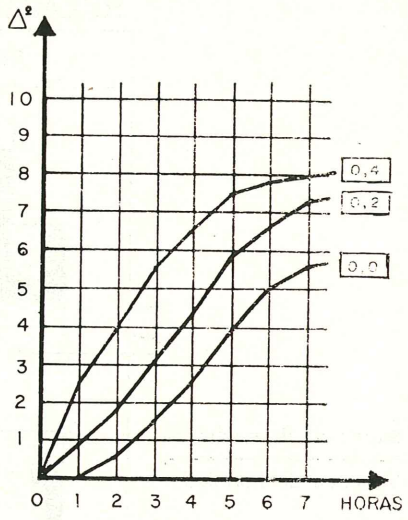


Fig. 13. — Incremento de la temperatura de fraguado en °C.

Estos ensayos se pueden hacer fácilmente en el laboratorio de la fábrica, y se puede adquirir cierta experiencia, necesaria y conveniente, para aquellas instalaciones que utilizan la cerámica, bien como envolvente pasiva del hormigón, bien como elemento resistente en el pretensado.

También se aclarará el dilema, siempre planteado, de si las piezas han de utilizarse secas o saturadas. Nuestra opinión personal es que las piezas deben ser ligeramente humedecidas, pero no saturadas. En todo caso, se puede medir la succión a partir del grado de humectación previsto y operar con la succión restante.

Nuestra finalidad es estimular a los técnicos españoles para profundizar más en este campo, que nos permitirá mejorar la calidad de nuestros productos. España es un país con tradición cerámica y consideramos que debemos estar muy en vanguardia sobre las aplicaciones industriales de la misma.

Por último, hemos de señalar que los ensayos se han realizado en el laboratorio de nuestra fábrica SAINCE, de Alcalá de Henares, habiendo colaborado muy activamente en ellos el Ingeniero Técnico D. Guillermo Fernández.

591 - 8 - 20

la utilización de forjados prefabricados y pretensados, de gran luz, en Suecia

K. G. BERNANDER (Suecia)

Presidente de la Comisión de Prefabricación de la F.I.P.

Este artículo trata de la contribución aportada por la compañía sueca AB Strängbetong al desarrollo de los forjados de hormigón pretensado, prefabricados. Gracias a los progresos conseguidos, han aumentado notablemente las posibilidades competitivas de la prefabricación frente a la construcción in situ.

La prefabricación en Suecia está sometida a una dura competencia por parte de los métodos tradicionales de construcción. Esto ha dado lugar a que la prefabricación se haya concentrado, exclusivamente, en aquellos elementos que tienen un mercado suficientemente amplio para permitir organizar su producción en serie de tal forma que, al propio tiempo que se cumplen los requisitos exigidos en las normas, se puedan aplicar los métodos racionales de fabricación.

Para lograr el amplio campo de aplicación requerido, los elementos prefabricados deben reunir los requisitos funcionales y estructurales necesarios para su utilización en una extensa gama de tipos de edificios distintos.

Con respecto a los elementos para forjados de hormigón pretensado, su cualidad más importante es la capacidad para cubrir grandes luces. Ello aumentó su potencial de posibilidades estructurales, ya que las estructuras de gran luz poseen una gran flexibilidad funcional que les permite adaptarse a muy distintos usos. Así, un mismo elemento prefabricado normalizado puede utilizarse en construcciones tan diferentes como viviendas, oficinas, colegios, aparcamientos, naves industriales, etc.

Para conseguir esta gran flexibilidad funcional los elementos normalizados para forjados prefabricados deben seleccionarse teniendo en cuenta también su flexibilidad estructural. Esto quiere decir que dichos elementos deben poderse utilizar para distintas condiciones de apoyo; por ejemplo, en estructuras reticulares, construidas a base de vigas y soportes, tanto metálicos como de hormigón; en estructuras formadas por pórticos o muros portantes, etc. Para estas aplicaciones habrá que estudiar soluciones, para los empalmes y apoyos, que permitan satisfacer la necesidad de integrar los forjados prefabricados en el sistema general de arriostramiento horizontal de la estructura.

TIPOS DE ELEMENTOS MAS UTILIZADOS EN LA CONSTRUCCION DE FORJADOS PREFABRICADOS

En la actualidad, se han seleccionado dos tipos de elementos para forjados prefabricados, por estimarse que son los que cumplen más satisfactoriamente las condiciones anteriormente expuestas. Dichos tipos son las placas de sección en TT y las placas aligeradas.

Las placas en TT, al igual que otros tipos de placas longitudinalmente nervadas, ofrecen la ventaja de poseer una sección transversal adecuada para resistir los momentos flectores y esfuerzos cortantes con la mínima cantidad de hormigón y acero.

Con respecto a las placas de otras formas de sección, tienen la gran ventaja de que es posible variar su anchura con sólo una ligera modificación en su proceso normalizado de fabricación. Por lo tanto, cumplen ampliamente la importante condición de fácil adaptabilidad. De esta forma, las superficies no moduladas de los forjados pueden cubrirse utilizando placas simples de anchura variable, o también puede aumentarse la capacidad de carga del forjado disminuyendo la anchura de las placas.

En las placas de sección aligerada resulta más difícil variar su anchura; pero, en cambio, proporcionan una superficie perfectamente plana en el intradós y casi el doble de rigidez que las correspondientes secciones transversales nervadas.

Otra importante cualidad de estas placas aligeradas es la de ofrecer una gran resistencia a torsión.

Estos dos tipos de placas, en TT y aligeradas, se complementan muy bien uno con otro y, utilizándolos como elementos para la construcción de forjados normalizados, se pueden resolver, en la mayor parte de los casos y mediante un cálculo apropiado, los problemas que se plantean en la construcción de las distintas clases de edificios con estructura prefabricada de hormigón.

LAS PLACAS EN TT

Este tipo de placa es de uso muy frecuente en todo el mundo. El ala que constituye la cabeza superior de la pieza suele ser bastante delgada (unos 50-60 mm) y los nervios varían de anchura y canto según las exigencias de cada caso.

Por ejemplo, los tipos normalizados en Suecia tienen una anchura constante de cabeza de 240 cm y los cantos varían de 10 en 10 cm, desde 20 hasta 60 cm.

Como norma general, las piezas en TT de forjado se utilizan apoyando los extremos de los bordes inferiores de sus nervios sobre las correspondientes superficies de sustentación dispuestas en la infraestructura. Este tipo de apoyo simple resulta muy adecuado para un gran número de aplicaciones Sin embargo, es difícil conseguir con él un cierto empotramiento en el apoyo, y esto representa una limitación para su empleo.

Con el objeto de ampliar el campo de aplicación de las placas en TT, la firma AB Strängbetong ha desarrollado dos tipos específicos de placas en TT denominados TT R y TT p.

LA PLACA TT R

Esta placa, de sección transversal en TT, tiene sus cabezas extremas inclinadas, según puede apreciarse en la figura 1. Esta disposición permite fácilmente dar continuidad

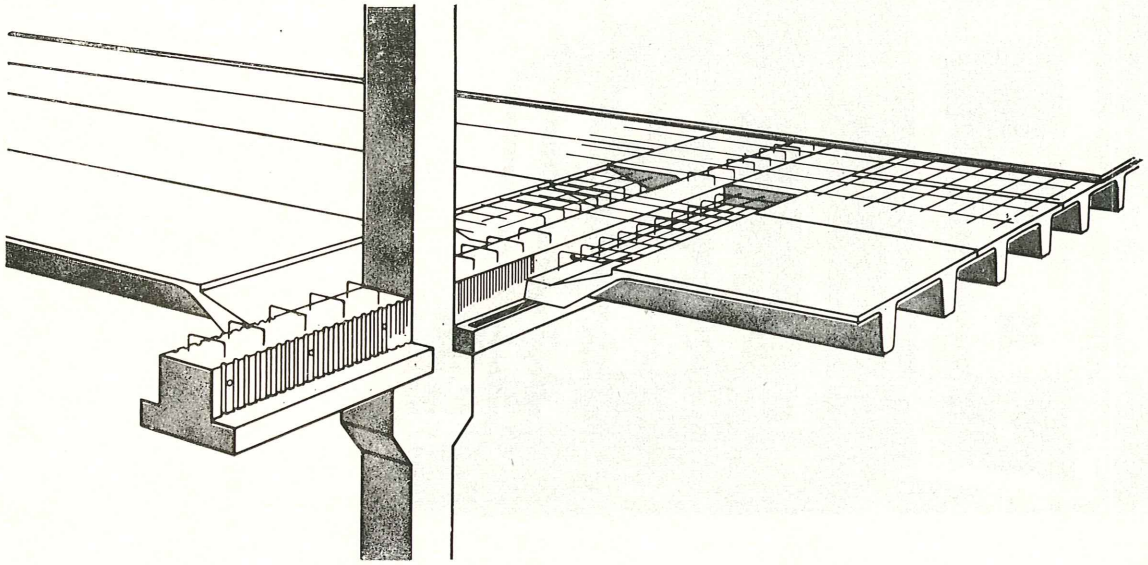


Fig. 1. — Placas TT R con los extremos apoyados sobre una jácena prefabricada y pretensada, de sección en T invertida. Esta disposición proporciona una gran resistencia a los momentos negativos en el apoyo, tanto en las placas en TT como en la jácena, consiguiéndose así estructuras perfectamente monolíticas.

a las placas sobre los apoyos. Cuando las placas se apoyan sobre vigas prefabricadas, éstas se transforman en vigas compuestas mediante el hormigonado in situ de una capa superior que rellena el canal formado por los extremos inclinados de las piezas en TT. Por este procedimiento se consigue también dar continuidad a las vigas compuestas, en sus apoyos sobre los soportes, y, disponiendo la adecuada armadura pasiva en la capa de hormigón vertida in situ, se logra obtener una estructura perfectamente monolítica. Este tipo de piezas en TT resulta especialmente indicado para los casos de grandes cargas o cuando se requiere una gran rigidez. Su utilización permite, además, aumentar sustancialmente la resistencia al fuego del forjado.

Las placas TT R se han utilizado mucho en Suecia durante la última década, sobre todo en forjados de edificios destinados a oficinas, hospitales, centros comerciales y aparcamientos, así como también para forjados de gran luz y fuertes sobrecargas en naves industriales y almacenes (figs. 2 y 3).

LA PLACA TT p

Otro tipo específico de placa para forjado, utilizado en Suecia, es el denominado de contraflecha compensada. Abreviadamente se designa por TT p. La p indica que su superficie superior es plana (fig. 4).

La contraflecha vertical que a causa del pretensado toman las placas nervadas es, generalmente, tan grande que no resulta admisible en el forjado terminado. Por ello, en la práctica lo que suele hacerse es completar el trasdós del forjado con una capa superior

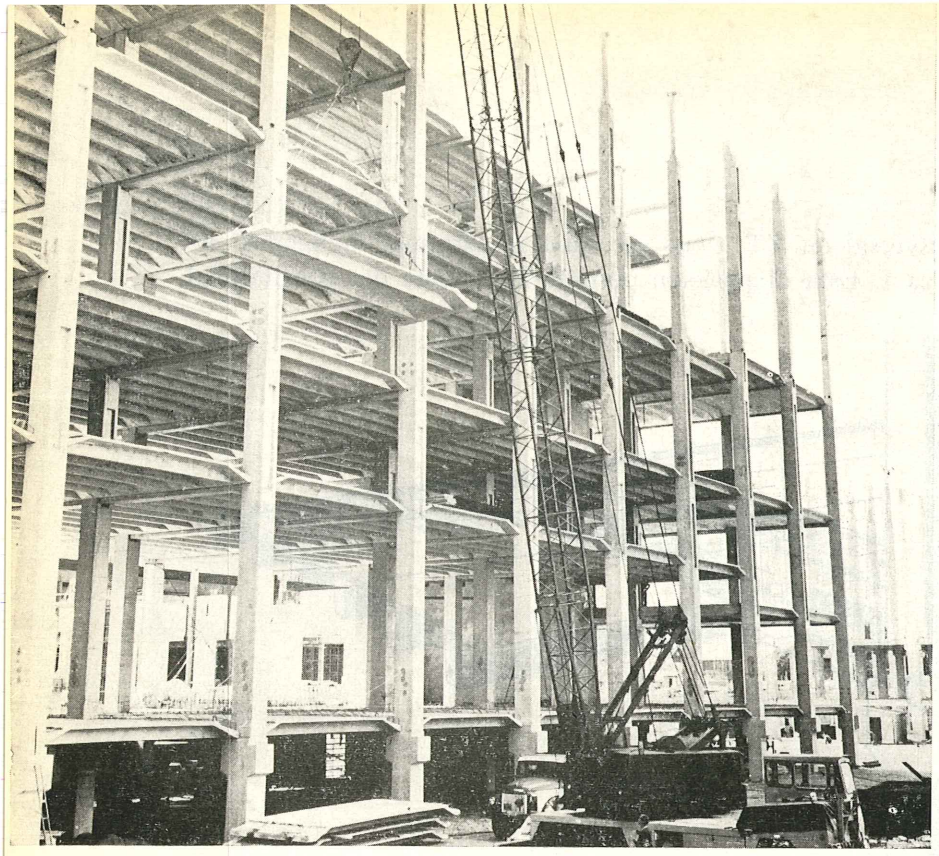


Fig. 2. — Placas tipo TT R, utilizadas en la estructura prefabricada, de hormigón, de una cervecería.

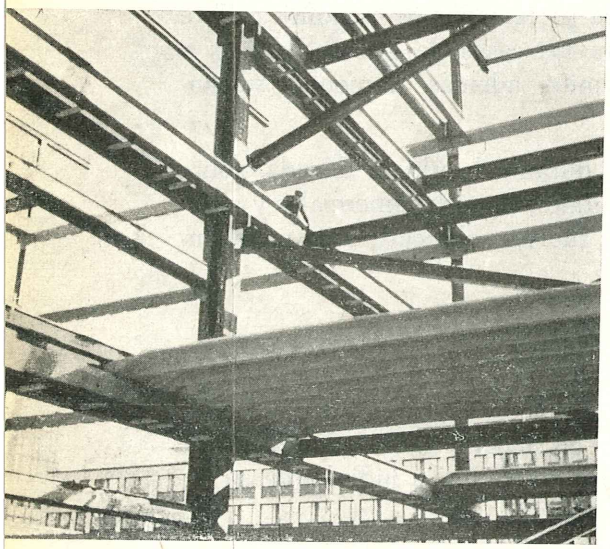


Fig. 3. — Placas tipo TT R, utilizadas en un edificio, de estructura metálica, destinado a almacenes.

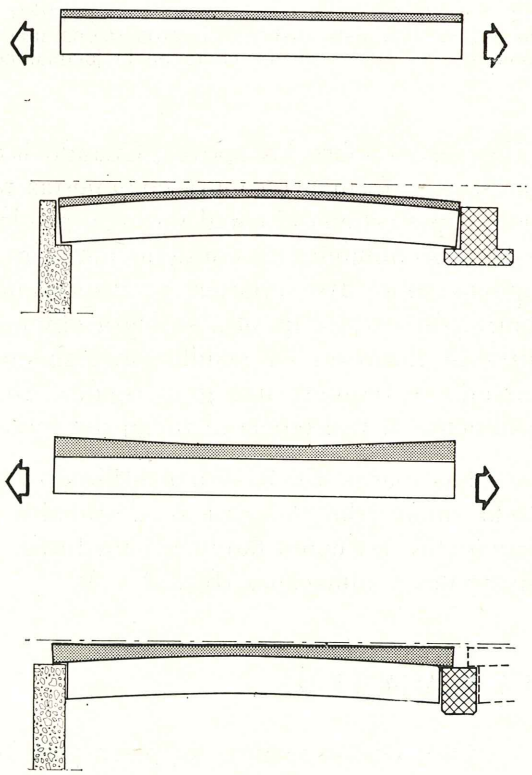


Fig. 4.—Principio fundamental de las placas TT ρ. Durante la fabricación, la superficie superior de la placa se deja cóncava, con una sagita de magnitud igual a la prevista para la contraflecha vertical de pretensado. Al producirse la transmisión de la fuerza de pretensado al hormigón, la placa se incurva hacia arriba y la superficie superior queda prácticamente plana.

de hormigón vertido in situ, cuyo espesor, de unos 60 mm en el centro de la luz, va aumentando progresivamente hacia los extremos, en donde este incremento alcanza una magnitud igual a la de la contraflecha. En estos casos, el ala de la pieza en TT se hace lo más delgada posible (unos 50 mm aproximadamente), para evitar un espesor total demasiado grande, y en la capa superior de hormigón vertido in situ se dispone una armadura pasiva, formada por una malla electrosoldada para evitar la fisuración por retracción y dar al forjado la resistencia necesaria para la transmisión de las fuerzas horizontales.

Si se utiliza la placa TT p se puede suprimir la capa superior de hormigón. Al ala de la sección en TT se le da ya en fábrica el espesor total estructuralmente necesario, con un mínimo de 80 mm en el centro de la luz. Debido a la compensación de contraflecha de la pieza, este espesor va aumentando hacia los extremos, en donde el incremento llega a ser de unos 40 mm.

Para facilitar la fabricación de este tipo de placas, se ha puesto a punto una máquina especial de hormigonado.

La superficie superior de la placa TT p resulta así esencialmente plana y la capa superior de hormigón armado puede reemplazarse por una delgada capa de nivelación, no armada, de 15 a 25 mm de espesor. En algunos casos, por ejemplo en aparcamientos, se puede suprimir esta capa de nivelación y sustituirla por una junta estanca impermeable (fig. 5).

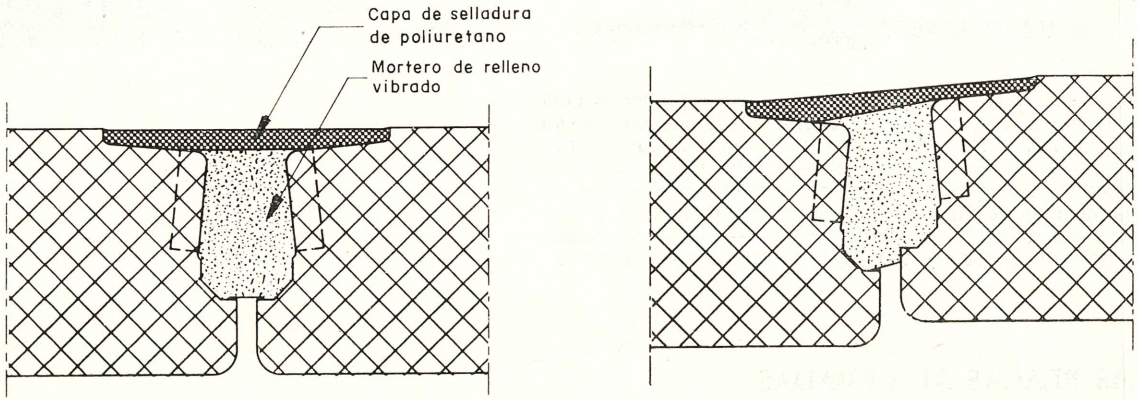


Fig. 5. — Junta longitudinal, rellena de mortero, entre placas de sección en TT, y recubierta con una capa de selladura de poliuretano. Se trata de un forjado para aparcamiento, en el cual se ha suprimido la capa superior de hormigón que, ordinariamente, se construye in situ.

En el caso de juntas longitudinales hormigonadas entre placas contiguas deben disponerse conectadores en los bordes de las alas de las piezas, para conseguir una transmisión efectiva del esfuerzo cortante. En los apoyos se coloca, transversalmente a las placas, una armadura horizontal (fig. 6). Esta armadura proporciona al forjado la resistencia necesaria para absorber los momentos en el plano horizontal, así como una resistencia efectiva frente al colapso progresivo.

En este tipo de piezas se puede también terminar los nervios antes de llegar a los extremos, prolongando solamente el ala superior. De esta forma el ala, que tiene un espesor de 120 mm por lo menos, puede utilizarse como apoyo (fig. 7), y si éste se hace sobre vigas de sección rectangular, una gran parte del canto de la viga y del de la placa coin-

cidirán, lográndose así reducir sensiblemente el espesor de la estructura de forjado en las secciones de apoyo. Otra característica interesante de esta solución es la de permitir la colocación de tuberías en los extremos de las placas, perpendicularmente a su directriz, sin que sobresalgan del espesor del forjado.

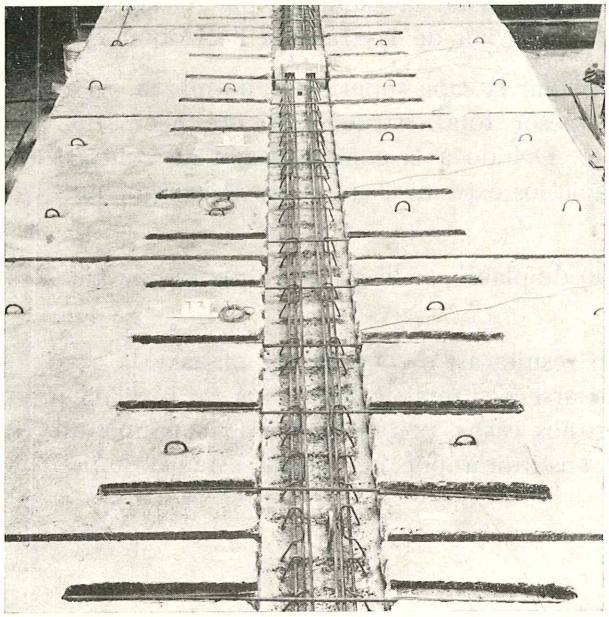
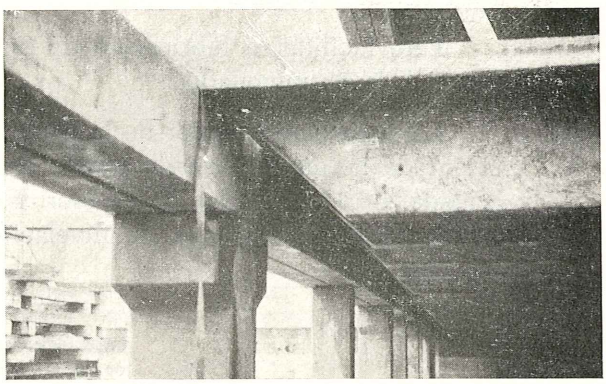


Fig. 6. — Ensayo a escala natural para comprobar el comportamiento conjunto de la jácena de apoyo, de sección rectangular, y las placas tipo TT p, cuyas alas se prolongan en voladizo, en los extremos de las piezas, para construir el apoyo. Los distintos elementos trabajaron solidariamente de un modo perfecto, hasta alcanzar el momento de rotura. La combinación de las piezas de contraflecha compensada y este tipo de apoyo está patentada.

Fig. 7 — Placas TT p utilizadas en la estructura de un edificio destinado a almacenes. Obsérvense los extremos inclinados de los nervios de la placa y el espacio que así queda para poder colocar conducciones transversales.



LAS PLACAS ALIGERADAS

Todas las placas de este tipo que se fabrican en Suecia tienen la misma sección transversal normalizada. Para satisfacer las exigencias de coordinación modular se ha adoptado la anchura de 120 cm. Podrían haberse hecho también de 240 cm, pero esta alternativa se rechazó porque su adopción habría exigido disponer una armadura transversal, mientras que con la anchura normalizada de 120 cm dicha armadura no es necesaria.

Su canto, también normalizado, es de 26,5 cm, con el objeto de que el forjado terminado pueda ajustarse al módulo 3 M (30 cm). Con este canto se cumplen también las características de aislamiento acústico necesarias para satisfacer los requisitos impuestos por las normas suecas para viviendas, hoteles, escuelas, etc.

La cantidad de armadura pretensada de estas piezas varía según la magnitud de la sobrecarga y la luz requerida. Se alcanzan luces de hasta 13 m.

La fabricación de estas placas aligeradas se realiza por el procedimiento Spiroll de extrusión, en grandes bancadas de pretensado. Después de la extrusión y el curado, las placas se cortan, con sierra, a la longitud requerida.

Durante la fabricación, siempre que se considere necesario, se pueden colocar en la cabeza superior de las placas, longitudinal o transversalmente, armaduras pasivas de acero ordinario. Frecuentemente, para satisfacer determinados requisitos estructurales o funcionales, se necesita disponer en las piezas entalladuras, cortes u orificios complementarios. En la mayoría de los casos, éstos se pueden hacer en el hormigón fresco; en otros, en cambio, hay que realizarlos con el hormigón ya endurecido, antes de suministrar las piezas, o una vez colocadas ya éstas en su posición definitiva. Como los huecos que llevan las placas aligeradas son muy apropiados para alojar en su interior las diferentes canalizaciones horizontales necesarias en todo tipo de edificios, resulta a veces que el número de cortes, orificios suplementarios, etc., que hay que practicar es demasiado elevado y, en consecuencia, se ha hecho preciso fijar algunas prescripciones sobre el particular (fig. 8).

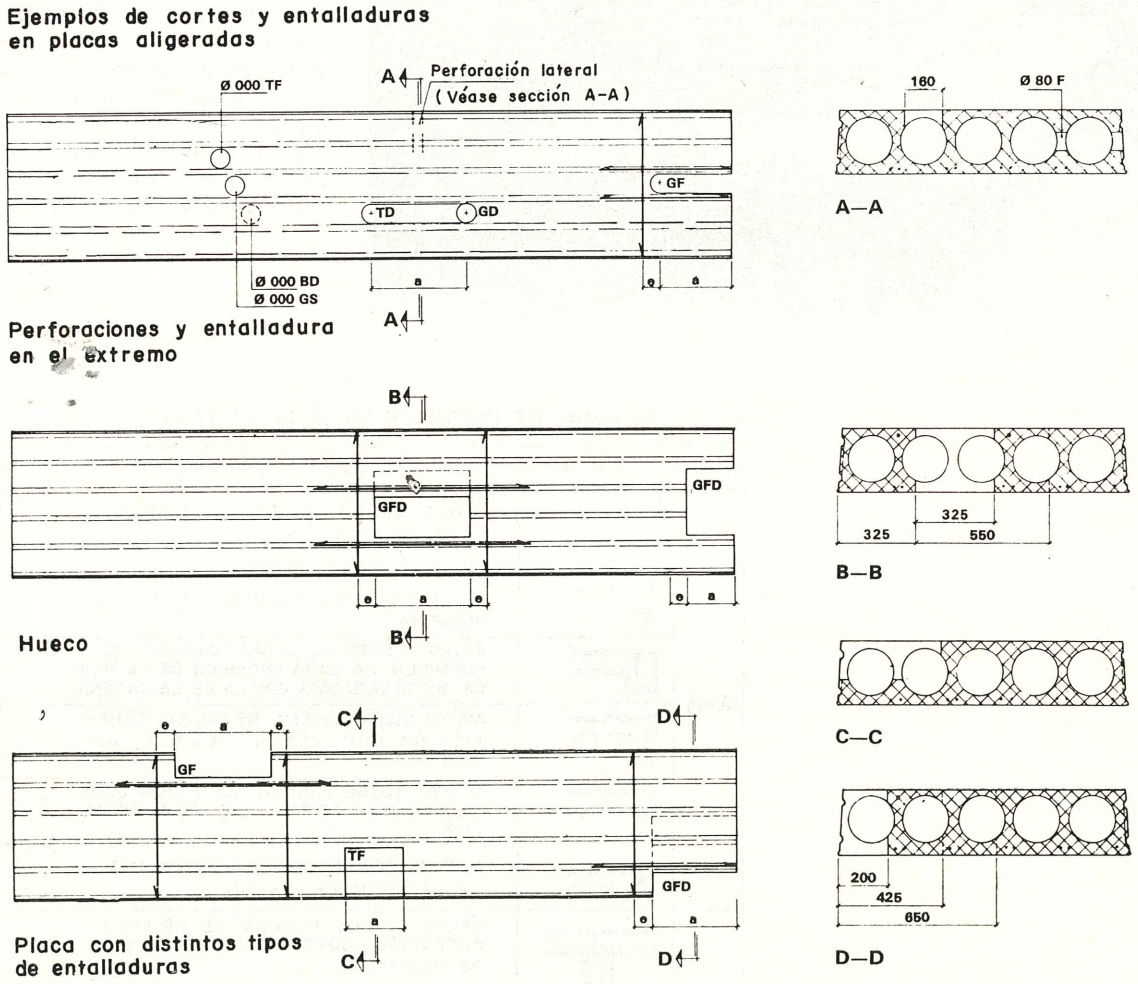


Fig. 8. — Entalladuras o cortes normalizados, recomendados a los usuarios, en los casos en que se consideren necesarios para la resolución de problemas estructurales o funcionales.

La capacidad resistente de este tipo de placas aligeradas ha sido ampliamente comprobada mediante numerosas series de ensayos (fig. 9). Además de la resistencia del hormigón, y la de las piezas a flexión y a esfuerzo cortante, se han investigado también las resistencias: a torsión, bajo cargas puntuales, para distintas condiciones de apoyo, a cortante en las juntas, al fuego, etc. Dichos ensayos han demostrado de un modo evidente

que las placas aligeradas de este tipo, si se fabrican de un modo adecuado, cumplen todos los requisitos necesarios para poder ser utilizadas con eficacia y plena seguridad en una amplia gama de edificios de muy distintas clases.

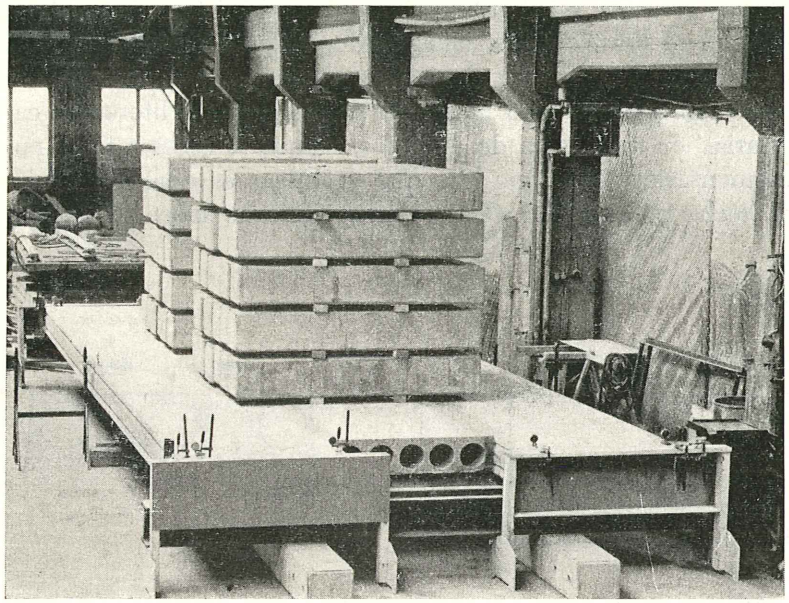


Fig. 9. — Ensayo de un forjado construido con placas aligeradas. En este ensayo pudo comprobarse que una carga mantenida durante largo tiempo, actuando sobre una sola losa, se transmite perfectamente a las placas adyacentes, a través de las juntas longitudinales, haciéndolas trabajar solidariamente. Se determinó la resistencia a rotura por cortante de estas juntas.

ESQUEMAS DE DISTINTOS TIPOS DE APOYOS

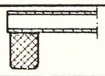
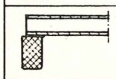
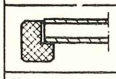
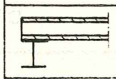
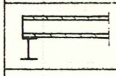
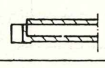
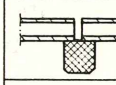
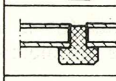
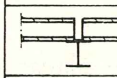
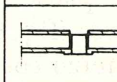
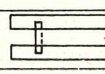
SECCION	ESQUEMAS	OBSERVACIONES
A-A		APOYO SOBRE JACENA DE HORMIGON DE SECCION NORMAL
		APOYO SOBRE JACENA DE HORMIGON DE SECCION RECTANGULAR DE ANCHURA PEQUEÑA
		APOYO ESPECIAL SOBRE JACENA DE HORMIGON. LA CARA SUPERIOR DE LA PLACA QUEDA ENRASADA CON LA DE LA JACENA
		APOYO SOBRE JACENA METALICA CONSTITUIDA POR PERFIL DE ALA ANCHA
		APOYO SOBRE JACENA METALICA CONSTITUIDA POR PERFIL DE ALA ESTRECHA
		APOYO SOBRE JACENA METALICA DE SECCION EN CAJON
B-B		APOYO DE DOS PLACAS DE CRUJIAS SUCESIVAS, SOBRE JACENA NORMAL DE HORMIGON
		APOYO ESPECIAL DE DOS PLACAS DE CRUJIAS SUCESIVAS, SOBRE JACENA DE HORMIGON. LAS PLACAS QUEDAN ENRASADAS CON LA JACENA
		APOYO DE DOS PLACAS DE CRUJIAS SUCESIVAS, SOBRE JACENA METALICA
		APOYO ESPECIAL DE DOS PLACAS DE CRUJIAS SUCESIVAS, SOBRE JACENA METALICA DE SECCION EN CAJON. LAS PLACAS QUEDAN PRACTICAMENTE ENRASADAS CON LA JACENA METALICA
C		ARRIOSTRAMIENTO

Fig. 10. — Diferentes soluciones adoptadas para el apoyo de las placas aligeradas.

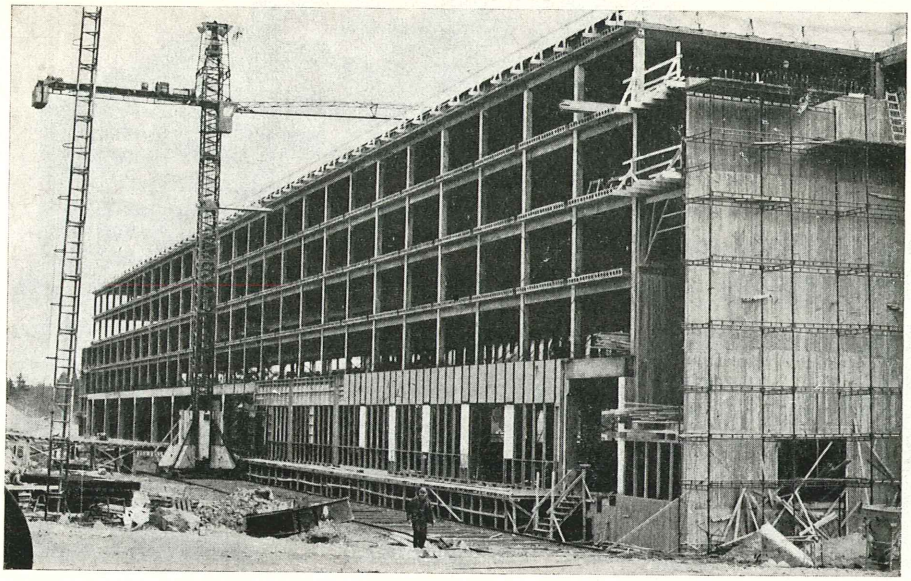


Fig 11.—Placas aligeradas apoyadas sobre una estructura reticular prefabricada, de hormigón.

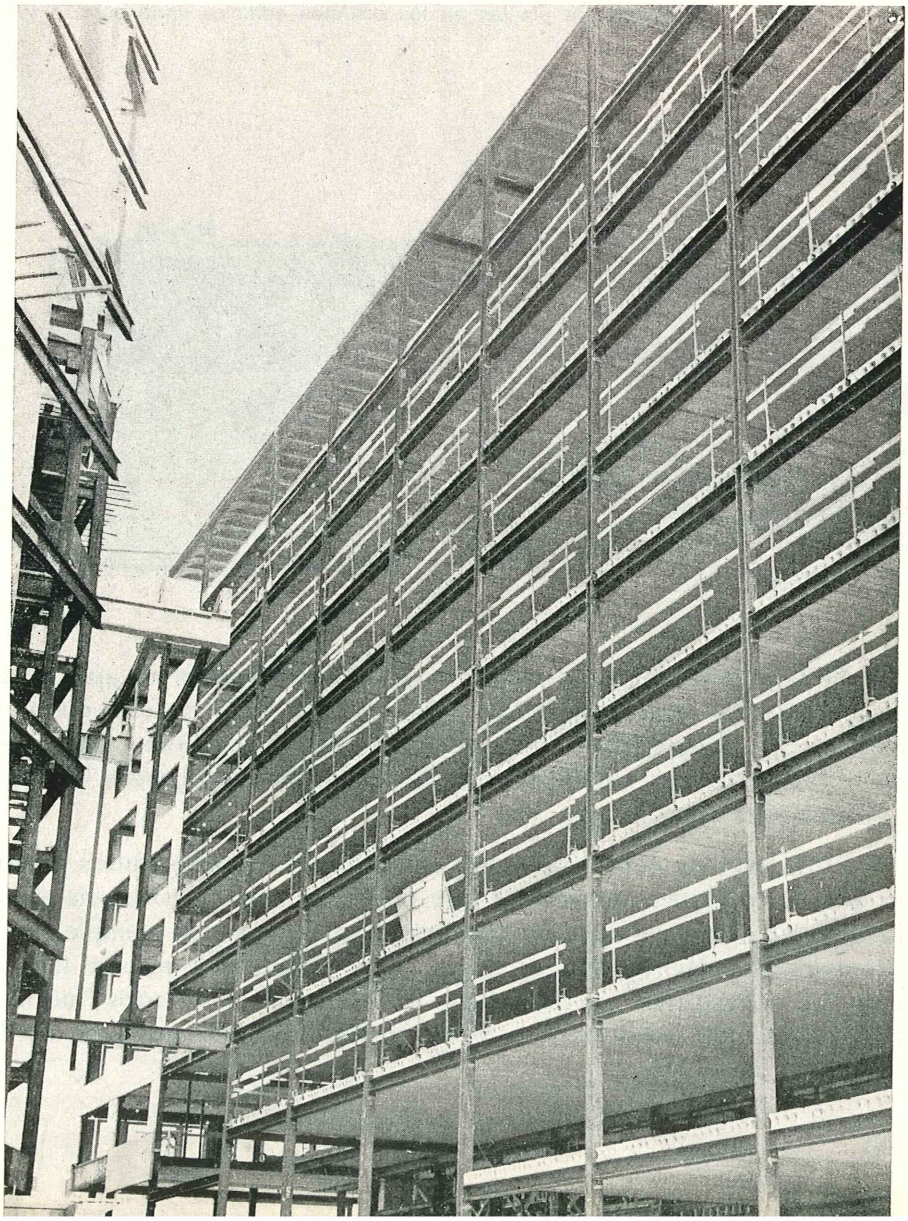


Fig. 12. — Placas aligeradas apoyadas sobre una estructura metálica reticulada. Se trata del edificio destinado al nuevo Parlamento, en Estocolmo.



Fig. 13. — Bloques de viviendas, con un total de 2.200 apartamentos, en los cuales se han utilizado forjados de 8,40 a 12 m de luz, constituidos por placas aligeradas apoyadas sobre muros portantes de fachada. El número de plantas en los distintos edificios varía entre 3 y 13.

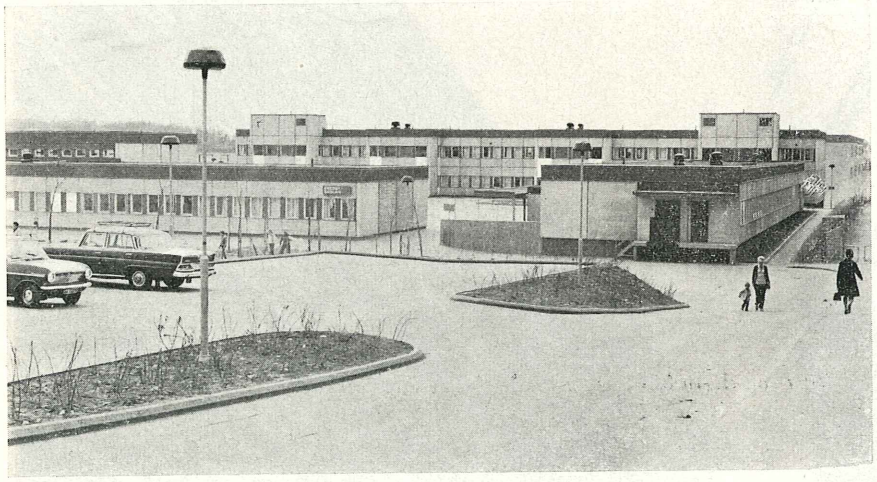


Fig. 14. — Ejemplo de forjados constituidos por placas aligeradas, apoyados sobre muros portantes de fachada. En la fotografía se muestra un conjunto formado por 14 escuelas diferentes, construidas en Estocolmo.

Se han estudiado y normalizado distintas soluciones de apoyo, para permitir la utilización de estas placas aligeradas en diferentes tipos de estructuras. En la figura 10 se representan esquemáticamente algunas de dichas soluciones, aplicables en el caso de estructuras reticulares metálicas o de hormigón, muy utilizadas, por ejemplo, en el caso de edificios para oficinas (fig. 11).

Otra solución consiste en apoyar las placas sobre los muros portantes de fachada, con lo que se consiguen estructuras que cumplen muy satisfactoriamente los requisitos de flexibilidad funcional que, en algunos casos, como, por ejemplo, en los modernos edificios para escuelas (fig. 12), se exigen. Esta flexibilidad resulta también de gran interés para las aplicaciones en estructuras de viviendas. Con estos fines se ha desarrollado un tipo especial de edificios que viene siendo utilizado con éxito desde hace más de diez años (figs. 13 y 14).

realizaciones
primera parte
puentes

C. FERNANDEZ CASADO

Estas visiones panorámicas, como la que vamos a disfrutar en el tema "Realizaciones", de lo que se va realizando en lapsos de tiempo fijos, creo que es una de las cosas más útiles que pueden obtenerse de estas reuniones nacionales o internacionales. Los congresos de la F.I.P. tomaron esta pauta. Y a mí, que me ha tocado ser ponente de este mismo tema en los últimos congresos, he tenido la satisfacción de ver cómo han ido creciendo en número y calidad las realizaciones españolas hasta llegar a una altura europea en el último congreso de Praga.

Creo que los que estuvimos allí vamos a ratificar ahora esta conclusión y los que no estuvieron lo harán a la vista de las diapositivas que se van a proyectar en la sesión de hoy.

Hubo una cierta época en que tuve la preocupación de que podíamos quedarnos en puentes de vigas prefabricadas simplemente apoyadas, lanzadas longitudinalmente, y dediqué todos mis esfuerzos, desde la clase, desde mis publicaciones, en los proyectos en que intervine, e incluso luchando en los tajos con las empresas constructoras y con las Administraciones. Afortunadamente esto ha cambiado definitivamente gracias al esfuerzo de una gran parte le los aquí presentes, otros que ya no están pero permanecen de modo vivo en nuestra asociación. A los nuevos toca relevarnos a algunos y continuar esforzándose en la misma dirección, pues no en vano nuestro material se califica en alguna versión hispanoamericana de hormigón preesforzado. Y realmente nos corresponde a los ingenieros que proyectamos y construimos insistir siempre en esta dirección, pues ni a las empresas constructoras ni a las Administraciones les corresponde. Aquéllas es natural que tengan otros problemas; en estas últimas no lo parece tanto.

Van a desfilar puentes de todos los tipos estructurales: tramos simplemente apoyados en todas sus variedades, unos construidos in situ con losas de grandes dimensiones macizas o aligeradas, otros de vigas generalmente prefabricadas lanzadas longitudinalmente y enlazadas por tablero superior o por complemento de cabezas superiores. Estas vigas unas veces se construyen en talleres ocasionales de obra, pero otras lo son en talleres permanentes industrializados llevándose las vigas a gran distancia. Como ejemplos se pueden citar las fábricas de Pacadar, Cade, Albajar, Castilla, con piezas de dimensiones

que llegan hasta la veintena de metros, duplicándose estas luces en el taller de dragados en Huelva, desde donde se han transportado hasta La Coruña y Canarias. Piezas de estas características se han utilizado en puentes de autopistas y para cubrir pasos inferiores y galerías del Metro o ferrocarriles urbanos, en Madrid y Barcelona.

Una solución interesante es la de combinar las ventajas de la prefabricación con las de continuidad, montando vigas prefabricadas en tramos sucesivos para luego darles continuidad en sentido estructural y en el de supresión de juntas como en el puente BT-2 de Autopistas ACESA, con prolongación del tablero y viga sobre pilas, o sólo para suprimir juntas permanentes como en el viaducto Eduardo Casavilca de la misma autopista, dejando el enlace de tableros con poca rigidez, de modo a no cambiar el isostatismo y absorber las dilataciones y contracciones mediante armaduras pasivas. Otras veces se ha realizado el enlace prolongado y cruzando las armaduras activas de vanos adyacentes.

Los dinteles continuos en la solución canónica de tres vanos compensados, tan apropiada a puentes de ríos medianos o pasos sobre vías de comunicación, son también de uso frecuente. Para este último caso se utilizan losas donde la luz permite dicha solución en secciones macizas o con aligeramientos circulares y con canto variable o constante (pasos normalizados de Iberpistas y pasos del tramo 18 en la autopista Barcelona-La Junquera, de ACESA). En tableros de vigas también va esta solución de tres o más vanos con secciones de viga cajón o bien en TT.

Una solución continua isostática con tramos de tres vanos, con tramos ménsulas avanzando en el vano central para soportar un tramo simple de menor longitud de la luz entre apoyos, es también bastante utilizada, autopista sur de Tenerife y como fue en Gracia).

Tenemos soluciones de pórticos con patas inclinadas cuyos pies se articulan en los pasos de la autopista Zaragoza-Aljafarín, apoyando vanos laterales y disponiendo tirantes de hormigón pretensado que reúnen las articulaciones, y con mayor hiperestatismo en el puente del Alcalde, en La Coruña, con células triangulares en extremidades.

Otra solución con elementos en nabla para prolongarse en voladizo por ambos lados y sostener una viga apoyada intermedia de 45 m, para conseguir una luz total entre articulaciones de 95 m, es la del puente de Chonta, cerca de Eibar, en Iberpistas.

En pórticos sencillos tenemos la solución en T, que es clásica de los puentes de voladizos sucesivos con articulaciones en centros de vanos, y la de T con apoyos deslizantes en extremidades del dintel, que es la del puente de la dársena de Sevilla, que se ha vuelto a utilizar en la pasarela de Carlos III, en Barcelona.

El sistema Preflex también ha empezado a consolidarse por sus realizaciones en puentes, con el viaducto urbano de la calle del Capitán Cortés, con vanos hasta de 40 m; dos puentes de tramos simples de 20 y 40 m en la central de Aboño, y otro de 22 m con oblicuidad de 45° en el río Roca, y un paso para ferrocarril en Veriña, de 13 m.

Tenemos también una estructura metálica pretensada que es la pasarela de las Glorias, en Barcelona, de tipo colgada con cables rectos que sostienen un dintel en Y. La longitud de éste entre pilas inferiores es de 95,70 m. Los cables, de alambres paralelos de 7 mm, llevan anclajes BBRV desde los cuales se pretensaron.

En cuanto a sistemas constructivos, tenemos en marcha todos los tipos, desde la prefabricación de vigas, del cual ya nos hemos ocupado, hasta el de empujamiento de un dintel que va creciendo por incorporación de sucesivas secciones que se van construyendo

en una de las extremidades sobre bancadas y moldes que permanecen fijos (puentes del Guadalimar y del río Andarax, en el ferrocarril de Linares a Almería).

En el intermedio tenemos el procedimiento de avance por voladizos sucesivos, donde va habiendo un número notable de realizaciones tanto de las construidas por dovelas prefabricadas (se ha terminado el puente de Los Vados, sobre el Genil) como mediante carro (puente de Caparroso, sobre el Alagón), y en breve se terminará el de Molins de Rey, sobre el Llobregat, cuya luz de 125 m será el "record" de dinteles de fábrica en España. El ritmo es de una semana por dovela.

Merece especial mención el sistema constructivo de avanzar con cimbra y encofrado para un vano completo que, deslizando sobre los pilares, se coloca con un desplazamiento del quinto de la luz, para construir vanos continuos de longitud indefinida con juntas en dicho quinto, que son provisionales de construcción salvo las que limitan longitures totales que se disponen definitivas. Se suele avanzar al ritmo de un vano completo cada semana, pero en el viaducto para ferrocarril dentro de la ciudad de Gerona, con vanos de 20 m, se ha reducido este plazo a cuatro días. También en algún puente de la ruta del Manzanal. Un proceso especial corresponde al viaducto de Chonta, donde los elementos inclinados de los apoyos intermedios en nabla con el dintel se construyeron verticales para después dejarlos inclinarse en las direcciones de sus posiciones definitivas.

No se puede dejar de lado la construcción in situ gracias a los andamios tubulares u otros sistemas más complejos, integrados por elementos horizontales y verticales, pero siempre desmontables, pues, dada la solución económica de alquiler de elementos y montaje y desmontaje por las empresas especializadas, se pueden también resolver problemas de plazo sin detrimento del costo, ya que pueden construirse simultáneamente longitudes de consideración, pues el costo, suma de dos sumandos, el alquiler por kilo de material y día y el montaje y desmontaje, lo cual es casi independiente del peso del material empleado.

En cuanto a funciones desempeñadas, tenemos toda la gama de realizaciones: puentes de carretera (la mayor parte), puentes de ferrocarril (Gerona, con una longitud de más de 2 Km; Villaverde-Vicálvaro, Andarax, Vinalopó, para carretera y ferrocarril; Guadalimar), viaductos y pasos inferiores urbanos (en Madrid, Barcelona, Vitoria, La Coruña, etcétera), pasarelas para peatones (Barcelona), acueductos (Santa Quiteria, en el transvase Tajo-Segura, y el gran acueducto por dovelas para el mismo, del que no hemos tenido comunicación).

Por último, tenemos el aspecto estético. Los puentes, estructura ingenieril por excelencia, son muy agradecidos al interés y cariño que se ponga en ellos. Y aquí (nuevo toque de atención a los ingenieros) sí que todo lo tenemos que poner nosotros, los ingenieros que proyectamos y construimos. Volvemos al mismo reproche; las Administraciones no se interesan por ello, tienen problemas de plazo por encima de todo y las empresas constructoras los tienen de plazo y de economía, economía que es muchas veces economía de empresa capitalista y no de economía nacional. Todas las Administraciones se gastan cantidades ingentes en restaurar la belleza de lo que se creó en épocas, remotas, pero les parece derroche dedicar algo a hacer bellas las construcciones actuales. Y esto es un problema de todas partes; hay naciones que están construyendo puentes horrendos: Holanda, Bélgica y en algunas autopistas italianas. En cambio, en otras como Suecia, Austria y Alemania, hay una tradición de hacer bien las cosas.

Vienen a nuestra memoria nombres de ingenieros ilustres avalados por sus obras: Fins-

terwalder, Leonhardt, Witfoth, Esquillan, Morandi... Un caso negativo ejemplar es el de los Estados Unidos.

Y si examinamos los casos inversos de estructuras horribles, vemos que es generalmente el prefabricado quien tiene la culpa. Yo tengo como lema que la construcción es fundamental en el proyecto; desde que se comienza a pensar en un puente hay que prever la forma de construirlo. Pero esto tiene un límite: que la construcción no aplaste al proyecto, aniquile su valor. Una prefabricación masiva puede suponer una economía aparente desde un punto de vista de economía de empresa, aunque no lo sea desde el punto de vista nacional. Un empleo de soluciones únicas para problemas amplios puede llevar a una fabricación en serie con la consiguiente reducción de costos unitarios, pero un estudio más al detalle en contacto con la realidad directa puede llevar a economías parciales en cantidades de obra que neutralicen la ventaja anterior.

Puede que exista un mayor costo en proyectos, que puede tener su compensación en el ajuste directo, como acaba de decirse, si supone un mayor empleo de ingenieros, que actualmente los tenemos, y con avidez de emplear sus facultades en desarrollar nuevos proyectos. Y lo estético de una obra corresponde a la inteligencia que se haya puesto en el proyecto y al cuidado, que también es inteligencia, utilizado en su ejecución. Y la inteligencia como materia prima no se gasta con el uso, antes, por el contrario, con el uso se acrecienta.

591 - 2 - 58

puentes de la autopista Bilbao-Behobia

J. HERRERA FERNANDEZ
Ingeniero de Caminos (*)

La autopista Bilbao-Behobia, en sus 105 Km de recorrido desde el barrio de Basauri, en las afueras de Bilbao, hasta la frontera francesa, exige la construcción de unos 140 puentes, excluyendo las obras normalizadas de la colección oficial para drenaje transversal o paso de caminos.

En el momento actual están en servicio los primeros 38 Km, Bilbao-Ermúa, con un total de 37 puentes; están en avanzada fase de construcción los 8 Km siguientes, Ermúa-Elgoibar, con 19 puentes más, que serán puestos en servicio a mediados del año 1973, y se trabaja en el resto de la traza hasta San Sebastián, que supone una longitud adicional de 40 Km, con un total de 47 puentes más. El tramo San Sebastián-frontera, de 17 Km, está en fase de proyecto.

Aproximadamente en un 50 por 100 de los puentes se ha utilizado la técnica del hormigón pretensado, lo que supondrá unos 70 puentes pretensados al final de la obra, en 1975. Esta comunicación se refiere a los puentes que están en servicio y aquellos cuyo avanzado estado de construcción permite obtener alguna conclusión de conjunto.

Para su presentación se han reunido en tres grandes grupos que presentan características comunes y que son: pasos bajo autopista, pasos sobre autopista y enlaces y viaductos.

En los pasos bajo autopista se han empleado generalmente pórticos de hormigón armado, excepto en aquellos casos en los que la anchura inferior o la geometría del

(*) Jefe de la Sección de Estructura de Euroestudios, S. A., Ingeniero de Consulta.

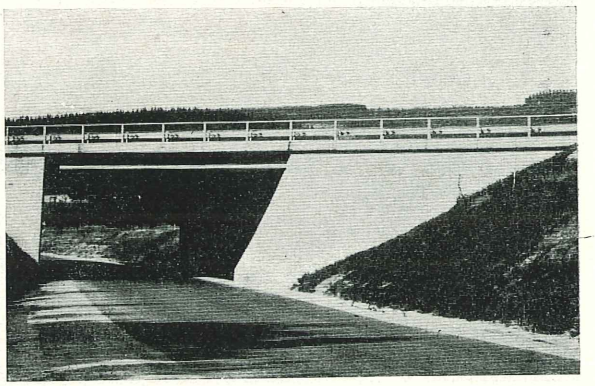


Fig. 1. — Paso inferior en losa nervada aligerada isostática (E.II a-6, autopista sobre carretera de Guernica).

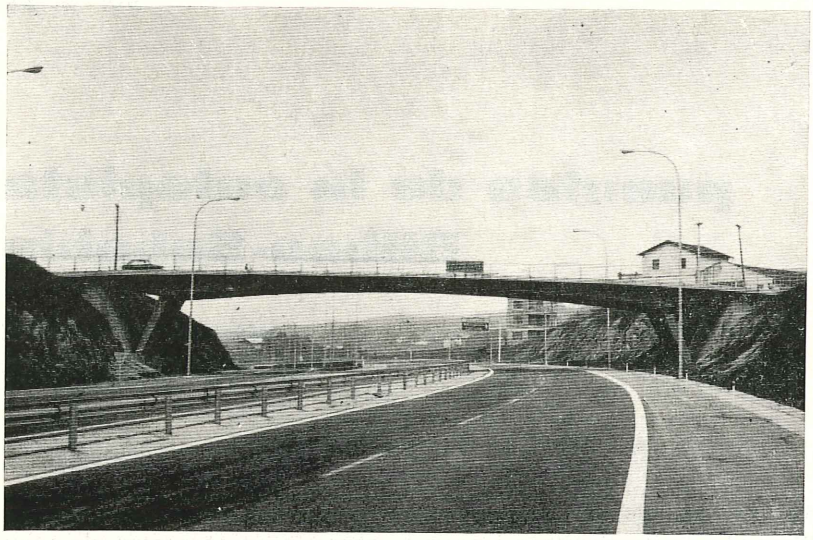


Fig. 2. — Paso superior en pórtico de células triangulares (E.Ib-7, autopista bajo carretera a Echano).

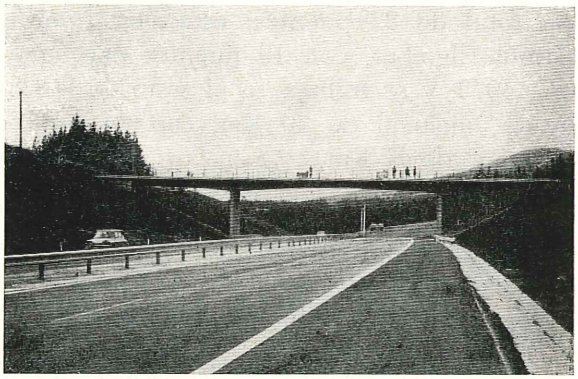


Fig. 3. — Paso superior en losa continua de canto variable (E.IIb-2, autopista bajo Camino Garaizar).

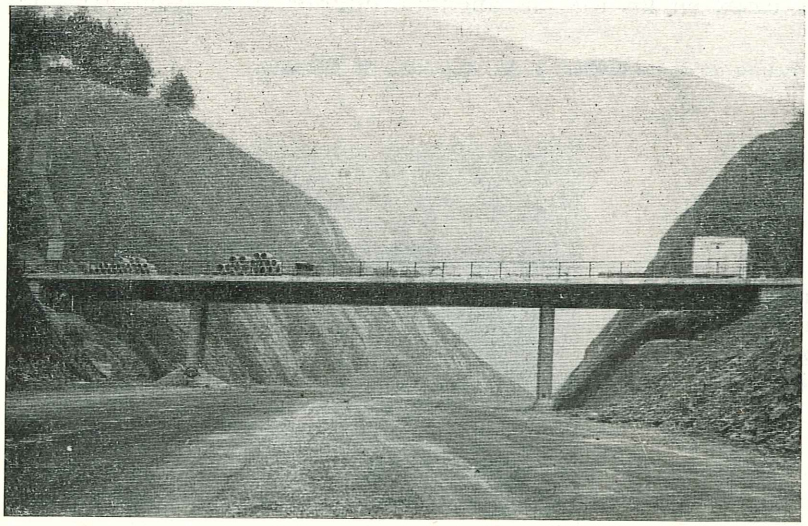


Fig. 4. — Paso superior en losa continua de canto constante (E.III-6, autopista bajo Camino Urki).

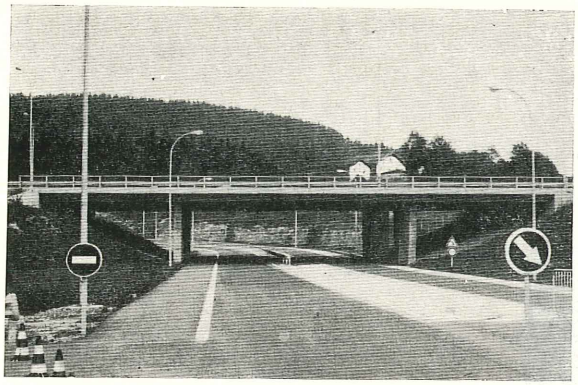


Fig. 5. — Ramal de enlace bajo autopista, en losa continua de canto constante (E.IB-6, enlace de Amorebieta).

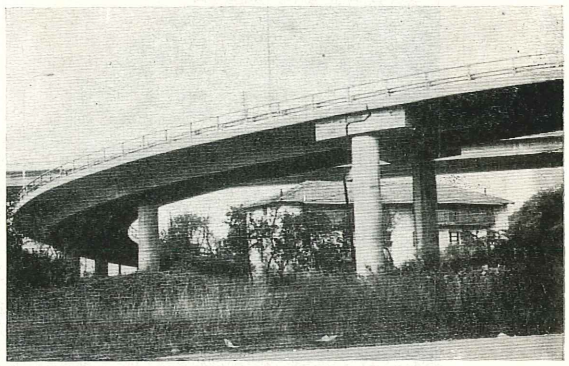


Fig. 6. — Ramal de acceso a la autopista, en losa continua de canto constante y fuerte curvatura en planta (ramal Irubide sur).

cruce planteaban problemas estructurales. Se han empleado pórticos oblicuos con vigas de borde pretensadas, como en el paso de Erleches, o bien losas nervadas aligeradas hormigonadas in situ, como en el paso sobre la carretera de Guernica (fig. 1), o vigas prefabricadas postensadas, como en el paso de Olacueta, por estar en las proximidades de un parque de fabricación de vigas.

El grupo de pasos sobre autopista y enlaces, se caracteriza por su exigencia estética frente al usuario de la autopista y por sus condiciones geométricas muy severas en lo referente a anchuras, peraltes, curvaturas, etc. Son difícilmente tipificables debido a la variabilidad de sus condicionantes (taludes de desmonte, pendientes, ángulos de cruce, etc.) y su presupuesto relativamente pequeño, unido a su distribución irregular a lo largo de la traza, no justifican una prefabricación central, ya que la topografía dificulta enormemente el transporte de grandes piezas.

En los pasos sobre autopista se han proyectado pórticos de células triangulares en aquellos casos de desmontes en roca con taludes poco tendidos (fig. 2). Durante la construcción fue necesaria una adaptación a los taludes resultantes, mediante la construcción de grandes estribos. Se han proyectado losas continuas aligeradas, de canto variable, en aquellos casos en los que los taludes laterales, bien sean de terraplén o desmonte, permitían una buena compensación del tramo central, generalmente de unos 25 metros de luz (fig. 3).

En aquellos casos en los que las condiciones geométricas eran poco favorables, se han proyectado puentes de canto constante, utilizando apoyos puntuales, doble apoyo, pantallas rectangulares o pantallas trapeciales (fig. 4).

En los enlaces se han empleado generalmente losas continuas de tres tramos, luz central 18 m, apoyadas sobre una sucesión de pantallas trapeciales (fig. 5).

En el enlace de Ermúa, debido a la presencia de un desmonte, se ha proyectado un solo tramo apoyado en estribos cerrados.

Para la incorporación directa a la autopista del tráfico procedente de la carretera existente, ha sido necesaria la construcciónde ramales de enlace en condiciones geométricas límites de grandes curvaturas o fuertes pendientes longitudinales, tales como los ramales de Irubide (fig. 6) y Erleches.

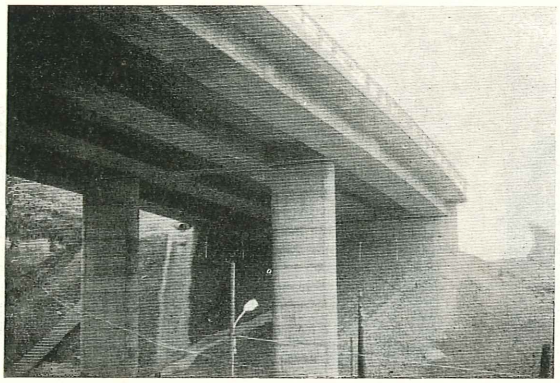


Fig. 7. — Viaducto a base de losas continuas nervadas de canto constante (E.III-4, viaducto Ipurúa, en Eibar).

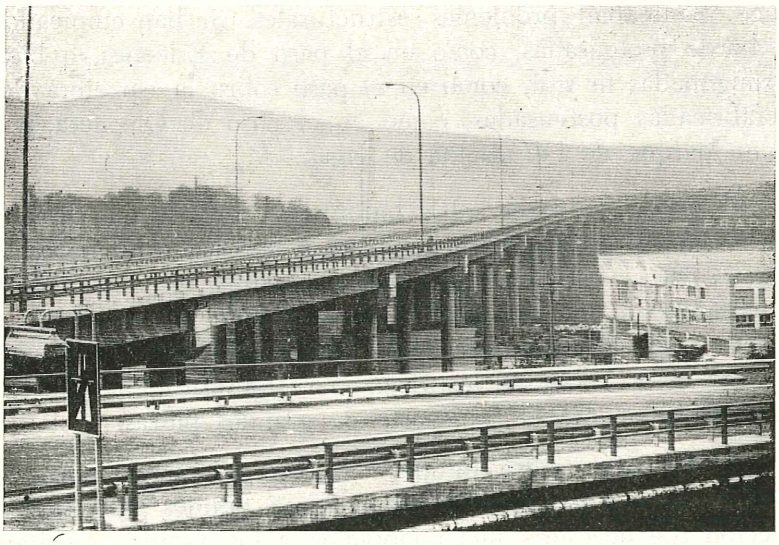


Fig. 8. — Viaducto de vigas prefabricadas pretensadas y tablero (E.Ia-1R, viaducto de Pradera, en Basauri).

Fig. 9. — Pilas formadas por fustes circulares de ϕ 1,30 m (E.IIb-5, viaducto de Olacueta).

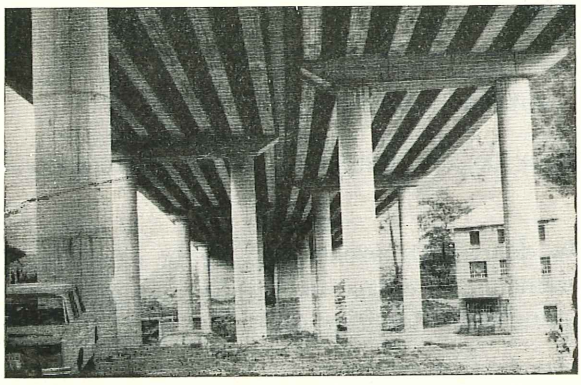
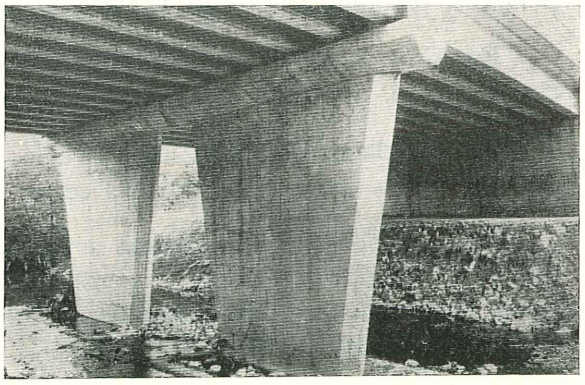


Fig. 10. — Pilas formadas por pantallas trapeciales para el paso de ríos (E.IIq-1, autopista sobre el río Ibaizábal).



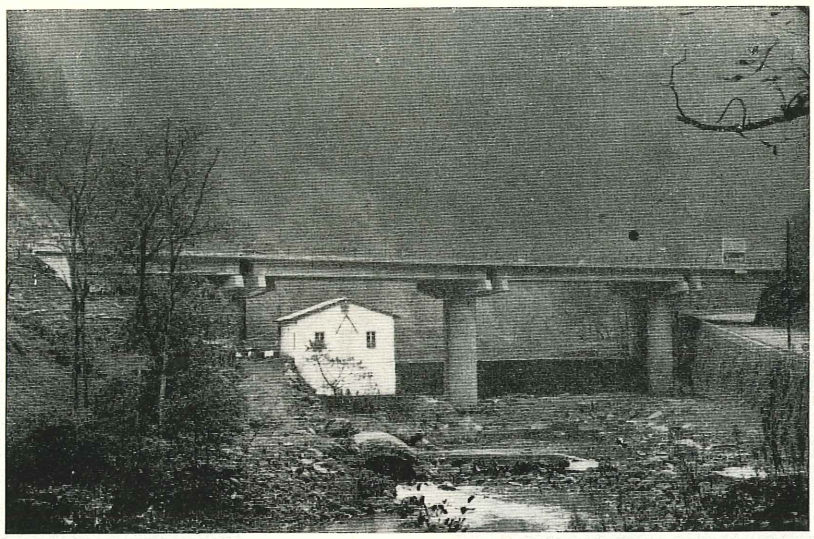


Fig. 11. — Pilas formadas por fuste único hueco de ϕ 3 m para cruces oblicuos (E.III-11, autopista sobre CN-634 y río Deva).

Por último, en el grupo de los viaductos, entendiendo como tales los puentes que sirven a la autopista para franquear obstáculos topográficos o alguna combinación de tráficos existentes, están situadas las realizaciones más importantes. Con excepción de dos o tres casos en los que se ha empleado un sistema de hormigonado sobre cimbra de losas nervadas continuas (fig. 7) o losas aligeradas, la totalidad de los viaductos son del tipo de vigas prefabricadas y forjado in situ. Se emplean vigas-tipo de 1,50, 1,95 y 2,25 m de canto, con un forjado de 0,20 m de espesor, que cubren el campo de luces comprendido entre 25 y 45 m (fig. 8).

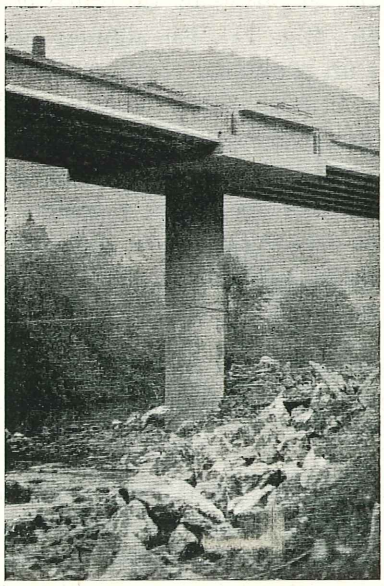


Fig. 12. — Dinteles en ménsula sobre fustes de ϕ 3 m para adaptarse a distintas luces (A-112, autopista sobre CN-634, río Deva y FC. Bilbao-San Sebastián).

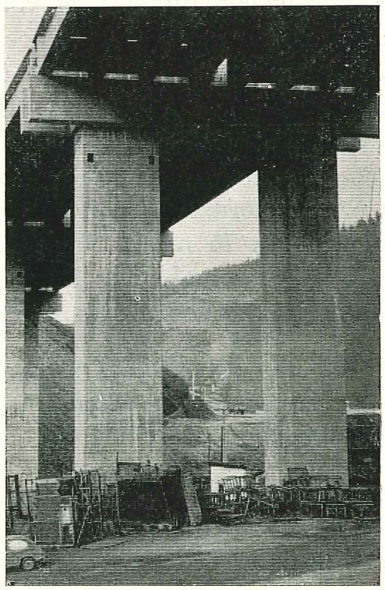


Fig. 13. — Pilas formadas por dos fustes rectangulares huecos y dintel común a ambas calzadas (A-104, viaducto San Antolín, sobre FC, CN-634 y río Deva).

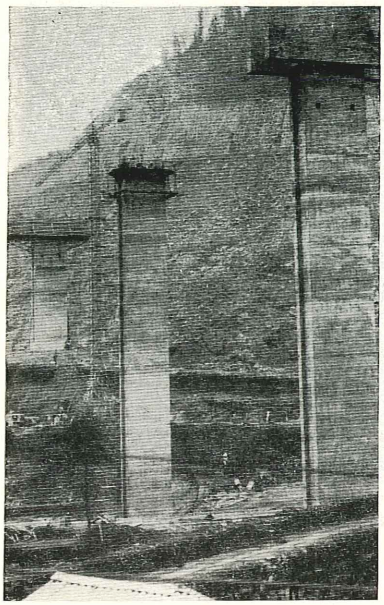


Fig. 14. — Pilas formadas por fuste único rectangular hueco y dintel en ménsula (A-114, viaducto Subiberri autopista sobre CN-634, F.C. y río Deva).

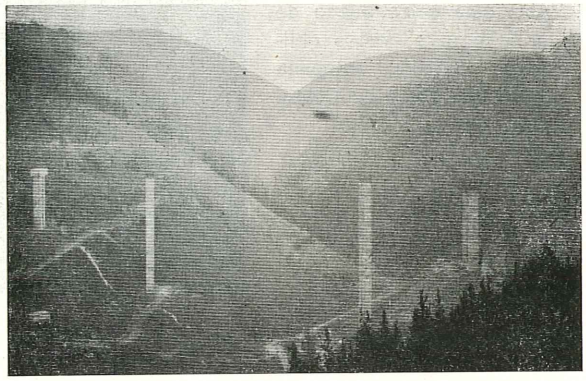


Fig. 15. — Viaducto de Istiña. Construcción de pilas mediante encofrado deslizante. Vista general.

Tipificados los tableros, se ha intentado una tipificación de las pilas, según altura máxima y situación, empleándose fustes circulares de ϕ 1,30 m hasta alturas del orden de los 17 m (fig. 9) o pantallas trapeciales en casos de pilas situadas sobre cauces de agua (fig. 10). Para alturas mayores, se ha empleado el fuste circular único de ϕ 3,00 metros hueco, con dinteles en voladizo que resuelve bien el problema de cruce con circulaciones no paralelas, o el cruce oblicuo sobre ríos, etc. (fig. 11). En algunos casos se completan con dinteles en forma de mesa para resolver un problema concreto de utilización de vigas prefabricadas (fig. 12). Por encima de los 30 m de altura, se han empleado pilas de sección rectangular hueca, muy adecuado al sistema de encofrado deslizante. Se emplean siempre que es posible, dos fustes, uno por calzada, unidos en cabeza por un dintel común, formando pórtico (fig. 13). La mayor altura corresponde al viaducto Istiña, que alcanza los 75 m de altura de pilas con dos fustes rectangulares de $6{,}0 \times 3{,}0$ (figuras 15 y 16) actualmente en construcción. Los dinteles se hormigonan sobre unas cimbras autoportantes colocadas en la cabeza de las pilas.

En el caso de calzadas separadas, se utiliza el fuste único con dinteles en voladizo, como en el viaducto de Subiberri (fig. 14) o con dinteles en mesa, como en el caso del viaducto Ubicha.

Por último, aunque es objeto de una comunicación independiente citar el caso del puente de Chonta dentro del capítulo de puentes especiales, para el paso sobre una barriada industrial de Eibar con 94 m de luz, utilizando el sistema de pilares en "uve" y dintel hormigonado in situ, sobre el que apoyar vigas prefabricadas que explicará con más detalle su autor, Ginés Aparicio, de Intemac.

Las vigas son fabricadas en la misma traza de la autopista en moldes metálicos. La ferralla se prefabrica en secciones que luego se introducen en el encofrado. Las vigas

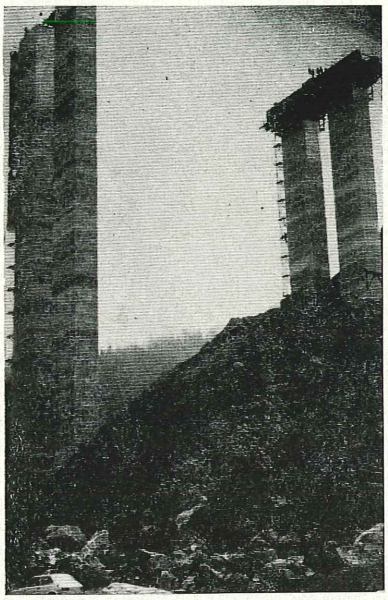


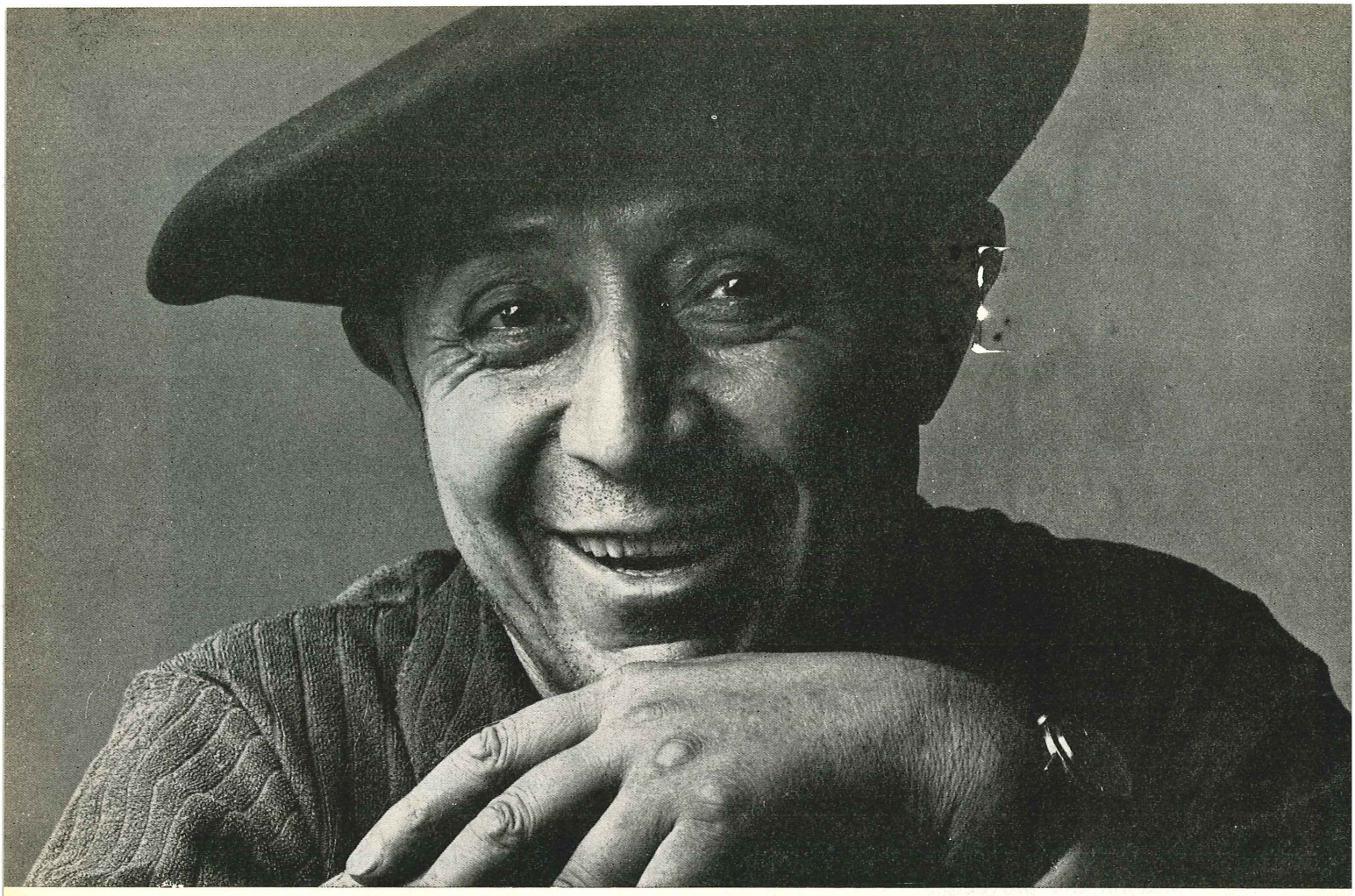
Fig. 16. — Viaducto de Istiña. Pila 2 terminada, formada por dos fustes rectangulares de 6 × 3 m y 72 m de altura.

se acopian a la entrada de los puentes esperando el lanzador. Sobre las vigas colocadas en sus tramos se colocan placas prefabricadas de encofrado perdido sobre las que se hormigona la losa de forjado.

Euroestudios fue encargado por la empresa concesionaria de la autopista, de la realización del proyecto.

El proyecto de los tres primeros tramos, que abarcan una gran parte de los puentes que aquí se presentan, ha sido realizado con la colaboración de las oficinas técnicas Nabla, F. del Pozo y Dorsch Ibérica. Después de la adjudicación de las obras, han realizado proyectos reformados Ocinco, Proyectos de Ingeniería Civil, el Departamento Técnico de la Sociedad Anónima Ferrovial e Intemac.

La construcción ha correspondido a las empresas Laing, Ferrovial y CFE. La dirección de obra ha sido realizada por Europistas Concesionaria Española, S. A., para la que ha realizado el control de obras Euroconsult, S. A.



Patxi, 60 años, de Eibar, hacía cualquier cosa por ver un buen partido de pelota en Elgóibar...

O en Ermúa o en Marquina...

Pero había que echarle tiempo.

Por ejemplo cinco horas o más, andando o a caballo, por atajos entre los montes de su tierra para ver a los pelotaris de entonces.

¡Todos amigos suyos!

Buena época aquella.

Claro que para un buen aficionado, sigue habiendo buenos partidos y también estupendos pelotaris.

Y hay que ir a verlos.

Pero ahora por otra clase de atajos.

Sin ir más lejos, FERROVIAL Empresa Constructora, ha acabado las obras del Tramo Ermúa-Elgoibar de la AUTOPISTA BILBAO-SAN SEBASTIAN BEHOBIA, para EUROPISTAS Concesionaria Española, S. A. y "Patxi" podrá hacer ahora ese trayecto en diez minutos sin que su hijo tenga que forzar el coche.

Así que el viejo "Patxi" está impresionado.

Porque FERROVIAL Empresa Constructora, ha resuelto uno de los más complejos problemas de ejecución de obras que haya planteado hasta el momento una autopista europea. Con más de tres millones de metros cúbicos en desmontes realizados la mayor parte en roca.
Y soluciones tan espectaculares como el viaducto de Chonta sobre Eibar.

FERROVIAL ha contribuido a que "Patxi" un buen vasco de 60 años, siga con su hijo la trayectoria de sus amigos, los jóvenes pelotaris.

Pero claro, ganando tiempo.

ferrovial
EMPRESA CONSTRUCTORA



últimos elementos de Procedimientos Barredo, S. A., y algunas realizaciones con ellos

C. BARREDO

Señor presidente, señoras y señores:

Aunque, en principio, un sistema de pretensado está formado por unos anclajes que fijan las armaduras y una maquinaria que les da la tensión necesaria, es evidente que se precisan una serie de elementos auxiliares que permitan, de forma económica en la práctica, la aplicación permanente de los esfuerzos requeridos por el proyecto.

Las casas suministradoras de los diversos sistemas de pretensado van buscando siempre las nuevas soluciones, en cuanto a materiales, maquinaria y métodos de ejecución y control, que mejor se vayan adaptando a las necesidades y mayores exigencias que plantea esta técnica según se va desarrollando.

Los resultados pueden constatarse tanto por la generalización experimentada en estos últimos años como por su expansión a casi todos los campos de la ingeniería y la arquitectura, que no hubiesen sido posibles si no se contase con nuevos elementos que solucionasen los diversos problemas que se plantean.

Una marcha hacia adelante y sin tropiezos precisa un conocimiento mutuo y completo de las necesidades y posibilidades, por parte de proyectistas, constructores y suministradores de los elementos especiales, y por ello voy a mostrarles los últimos elementos producidos por Procedimientos Barredo, relacionados directamente con el postesado o aplicados en obras postesadas, así como algunas de las realizaciones en que se han empleado.

Ya en la asamblea de Valencia les comuniqué que habíamos puesto a punto un nuevo sistema de postesado con una cuña interior con puntos de deformación concentrada y limitada, que ejerce un efecto de pinzamiento lateral de las armaduras, de gran efectividad y seguridad para el anclaje de las mismas.

Este sistema permite la utilización de alambres y cordones de siete alambres, y puede emplearse con cualquier número de ellos, existiendo unas unidades normalizadas desde 12 ϕ 5 mm hasta 12 ϕ 0,6″ que cubren el campo de utilizaciones más comunes.

En la figura 1 podemos ver dos anclajes para 12 ϕ 8 mm, uno con las puntas de las armaduras ya cortadas después de haber realizado la tensión y otro preparado para tensar las armaduras.

Siendo metálicos los conos hembra, pueden prepararse anclajes de continuidad me-

diante anclaje pasivo y anclaje activo roscados exteriormente y un manguito de empalme como se ve en la figura 2.

Por las dimensiones de las roscas y del elemento de empalme estos anclajes de continuidad están preparados con un coeficiente de seguridad superior al de las armaduras, por lo que no suponen un punto débil en un trazado, ya que resisten hasta la rotura de las armaduras.

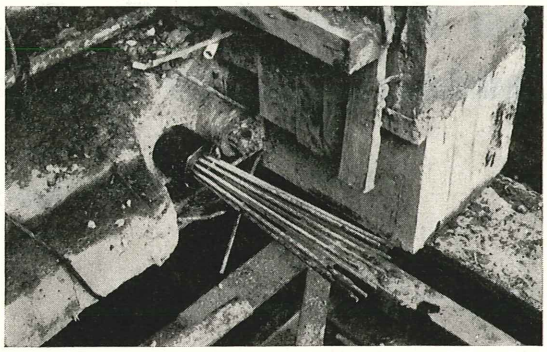


Figura 1.

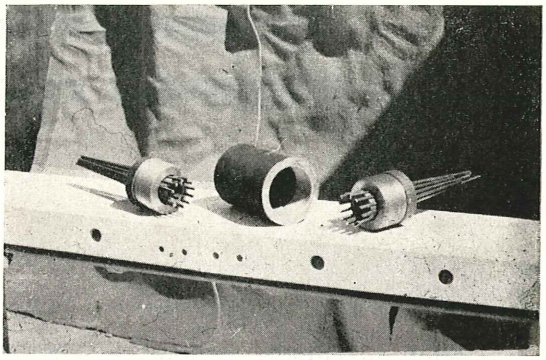


Figura 2.

En la figura 3 podemos ver un tipo de anclaje pasivo para cordones de siete alambres, conseguido con una cuña especial muy simple y segura, para cada uno de los cordones, en la que se consigue la limitación de deformación por apriete sobre el alambre central realizando así su retención.

Pueden usarse como anclajes individuales o pueden agruparse en una misma placa como se ve en la fotografía.

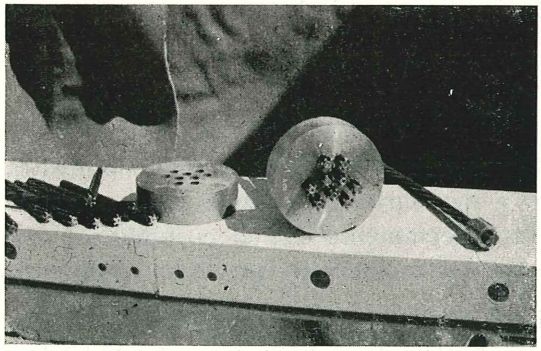


Figura 3.

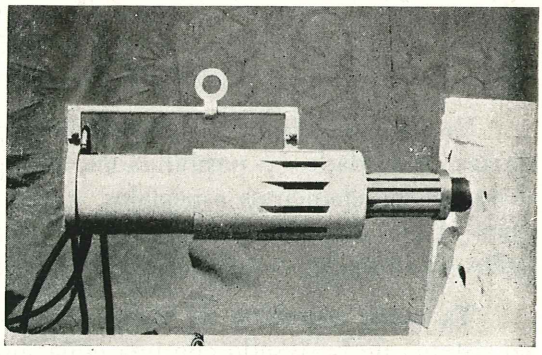


Figura 4.

Estas cuñas se preclavan de antemano y su penetración posterior puede considerarse casi nula.

Se pueden realizar placas con cualquier número de cordones y pueden convertirse en anclajes activos si realizamos la tracción sobre ellas y las calzamos una vez obtenido el alargamiento preciso.

Con este sistema, que llamamos Multi-B, empleábamos hasta ahora un gato de tipo

clásico, al que se fijaban individualmente cada una de las armaduras mediante cuñas independientes, con las clásicas dificultades inherentes a la posibilidad de que una diferente penetración de cuña, de un punto a otro, pudiera suponer un alargamiento real diferente para cada armadura.

Recientemente hemos lanzado el modelo de gato que aparece en la figura 4, cuya característica diferencial consiste en que la fijación provisional de las armaduras al mismo se realiza mediante una cuña única que ancla simultáneamente a todas ellas.

Esta cuña va movida por un pistón hidráulico independiente, que suministra la presión adicional precisa para garantizar la fijación de las armaduras al gato.

En la figura 5 podemos ver un esquema de este gato, con su circuito principal de tensión, el pistón de enclavamiento de la cuña del anclaje y el de fijación provisional de las armaduras, así como las distintas etapas de una operación.

Todos estos pistones son de doble efecto para recuperar el gato a su posición inicial, obteniéndose en ese momento, de manera automática, el desenclavamiento de la fijación de las armaduras al gato, y quedando éste en disposición de realizar una nueva operación.

Si durante una tensión se hubiese agotado el recorrido del gato sin alcanzar el alargamiento necesario, basta avanzar el gato y volver a comenzar la operación.

Con todo ello, tanto la operación de tensión y anclaje de las armaduras como los eventuales retesados, se realizan en forma cómoda, rápida y segura.

En la figura 6 se ve un gato para 12 ϕ 8 mm, aplicado a un anclaje en obra.

Avanzando o retrasando el punto de cuelgue, a lo largo de la barra que se ve en la fotografía, queda el gato con la inclinación más conveniente para su aproximación al anclaje.

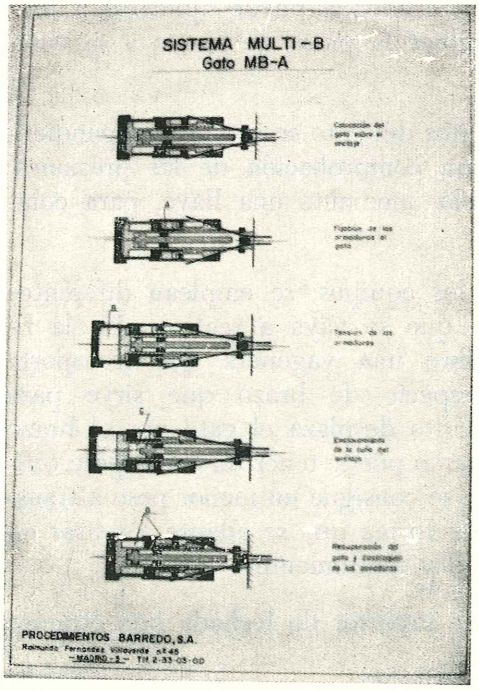


Figura 5.

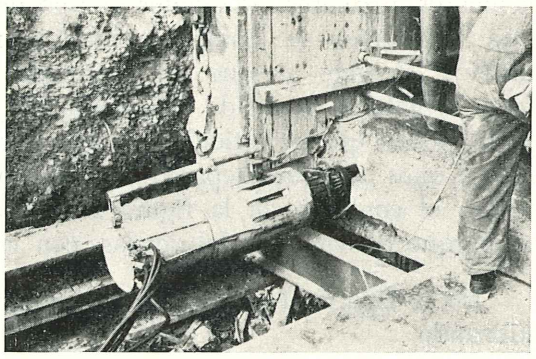


Figura 6.

En la figura 7, un detalle de su apoyo sobre el mismo, que se realiza mediante un plato intermedio centrador. En la fotografía se observa además una placa suelta que sirve para facilitar el apuntado de las armaduras al aproximar el gato al anclaje.

Durante toda la operación de tesado están a la vista las armaduras, pudiéndose realizar las marcas o señales que se deseen, en contacto con la pieza de fijación, como comprobación de que no existen deslizamientos diferenciales, o para medidas de comprobación de alargamientos.

En la figura 8 tenemos un detalle de la parte delantera del gato en que se aprecia la facilidad para realizar las marcas que se indican en las nuevas recomendaciones.

Enclavada la cuña del anclaje, y cerrado el gato, se retira fácilmente para pasar a otro punto.

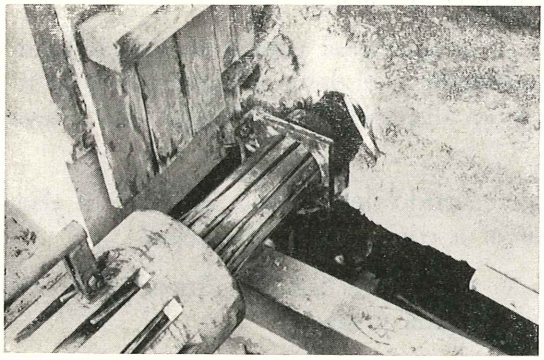


Figura 7.

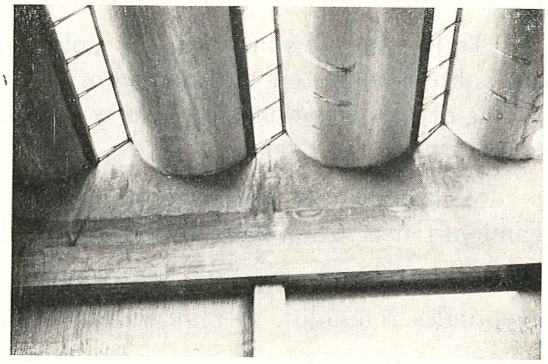


Figura 8.

Las potencias de los gatos de este tipo, fabricados hasta ahora, van de 20 t (12 ϕ 5 mm) a 200 t (12 ϕ 0,6″) y un gato de una potencia determinada puede aplicarse a tendones de composiciones diferentes, bastando con cambiar la pieza de apoyo y la cuña central de apriete.

En las bombas de presión cada uno de los circuitos del gato se actúan independientemente, llevando cada uno su propio manómetro para comprobación de las presiones. Estos manómetros pueden también ponerse en paralelo, mediante una llave, para comprobar que no se han descorregido (fig. 9).

Para el mejor manejo y movimiento en obra de los equipos, se emplean diferentes elementos auxiliares, adaptados al tipo de utilización que se vaya a realizar. En la figura 10 vemos la bomba hidráulica montada sobre una vagoneta que transporta también el gato y que va equipada con una especie de brazo que sirve para llevar el gato al punto de aplicación. Un pequeño carrito desplaza el gato por el brazo de la pluma, que es articulada y que por el otro extremo puede tener un contrapeso o fijarse a unos anclajes preparados para ello, con lo que se consigue un menor peso a transportar; el conjunto de la figura se ha completado de forma que se adapte a tensar en un parque de vigas prefabricadas, con gran movilidad y rendimiento.

En la figura 11 puede verse el último modelo de inyector de lechada que estamos utilizando.

Se trata de una bomba inyectora de un émbolo, y va equipada con un manómetro

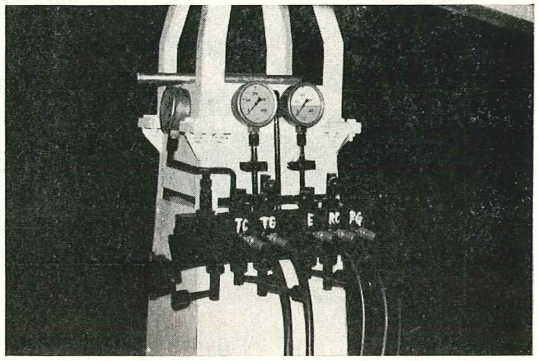


Figura 9.

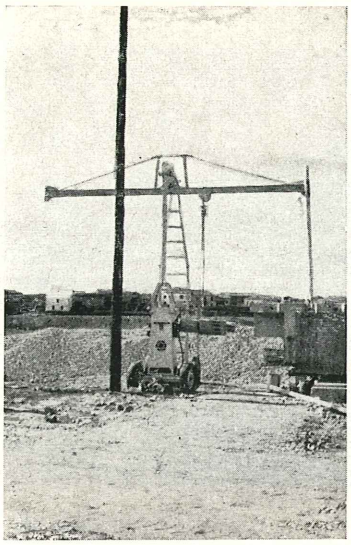


Figura 10.

para conocer la presión de inyección y de una válvula de seguridad, regulable, en previsión de que un posible taponamiento elevase la presión por encima de valores admisibles.

El depósito de carga de lechada está provisto de un agitador de disco para mantener el producto en movimiento y, mientras está cerrada la llave de salida al exterior, la lechada circula además por un circuito de retorno para mantener limpios el cuerpo de bomba y todos los conductos para evitar taponamientos.

Paso ahora a mostrarles algunas de las obras en que se ha empleado el sistema Multi-B, desde la asamblea de Valencia.

Aparte de los puentes de la autopista Zaragoza-Alfajarín, construidos por Dragados y Construcciones, y del puente Alcalde, en La Coruña, construido por Construcciones Hidráulicas y Civiles, de los que han hablado D. José Antonio López Jamar y D. Carlos

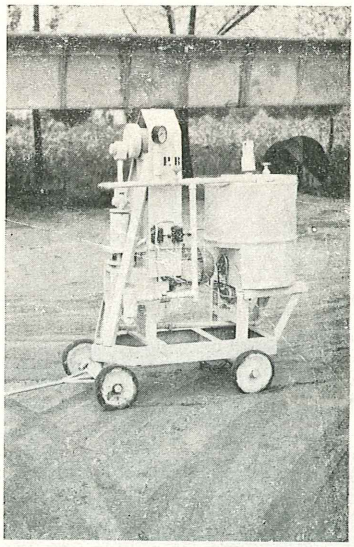


Figura 11.

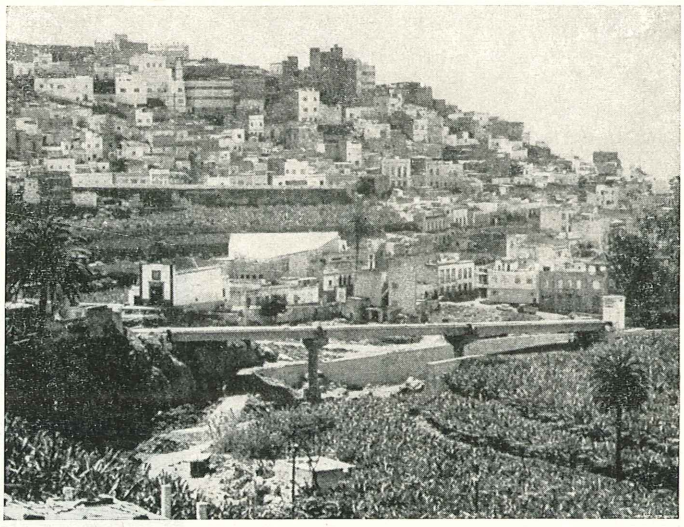


Figura 12.

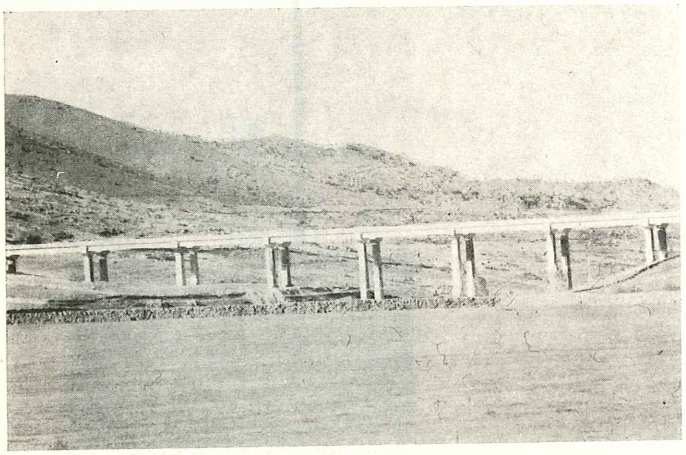


Figura 13.

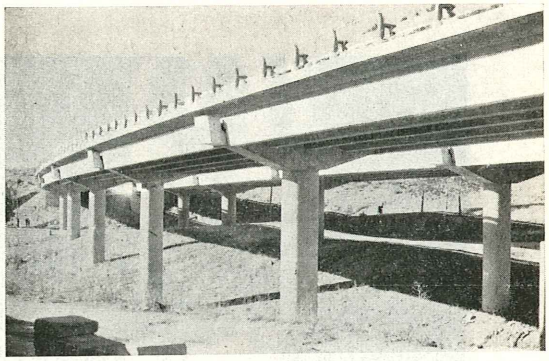


Figura 14.

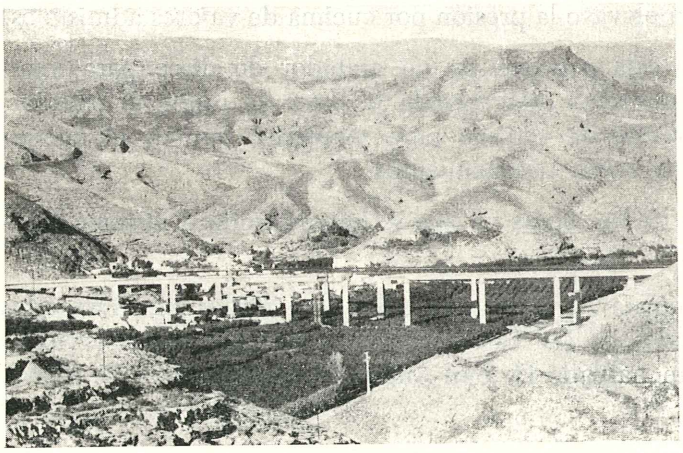


Figura 15.

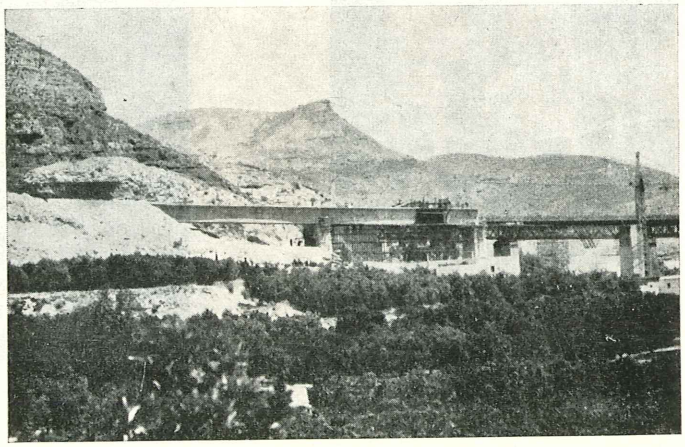


Figura 16.

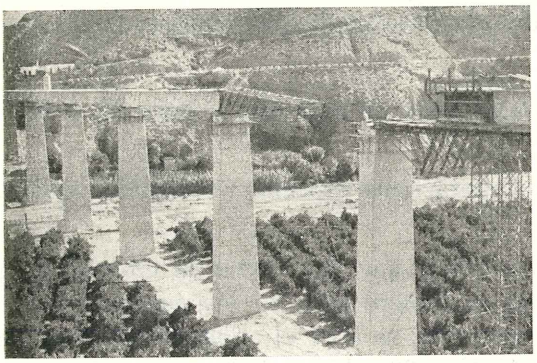


Figura 17.

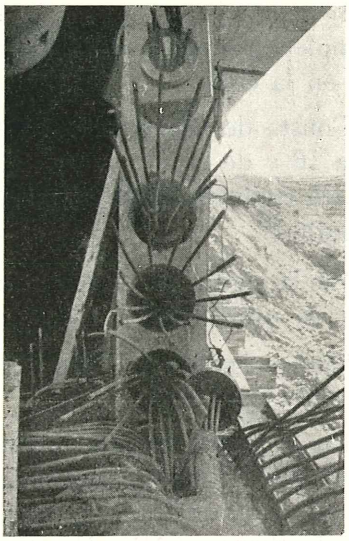


Figura 18.

Fernández Casado, respectivamente, como proyectistas de los mismos, en la figura 12 podemos ver el puente sobre el río Guiniguada, construido por Cubiertas y Tejados, en Las Palmas de Gran Canaria. Esta misma empresa ha construido en Tenerife el viaducto de Santa Ursula, con seis vanos de 28 m, del que no tengo aún fotografías.

En la figura 13 aparece el viaducto de Arenales, en la autopista Villalba-Villacastín, construido por Agromán con proyecto de D. Florencio del Pozo, y que consta de dos estructuras paralelas de diez vanos de cinco vigas de 36,15 m de luz.

También con proyecto de D. Florencio del Pozo, y construido por Agromán, en la misma autopista vemos, en la figura 14, el viaducto de San Rafael, con dos viaductos curvos paralelos con ocho y nueve tramos de 27 m y con vigas de sección en V.

Por último, en la figura 15 tenemos una vista general del puente de Andarax, para Renfe, en la provincia de Almería, proyectado por D. José Antonio Torroja y construido por Fernández Constructor.

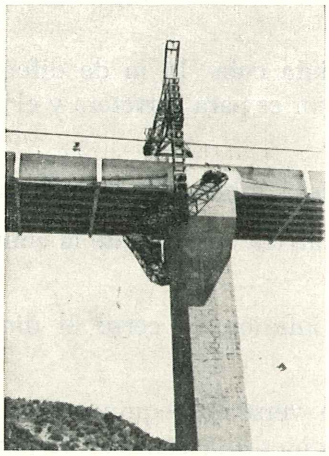


Figura 19.

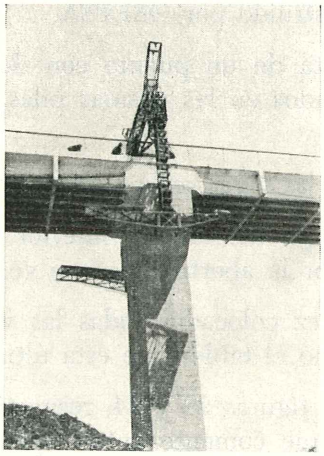


Figura 20.

Se trata de un puente con viga cajón continua, primera obra en España en que se ha empleado el sistema de deslizamiento y avance según se van hormigonando nuevas dovelas en la cola.

Consta de seis tramos isostáticos en curva, con luces de 33 m, que aparecen en la figura 16 y de una viga continua de 240 m de longitud total con dos vanos de 34,50 m y cuatro vanos de 42,50 m, que es la parte de obra realizada por avance, como se ve en la figura 17.

En la figura 18 pueden verse los anclajes para 12 ϕ 8 mm y para 12 ϕ 0,5″ utilizados en esta obra.

Como ejemplo de otros elementos o de operaciones especiales realizadas, quiero mostrarles los siguientes:

En la figura 19 podemos ver un pórtico móvil que, sin cortar la circulación por el puente, permite desplazar un andamio bajo su tablero para su inspección o reparación. Para pasar de un tramo a otro, al llegar a una pila, se abre el andamio inferior, como se ve en la figura, volviendo a cerrarse después (fig. 20) al otro lado.

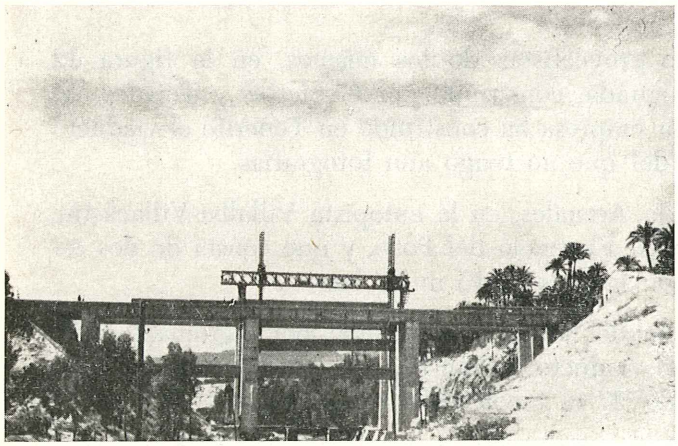


Figura 21.

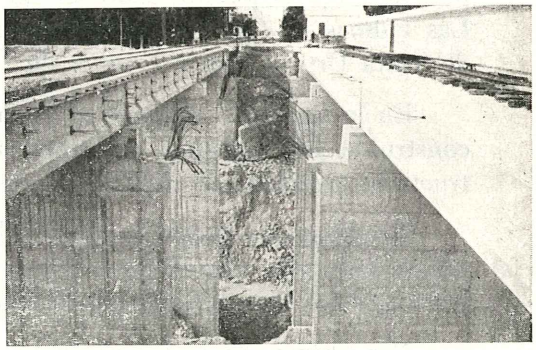


Figura 22.

Una operación interesante de montaje se ha realizado en el puente de Vinalapó, en Elche, construido por OSEPSA.

Se trata de un puente con dos tableros a distinta cota (14 m de diferencia de altura) apoyados en las mismas pilas. El tablero superior es para carretera y el inferior para ferrocarril.

Todas las vigas se han fabricado en la cota superior y han sido lanzadas a esa altura.

Las vigas del tablero inferior se bajaron desde arriba colgadas de la cimbra (fig. 21), pasando por la abertura que se ve en la figura 22.

Una vez colocadas todas las vigas del tablero inferior, se cerró el dintel superior y se terminó el tablero de esta última cota.

En las figuras 23 y 24, respectivamente, pueden verse los equipos de tensión y de inyección que comenté antes, operando en unos puentes-losa construidos por Coviles en las proximidades de Pola de Lena.

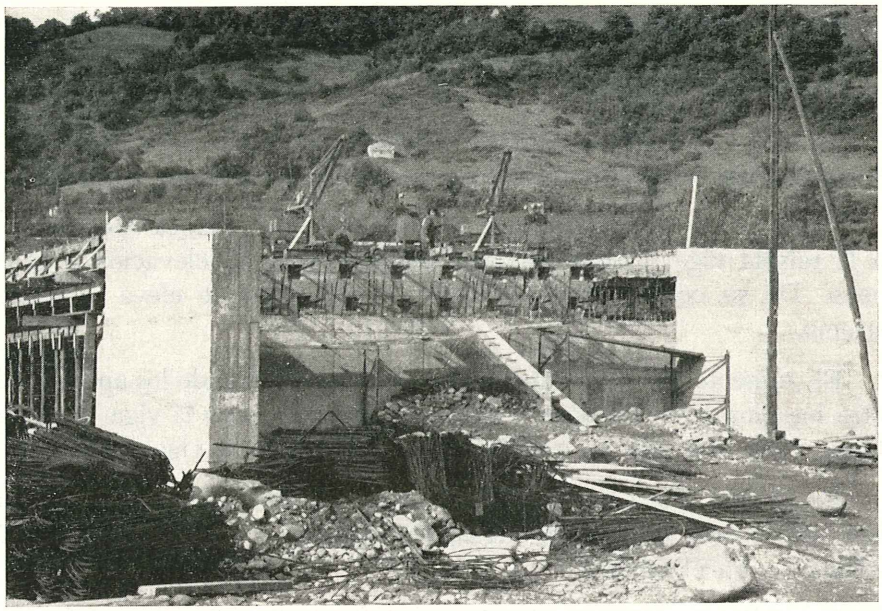


Figura 23.

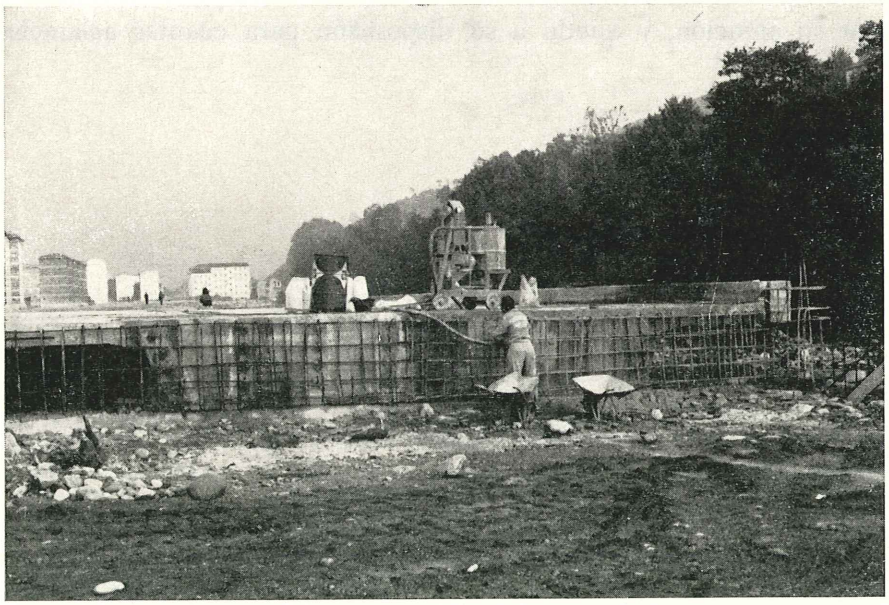


Figura 24.

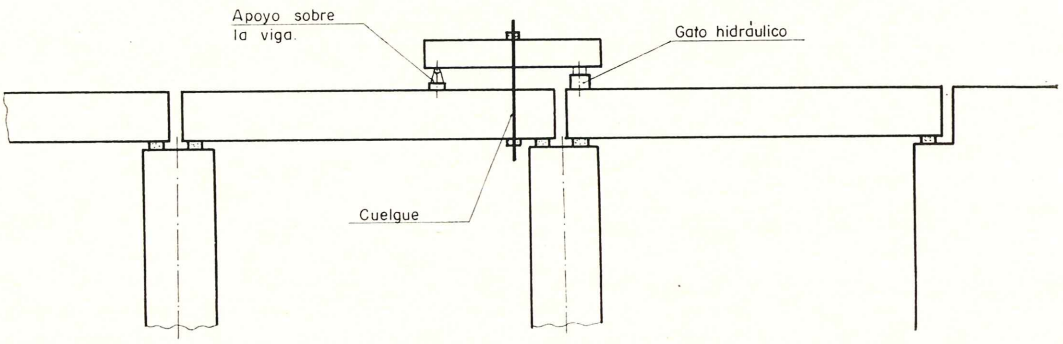


Figura 25.

Por último, quiero mostrarles el esquema de una operación que hemos realizado para sustituir los apoyos de neopreno de un puente (fig. 25), habiendo resultado una maniobra tranquila y segura.

Se basa en un elemento, que tenemos patentado, para elevar las vigas o desplazarlas apoyándose en un punto situado en el eje de las mismas y por fuera de ellas.

Como se ve en el esquema, se trata de una palanca que se apoya, en un extremo, en la misma viga, y sobre el otro actúa el gato de elevación o el punto provisional de apoyo. De su centro queda colgada la viga, que se eleva al actuar sobre el gato del extremo.

El aumento de momento flector por separación de los apoyos y del esfuerzo cortante, entre los puntos de cuelgue y apoyo de la palanca en la viga, no suelen crear ningún problema, toda vez que la operación se realiza con la viga descargada.

En el caso que comento, de elevación de un tablero, se colocaron dispositivos análogos sobre cada una de las vigas, realizándose el cuelgue a través de unos taladros que se hicieron en el tablero.

Con ello se elevaron simultáneamente todas las cabezas de las vigas de un tramo en una pila, repitiendo la operación en cada extremo donde era necesario.

Muchas gracias por su atención, y quedo a su disposición para cuantas aclaraciones puedan desear.

591 - 2 - 59

los puentes del Andarax y de Molins de Rey

JOSE A. TORROJA

PUENTE DEL ANDARAX

A finales de 1969, Renfe abre concurso de proyecto y ejecución de varios puentes en la línea Almería-Linares. Entre ellos el puente sobre el río Andarax, al que nos presentamos con la empresa Fernández Constructor. En 1970 se presentó el proyecto definitivo, consistente en un tablero continuo de 330 m de longitud construido por el procedimiento de empuje, completado con tres tramos isostáticos en curva.

Por desgracia, la tramitación de este proyecto fue muy laboriosa, ya que hubo que introducir en el trazado unas curvas de acuerdo, no previstas en las bases iniciales del concurso, que impidieron utilizar el sistema de empuje en toda la longitud del puente. En 1971 se presentó el proyecto de construcción definitivo, que es el que vamos a presentar aquí.

Las características de la obra son las siguientes:

Seis tramos isostáticos, en la zona curva, con luces de 32,40 m entre ejes de pilas; seis tramos continuos de $34 + 4 \times 42{,}50 + 34$, con longitud de unos 240 m, que constituyen la parte de la obra que se describe en esta comunicación. Las pilas son troncopiramidales, huecas, con pared de 27 cm de espesor, y la cimentación es directa en los tramos isostáticos y formada por cuatro pilotes de 1,50 a 2,70 m de diámetro, en los tramos hiperestáticos. El tablero está formado por un cajón monocelular:

— Canto, 2,80 m.
— Anchura cabeza, 5,20 m.
— Anchura cajón, 3,80 m.
— Almas, 0,27 m de espesor.

Como proceso consructivo se ha utilizado el empuje, para los tramos hiperestáticos. Este proceso consiste, como ya saben ustedes, en la fabricación del tablero por tramos o dovelas construidas por detrás del estribo, directamente sobre tierra, dovelas que se ligan a la parte ya construida de tablero mediante pretensado, empujándose todo el conjunto hacia adelante, deslizando sobre apoyos especiales, hasta que toda la longitud del tablero queda en su posición definitiva. Este proceso incluye, por tanto:

1.º Una instalación fija de construcción de dovelas, que en nuestro caso eran de 14 m de longitud, hormigonadas en dos fases, primero la losa inferior y luego el resto del cajón. El pretensado de la dovela al resto del tablero se hace en la instalación que se ve en la figura 1. El pretensado lo ha realizado Barredo, existiendo un pretensado cen-

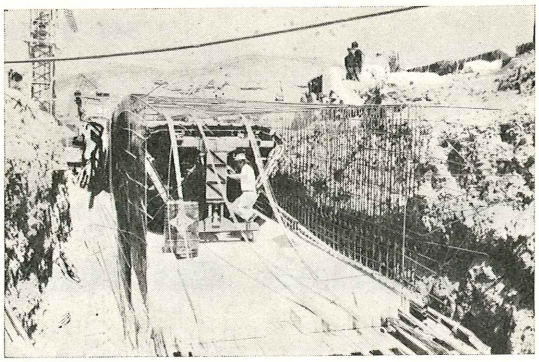


Figura 1.

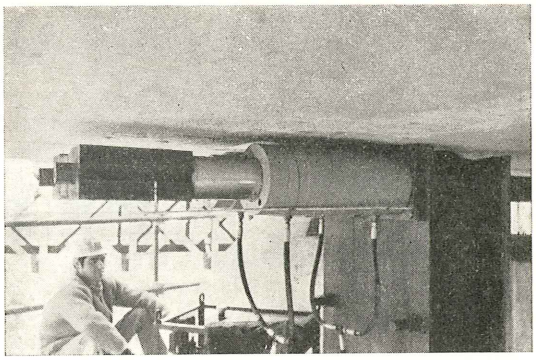


Figura 2.

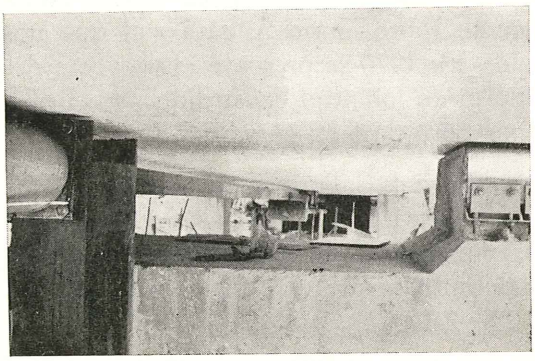


Figura 3.

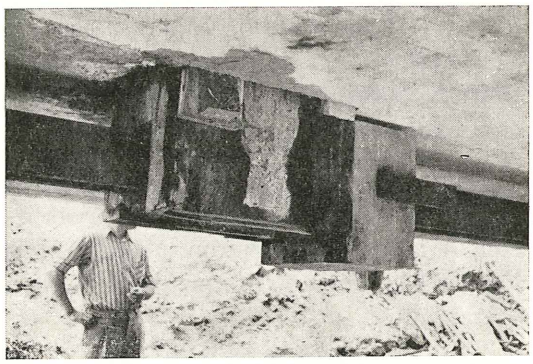


Figura 4.

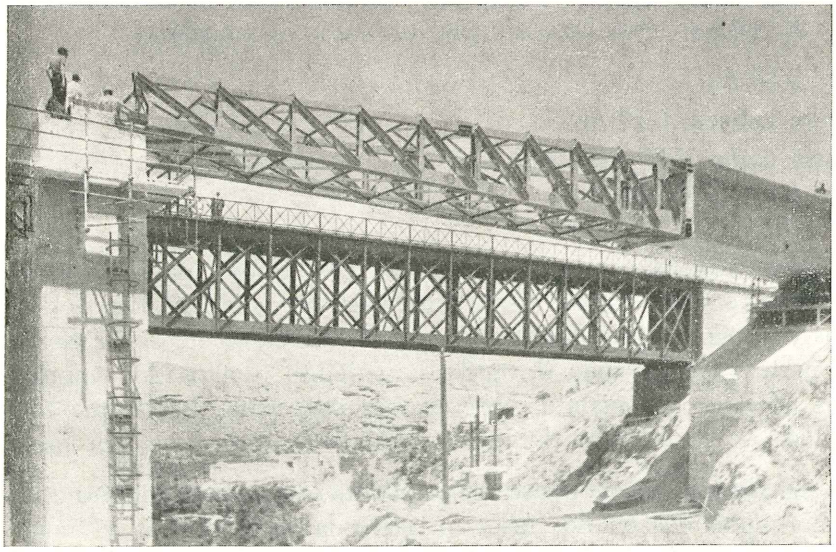


Figura 5.

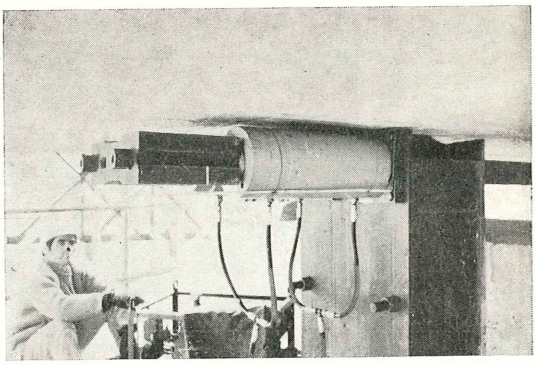


Figura 6.

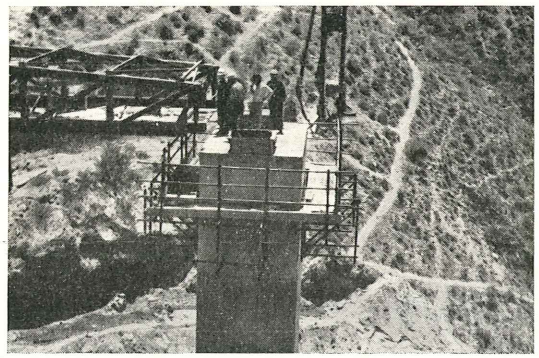


Figura 7.

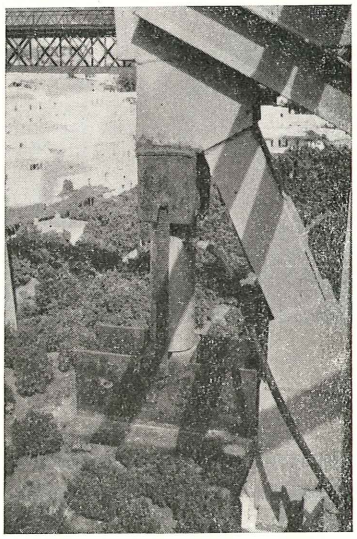


Figura 8.

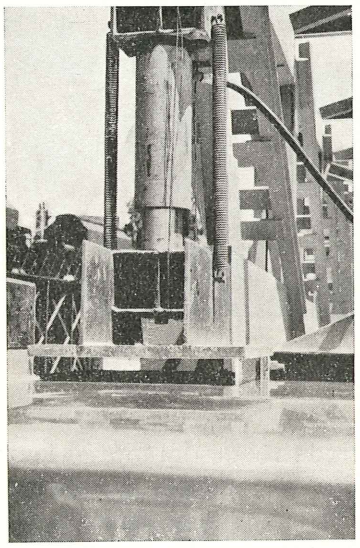


Figura 9.

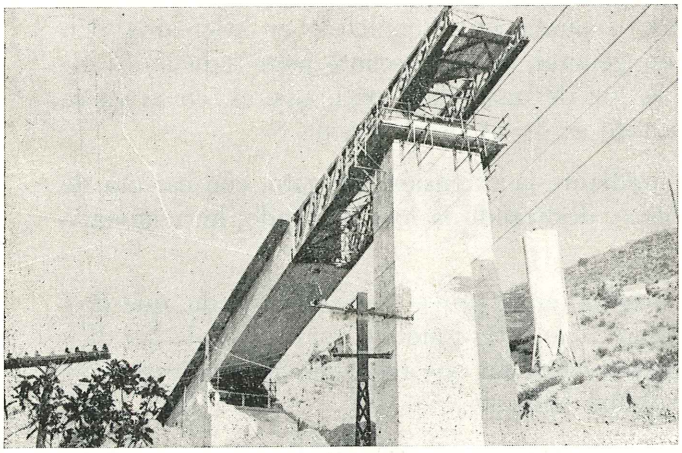


Figura 10.

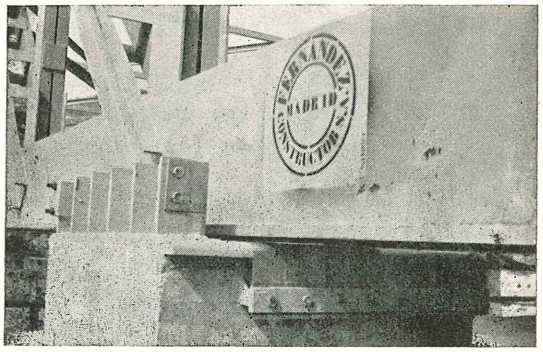


Figura 11.

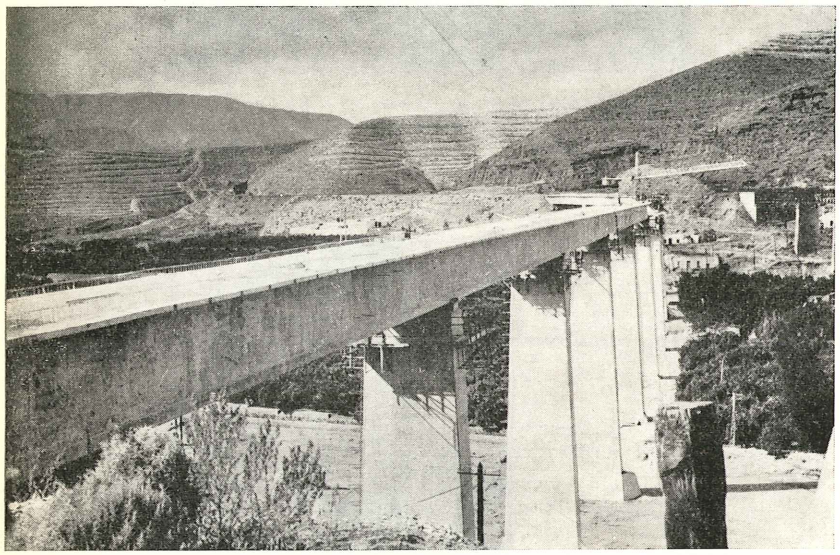


Figura 12.

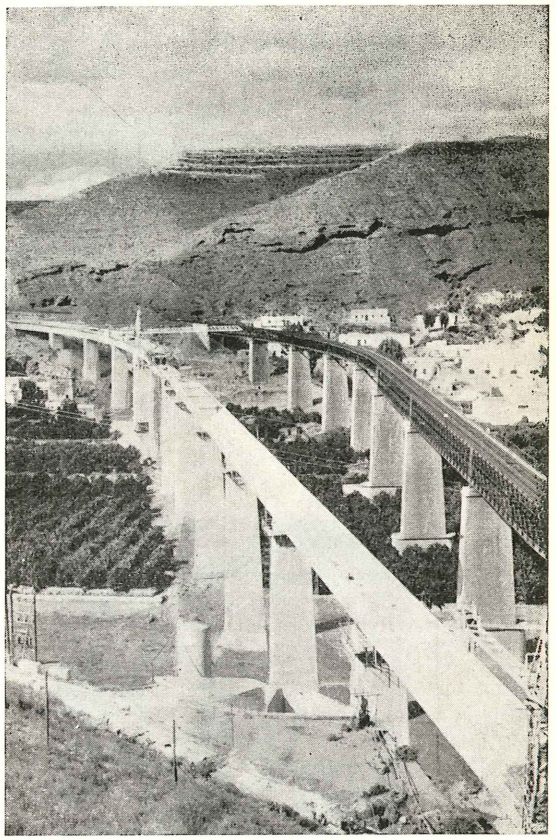


Figura 13.

trado recto, durante el lanzamiento, de 14 tendones de 12 ϕ 8, completado posteriormente por 10 tendones curvos de 12 torones de ½". La central de hormigonado es fija, ya que sólo tiene que servir a esta instalación, sin largos transportes del hormigón.

2.º En segundo lugar, es necesario disponer de unos elementos de empuje formados por un gato, o dos en paralelo, en este caso, que trabajan sobre un elemento metálico de apoyo fijo al estribo (fig. 2). Estos gatos tiran de una barra de tracción que actúa a través de una robusta cuña sobre una pieza de arrastre del tablero (figs. 3 y 4). Estos elementos son en todo similares a los puestos a punto por Leonhardt en Alemania. Un tercer elemento auxiliar, que se requiere en general, es un pescante para reducir los esfuerzos del voladizo necesario para salvar la luz de una pila a otra, que es, como ya se ha dicho, de 42,50 m. La luz de este pescante es de 21,25 m (fig. 5).

El proceso de empuje es el siguiente: mediante la extensión del gato, con carrera de 25 cm, se arrastra la zona construida de tablero, deslizando la losa de fondo, hormigonada sobre su bancada correspondiente (fig. 6).

Hemos introducido aquí una solución original en el proyecto de la bancada, que desciende automáticamente con objeto de liberar la losa de fondo y evitar una de las dificultades de este sistema que está en la gran perfección que requiere, en caso contrario, la terminación de la superficie superior de dicha bancada.

El gato recupera su recorrido a continuación, trabajando con la barra de tracción sobre la cuña mencionada anteriormente. De esta forma el tramo avanza hasta que el ex-

tremo del pescante llega a una pila, naturalmente, y debido a su flecha, a una cota inferior a la del apoyo sobre esta pila (fig. 7).

Para llevar el extremo del pescante a su posición existen en dicho extremo dos gatos con dos piezas de elevación a cota superior, que entran sobre el apoyo de deslizamiento (figura 8). Actuando sobre estos gatos se eleva el extremo del pescante hasta enrasarlo con dicho apoyo, y se continúa el lanzamiento (fig. 10). El deslizamiento se realiza sobre placas de neopreno zunchado con base de teflón sobre una chapa pulida de acero inoxidable, bastando durante el avance ir introduciendo nuevas chapas y sacando las delanteras (fig. 11).

El empuje de los 14 m de una dovela se realiza en unas seis a ocho horas, el avance del tablero viene a ser de una dovela, o sea, 14 m cada ocho días. Puede comprobarse la precisión de construcción que permite este proceso, puesta de manifiesto por la impresionante rectitud del borde del voladizo en los 240 m de tablero, como se ve en la figura 12.

La obligatoriedad de los tramos isostáticos construidos in situ ha hecho más complicadas las operaciones de retirada final del pescante, no pudiendo terminarse el último tramo in situ hasta que penetre totalmente dicho pescante. Ha sido necesario preparar una pequeña ménsula metálica provisional, sobre la que quedase apoyado el extremo del tablero continuo para después terminar el tramo isostático contiguo dejando el espacio necesario para que quepan los gatos de tesado de este último. Un empuje posterior de 2,50 m llevará los 240 m de tablero continuo a su posición definitiva.

La figura 13 nos sirve para constatar un hecho curioso y, en cierto modo, triste.

Durante la realización del proyecto definitivo conseguimos de Renfe el proyecto original del antiguo puente metálico, y vimos, asombrados, que allá por el año 1880 este puente se construyó empujándolo de la misma forma propuesta para el nuevo puente. Pero, si está bien copiar a nuestros antecesores en sus buenas ideas, no está tan bien, y aquí viene la parte triste, copiarles tan a ciegas que se caiga en sus mismos fallos. Y aparentemente eso es lo que hemos hecho aquí, pues, como se ve, ellos tampoco pudieron lanzar la longitud total del tablero; la curva del final, aunque sin clotoide de acuerdo, obligó a dividir la obra en dos partes: una lanzada, recta, y otra de tramos isostáticos en la zona curva. Exactamente igual que, después de casi cien años, hemos venido a hacer nosotros. ¡Qué se le va hacer!

En fin, no quiero terminar sin dejar constancia de la magnífica labor y ayuda prestada por el ingeniero encargado de la dirección de la obra por parte de Renfe, D. Andrés Abella, así como del equipo de obra de la empresa Fernández Constructor.

PUENTE DE MOLINS DE REY

Todos ustedes conocen el triste hundimiento del antiguo puente de Carlos III sobre el río Llobregat, en Molins de Rey, situado en la CN-II, a unos 11 Km de Barcelona, hundimiento producido tras dos avenidas catastróficas del río durante el mes de diciembre. El Ministerio de Obras Públicas tomó la decisión de construir con gran urgencia un nuevo puente situado en la misma traza que el anterior, que resolviese definitivamente el problema de circulación en aquella zona. Mientras tanto, se construyó un puente provisional que ha permitido el cruce del Llobregat hasta la terminación del puente definitivo.

A últimos de enero presentamos al Ministerio, para su elección, dos soluciones de puente de rápida construcción. La primera, una solución clásica de vigas pretensadas prefabricadas de unos 35 m de luz entre ejes de pilas, con una longitud total de 250 m. Este era un dato impuesto por la Comisaría de Aguas, con objeto de asegurar el desagüe de la máxima avenida prevista, de 4.000 m^3/seg. La segunda solución que presentamos en la figura 14 fue de muy fácil planteamiento. Dado que la longitud total debía ser de 250 m y que el cauce del Llobregat en esta zona es de unos 150 m, proyectamos un puente con 125 m de luz central y dos vanos laterales de 62,50 m de modo que las cimentaciones pudiesen construirse sobre pequeñas islas artificiales. La razón de esta solución, además de sus valores estéticos y funcionales superiores a los de la primera, estaba en una mayor independencia de la construcción respecto al régimen del río, ya que no era necesario cimentar en el centro de su cauce y el sistema de construcción por voladizos sucesivos, con carros de avance, permite, una vez construidas las zonas in situ sobre pilas, olvidarse de lo que ocurre por debajo.

El Ministerio de Obras Públicas se decidió por esta segunda solución, y a primeros de febrero empezamos el proyecto de licitación, que se entregó a primeros de marzo, quedando adjudicada la obra el 12 de abril a la empresa Huarte y Cía.

La solución estructural adoptada para el tablero, como se ve en la figura 14, está formada por una viga continua de tres vanos de 62,50, 125 y 62,50 m, articulada sobre las pilas, con canto variable desde 6 m sobre las mismas a 2,50 m en centro de vano y sobre estribos. Transversalmente, el puente está dividido en dos tableros totalmente independientes de 14,90 m de anchura útil, distancia exterior entre almas de 7,60 m, espesor constante de almas de 0,45 m y losa de fondo de espesor variable entre 0,20 y 1 m.

La cimentación está formada por pilotes de 1 × 1,80 m^2 en pilas y de 0,80 × 1,80 m^2 en estribos a unos 24 m de profundidad. Su única nota interesante es la rapidez, ya que la obra real, o sea, las islas artificiales, se empezaron a construir hacia el 20 de abril, y en el mes de julio se habían terminado 104 pilotes, el tablestacado metálico de protección, los encepados y las propias pilas, estando la obra en el estado que se ve en la figura 15, construyéndose los encofrados de las zonas in situ sobre pilas.

En la figura 16 se ve la pila definitiva y un pilar doble de 1 × 1 m^2 bajo cada alma, sobre el que apoya el tramo durante su construcción y que está articulado sobre la pila.

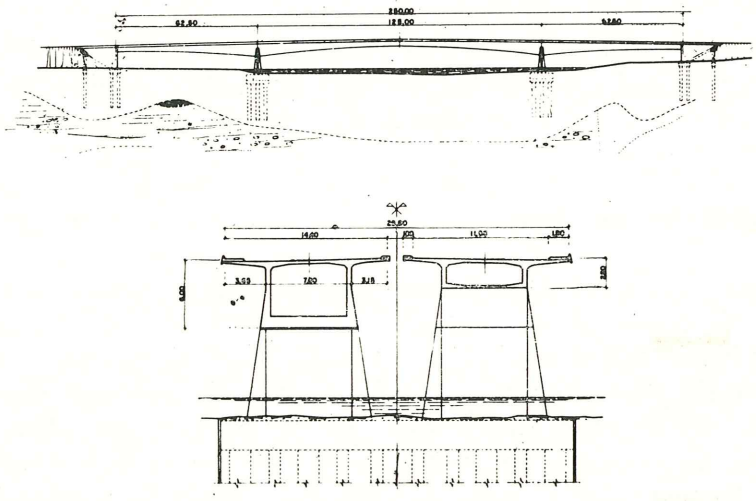


Figura 14.

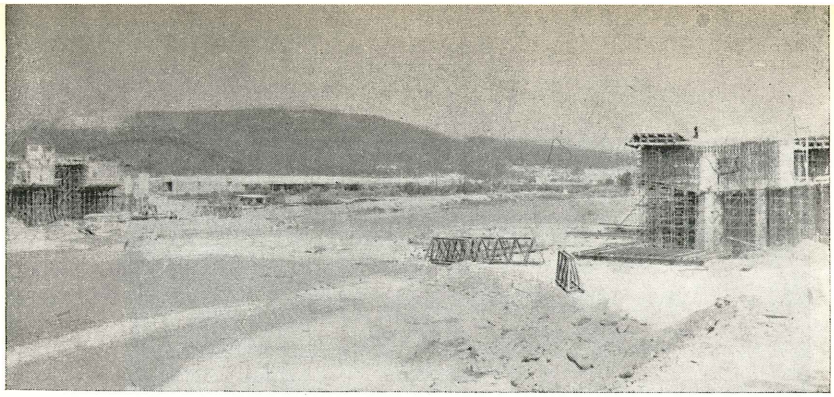


Figura 15.

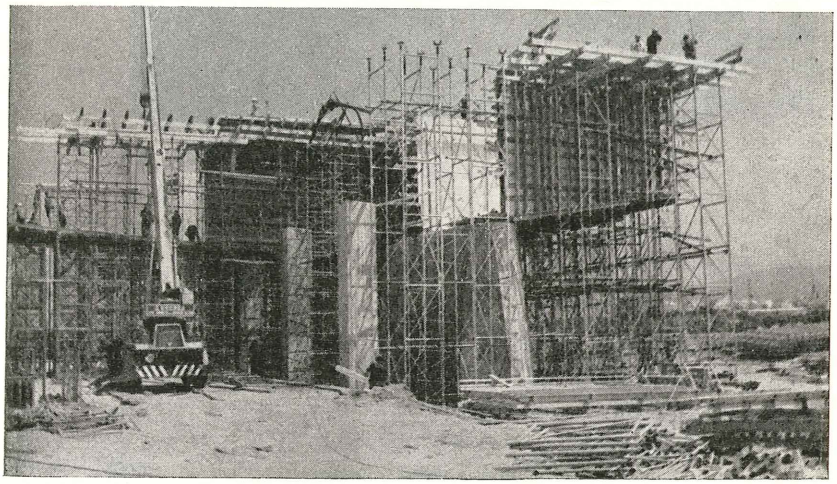


Figura 16.

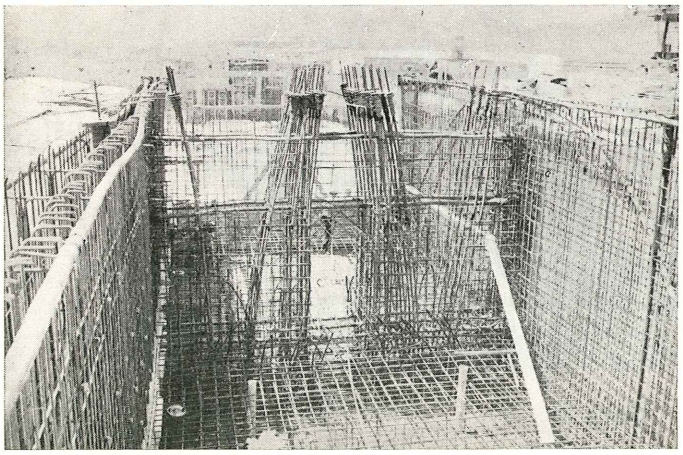


Figura 17.

Figura 18.

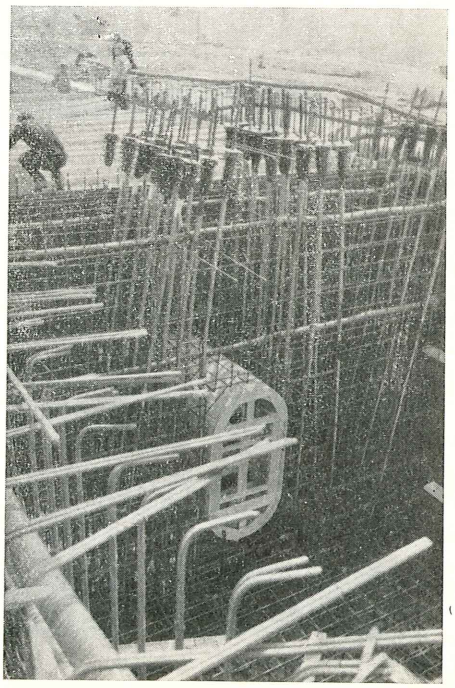
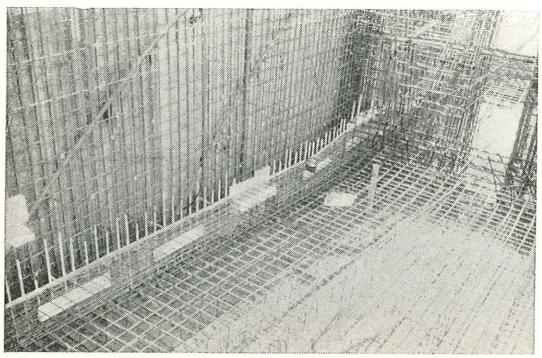


Figura 19.



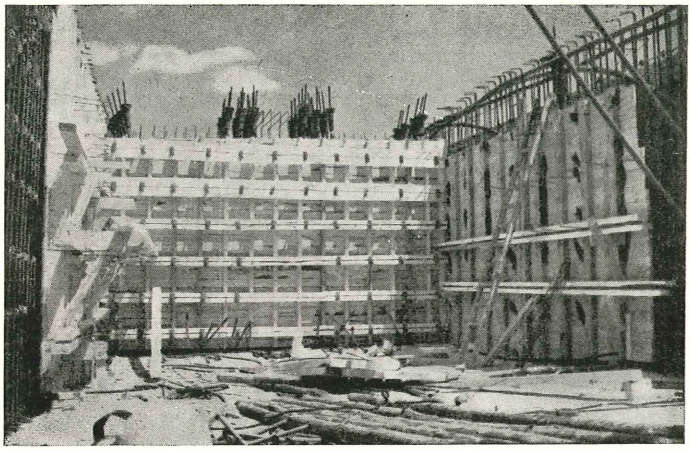


Figura 20.

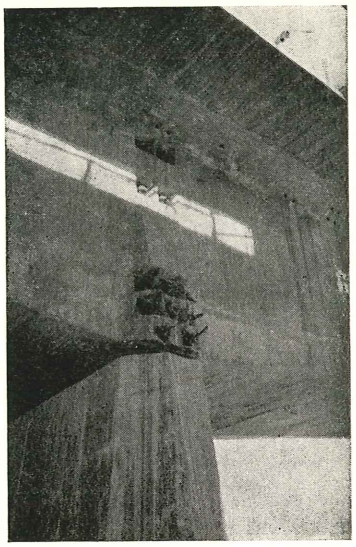


Figura 21.

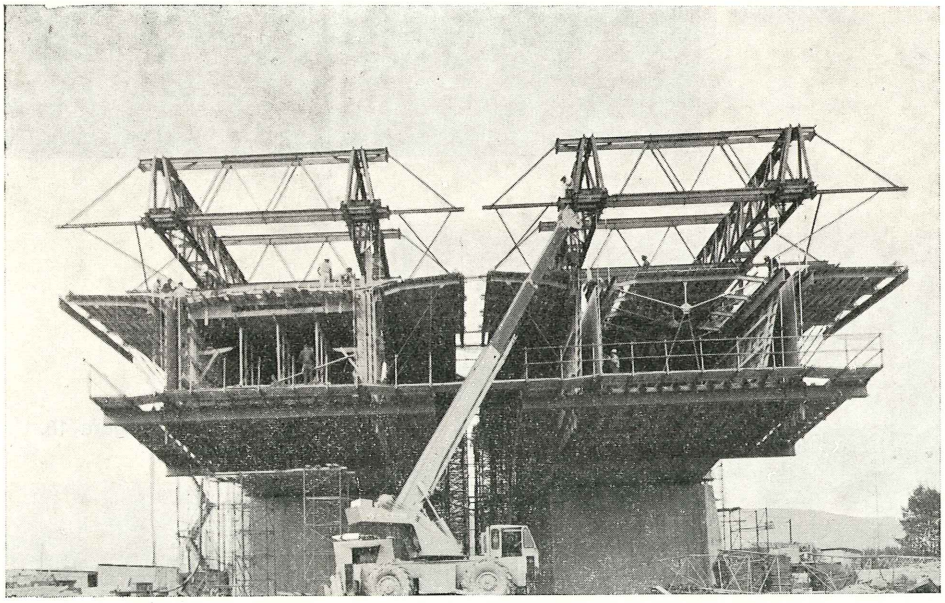


Figura 22.

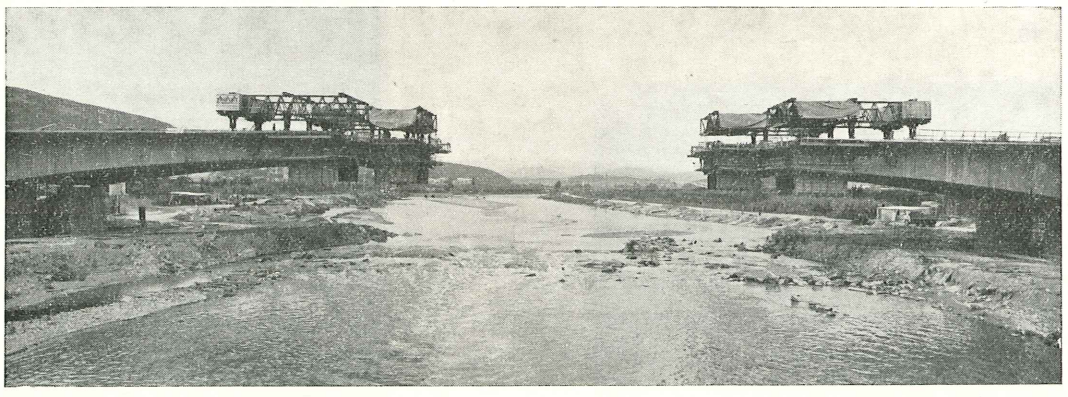


Figura 23.

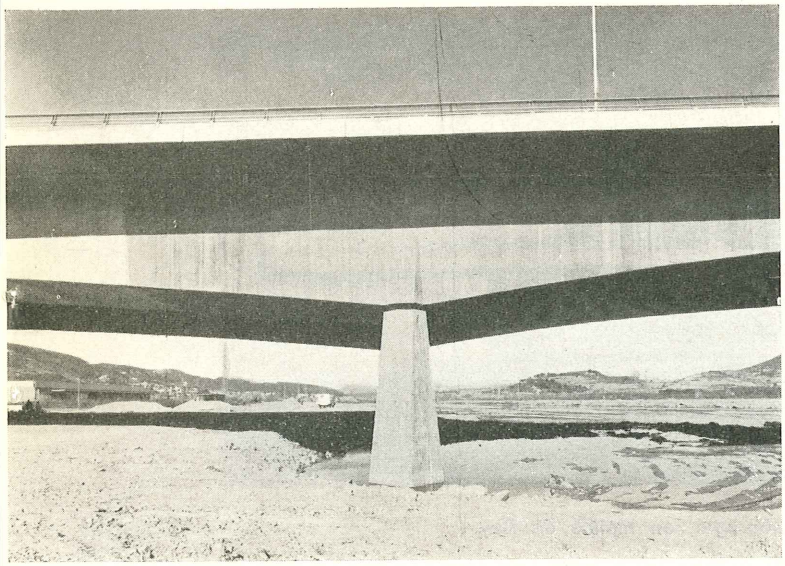


Figura 24.

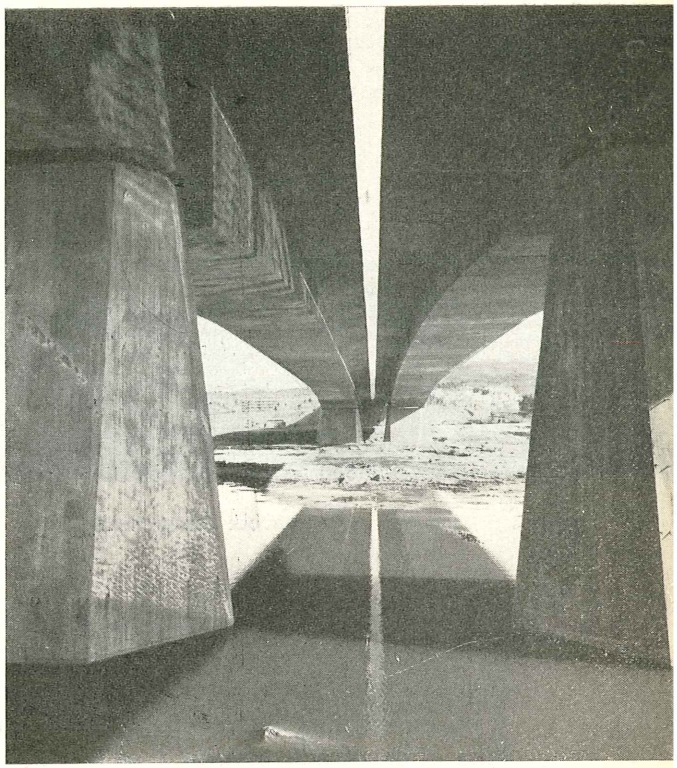


Figura 25.

El pretensado está formado por 84 tendones de 45 ϕ 7, con anclaje pasivo en un extremo y activo en el otro. Los pasivos se anclan en la parte inferior del alma. Existe además un pretensado inferior de continuidad en el centro del vano. Las traviesas sobre pilas, muy robustas, van provistas de un pretensado vertical y otro horizontal (fig. 17).

En la figura 18 se aprecia bien el pretensado vertical y el encofrado del paso del

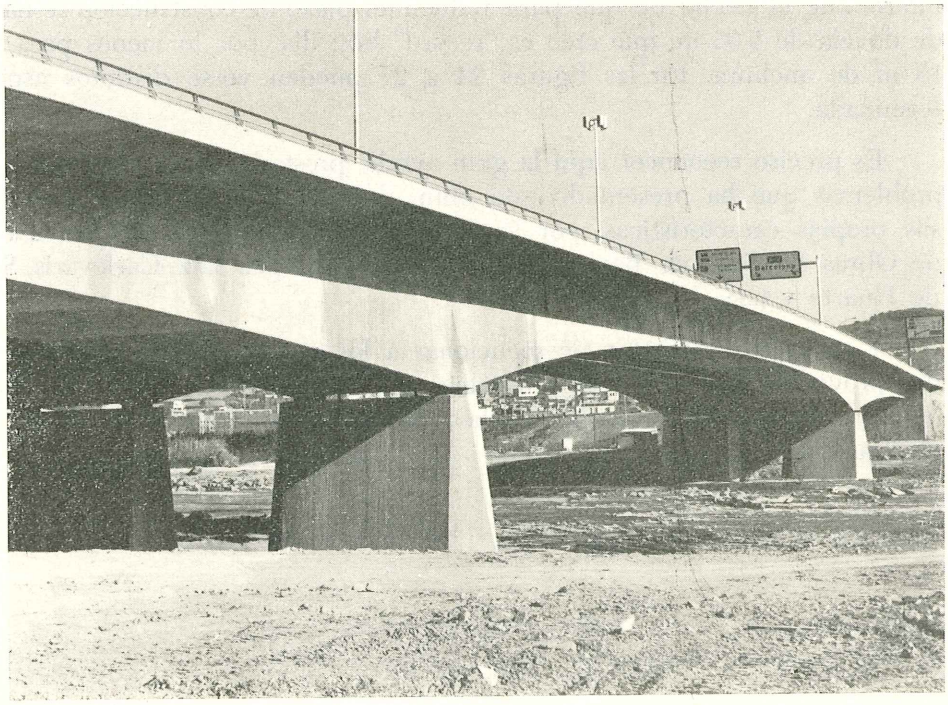


Figura 26.

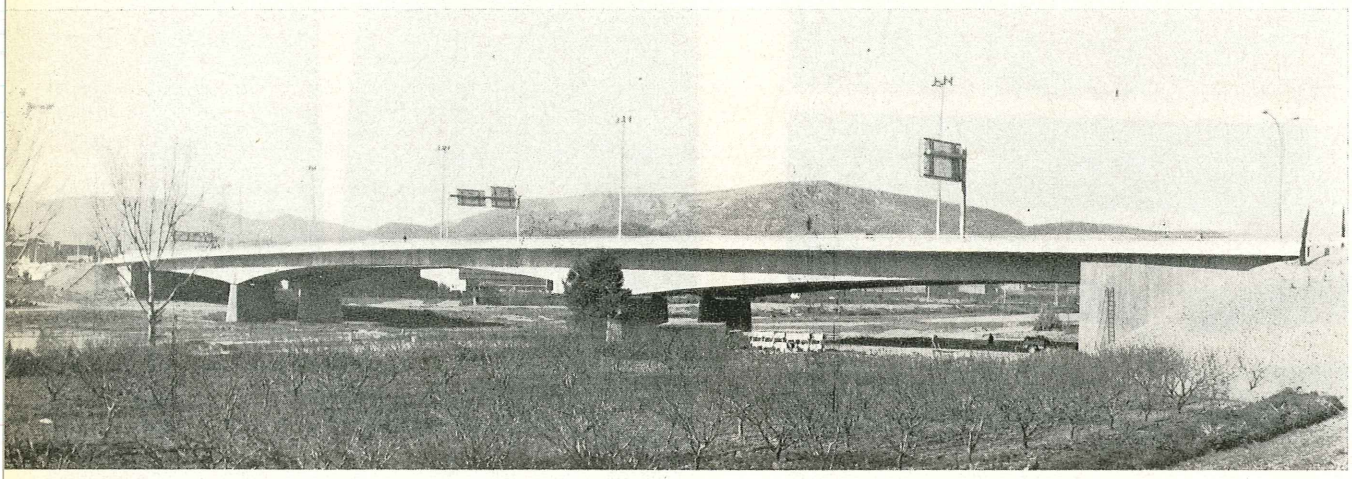


Fig. 27. — Puente del Generalísimo sobre el río Llobregat, en Molins de Rey.

hombre a través de la traviesa. El hormigonado de la losa de fondo de la zona in situ se realizaba previamente al de las almas y traviesas, disponiendo unos encofrados provisionales, con llaves, de forma que la junta de hormigonado quede en el fondo de la losa y no en el alma lateral, para evitar que sea vista (fig. 19). Sobre la losa de fondo se montaba el encofrado interior y se hormigonaba el resto de la dovela (fig. 20).

En la figura 21 pueden verse los anclajes activos de la traviesa una vez hormigonada la zona in situ. A continuación se montaron los carros de avance, de la casa TREPOR, mediante una grúa de 80 t (fig. 22). En la figura 23 se ven los carros de avance, que se utilizaban sólo en los voladizos correspondientes al vano central.

Los laterales se construyeron también por voladizos sucesivos, apoyando las correspondientes dovelas sobre una cimbra móvil cimentada directamente sobre el terreno. Es interesante el hecho de que para reducir el plazo de construcción se ha ido a un tamaño de dovela de 5,65 m, que creo es "record" hoy día, por lo menos para un cajón de casi 15 m de anchura. En las figuras 24 a 27 pueden verse distintos aspectos de la obra terminada.

Es preciso reconocer aquí la gran ayuda prestada en la resolución de los múltiples problemas que ha presentado esta obra, debidos a su cortísimo plazo de ejecución y a sus propias características, por los señores Pons y Muñoz, del servicio de construcción de Obras Públicas de Barcelona, y los señores López Saiz, Carlevaris, Suárez y Vizcaíno, de Huarte y Cía.

Y no quiero terminar sin mencionar a los que han hecho posible la redacción de los dos proyectos que acabo de presentar, mis colaboradores Rafael Chueca y José María Villar, a cuyas noches, muchas noches, de insomnio forzado, se deben, sin duda, estas realizaciones.

591 - 2 - 60

pasos urbanos

ANTONIO CAPARROS
Ingeniero de Caminos

INTRODUCCION

El problema latente de la congestión del tráfico rodado en la mayoría de nuestras ciudades, se agudiza a diario y exige soluciones de más rápida y sencilla ejecución. Entre ellas está el atacar el problema a base de soluciones elevadas, impuestas por características topográficas, que plantean serios problemas de adaptación de las estructuras viales al carácter urbano sobre el que de manera innegable inciden.

A nuestro juicio, los dos caracteres esenciales, desde el punto de vista del proyecto, son: el encaje de la solución en el entorno urbano de la ciudad, y la mínima perturbación causada al tráfico en la zona de influencia. Este último punto, junto a las grandes luces a cubrir, nos lleva a considerar soluciones pretensadas de tipo prefabricado.

Desarrollamos a continuación soluciones prefabricadas que resuelven dos tipos de pasos elevados:

— Para tráfico rodado.
— Para tráfico peatonal.

PASOS SUPERIORES PARA PEATONES PREFABRICADOS

El intento de reducir al máximo las interrupciones del tráfico durante la ejecución de las obras urbanas ha conducido a la División de Estructuras Viales del Ayuntamiento de Barcelona, a la creación de un prototipo de pasarela de peatones prefabricada que se ha construido por primera vez en el paseo de Valldaura de la Ciudad Condal.

Las condiciones de partida con que se inició el estudio, además de las inherentes a la rapidez de ejecución y acondicionamiento de la estética urbana, eran:

— Posibilidad de montaje rápido.
— Mínimo desnivel para obtener un menor desarrollo de las rampas de acceso.
— Longitud máxima de vano, 30 m.
— Mínimos cuidados de conservación.
— Ancho de circulación, 2 m.

Después de tantear diversas soluciones estructurales, clásicas: vigas en PI, o vigas doble T adosadas, se llegó a la solución que presentamos en la figura 1.

Dos vigas laterales en cuyas alas inferiores se apoyan unas losas que sirven de circulación.

Debido a la torsión que el apoyo de las losas engendra en las vigas, se debía huir de soluciones abiertas tipo doble T o T invertida, por lo que se llegó al perfil de las vigas, que es de sección cerrada en forma de A abatida.

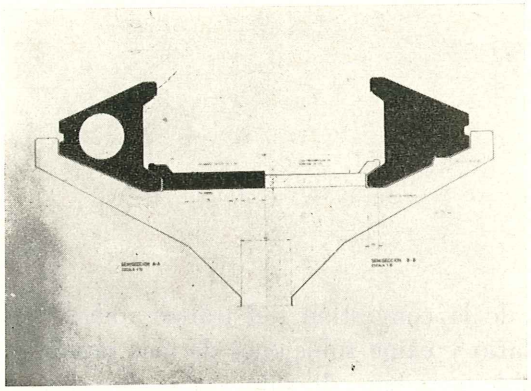


Figura 1.

El perfil exterior de las vigas fue tanteado con sumo cuidado, resolviendo a base de planos inclinados; el superior que refleja la luz y el inferior que desaparece al estar en sombra, consiguiéndose así un canto óptico muy reducido, semejante al de un ala de avión, siendo difícil determinar visualmente el canto real.

En el plano vertical más exterior de la viga se ha dispuesto una entalladura que crea una línea de sombra corrida, que da esbeltez y linealidad.

El perfil interior queda en forma de entalladura corrida, preparada para recibir la carpintería metálica que albergue una línea de tubos fluorescentes para iluminar interiormente el paso.

Como se ve en la figura, las vigas sirven, además, de como soporte, como barandilla, reduciendo por medio del plano inclinado superior la sensación de vértigo para el transeúnte. No obstante, la viga viene rematada en su parte superior por un pasamanos tubular de vivo color anaranjado, que contrasta con la masa gris del hormión.

Las vigas son de hormigón pretensado, prefabricadas en taller con moldes metálicos y curado al vapor. Las características geométricas más importantes son:

Canto	1,10 m
Diámetro aligeramiento	50 cm
Separación vigas entre paramentos interiores (ancho útil)	2,00 m
Canto losa inferior	15 cm
Peso total por metro lineal	3,5 t/m

Y las de los materiales utilizados en su fabricación:

— Resistencia característica del hormigón, 350 kg/cm^2.
— Acero activo pretensado con cables adherentes de media pulgada de diámetro, tesado, a 13.500 kg, por cable.

Es interesante destacar los problemas de fabricación que se presentan al tener que hormigonar con el molde dispuesto como en la situación de trabajo de la viga, ya que la disposición de llenado lógica, en forma de A invertida, presentaba el problema de dar la vuelta a la viga al desmoldar, por lo que hubiese sido necesario el armado antieconómico, a fin de una vez dada la vuelta a la viga evitar tensiones perjudiciales.

Asimismo, y dado que los ejes principales de inercia de la sección no coinciden con el vertical y horizontal, fue necesaria una cuidada disposición de la armadura activa, a fin de evitar flechas laterales.

En las figuras 2, 3, 4 y 5 puede observarse el desarrollo del montaje de la pasare-



Figura 2.



Figura 3.



Figura 4.



Figura 5.

la. En algunas se ve la pila de hormigón armado, también prefabricada en taller, y dispuesta para su trabajo sobre una cimentación en forma de cáliz. También se ve el montaje de las losas de 15 cm de espesor y que van aligeradas con una capa de 5 cm de "Porespan".

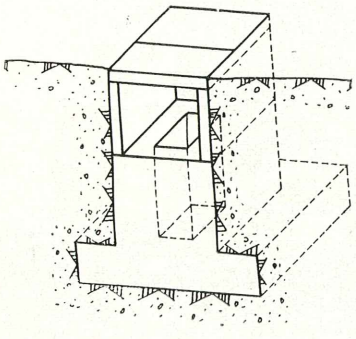
Las características de esta obra particular son: pila central única con dos vanos, uno de 26 m y otro de 15 m.

La pasarela se montó: En una noche la pila y dos días más tarde, en cinco horas, el resto de los elementos. Como se trata de un prototipo, se hizo el desmontaje de los elementos en un tiempo de tres horas y media, con lo cual se comprobó la flexibilidad de la solución, ya que pueden recuperarse íntegramente los elementos del paso, y sólo se pierde pila y cimentación.

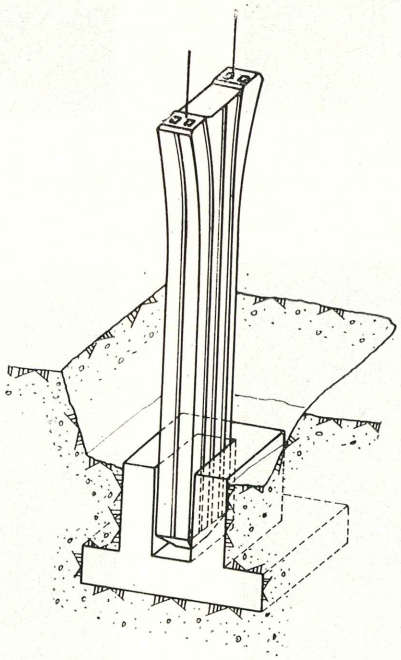
Los accesos se hicieron in situ, estando en la actualidad estudiando una solución prefabricada de los mismos.

PASOS SUPERIORES URBANOS PARA CIRCULACION RODADA

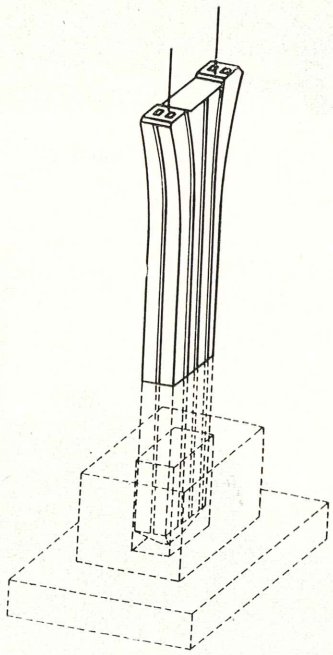
Hemos desarrollado la prefabricación de tres elementos de los cinco que componen la estructura de un paso elevado: pilas, dinteles y vigas de tablero, dejando para ejecutar in situ la cimentación y la losa del tablero que va a recibir el pavimento.



Cimentación. Una vez hormigonada la zapata, puede colocarse al nivel de rodadura una placa prefabricada de 2,40 × 2,80 m (en dos piezas de 2,40 × 1,40 m) que permita dar tráfico hasta la colocación de la pila.

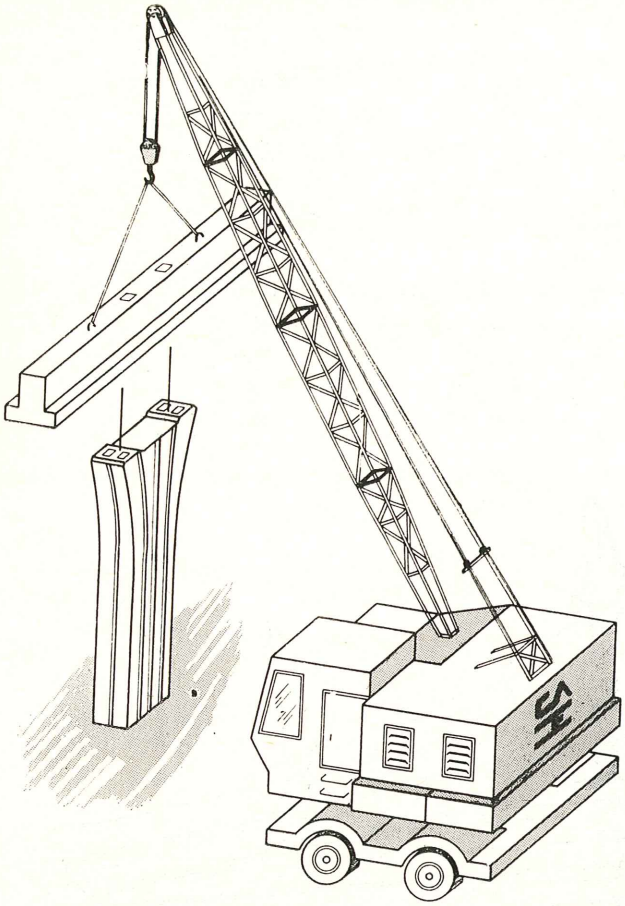


Montaje de la pila. Puesta en posición (nivel y plano) de la pila, se hormigonará el huelgo entre cáliz y pila.

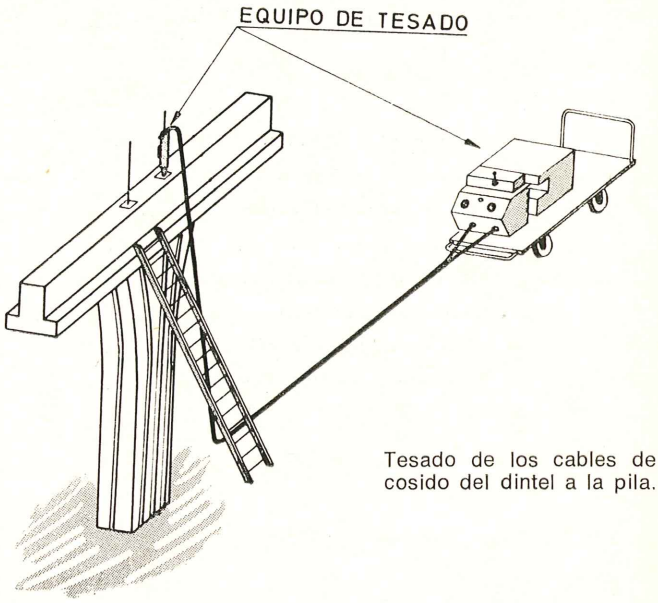


Pila para montaje de dintel. El hormigón de relleno del huelgo en cáliz tendrá una resistencia $R_k \geq 180$ Kg/cm² (se supone suficiente dos días usando P-450).

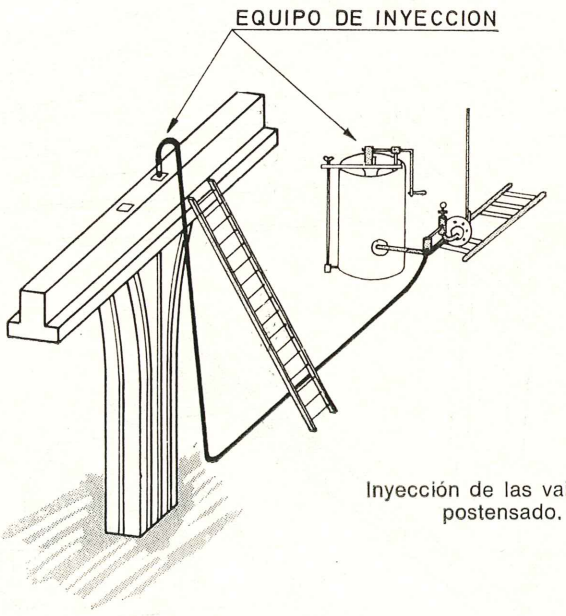
Figura 6.



Montaje del dintel. Consiste en el enhebrado de los cables de postensado en las vainas del dintel nivelado y alineado de éste.



Tesado de los cables de cosido del dintel a la pila.



Inyección de las vainas de postensado.

Figura 7.

Ahora bien, siendo como son pasos elevados urbanos, es obvio que las perspectivas de los lugares donde se ubican quedan modificadas y, por tanto, la estética debe ser un punto de la máxima atención.

Esta cuestión de la estética es muchas veces el caballo de batalla con el que tiene que luchar la prefabricación de hormigón, y nosotros hemos intentado resolverlo a base de dos ideas fundamentales.

Incorporación en el tablero de unas vigas de borde que, a nuestro juicio, resuelven el problema de la vista lateral, jugando sus acanaladuras horizontales con los biseles que se forman en el intradós del tablero al adosar las vigas. Dichas vigas cumplen, además, una misión funcional, al llevar incorporadas aceras y barandillas. Solución de los apoyos del tablero a base de pila única y dintel enrasado con el intradós del tablero.

El paso presenta las siguientes características:

	Metros
Ancho de calzada	7,00
Ancho de aceras	0,7
Ancho total plataforma	8,4
Canto vigas	0,80
Canto losa	0,15
Canto total tablero	0,95
Altura máxima de pilas	5,00
Luz máxima entre ejes de pilas	22,00

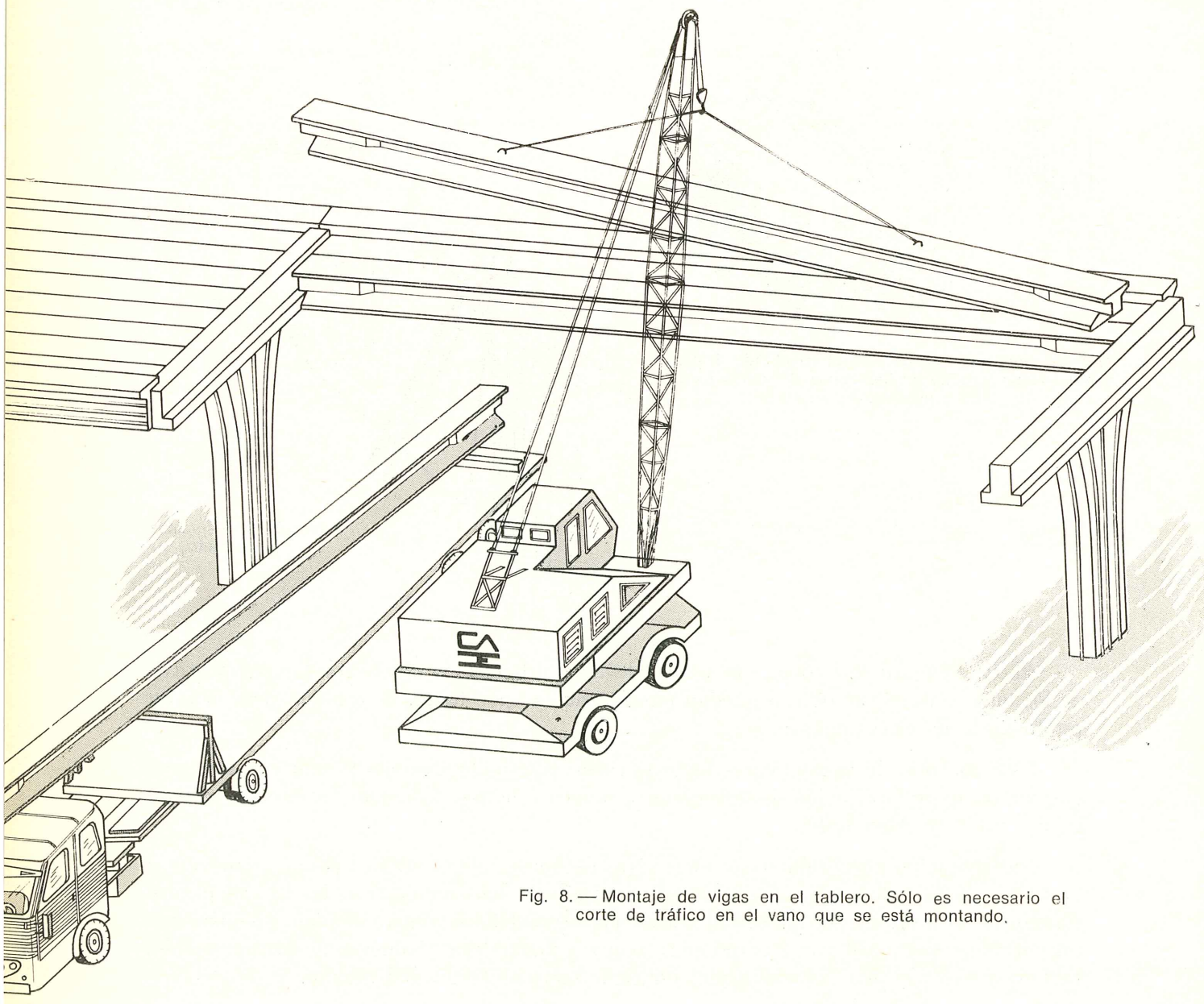


Fig. 8. — Montaje de vigas en el tablero. Sólo es necesario el corte de tráfico en el vano que se está montando.

Con las sobrecargas de cálculo de trenes 1 y 2 de la antigua Instrucción del Ministerio de Obras Públicas, el peso total del tablero es de 1.170 kg/m^2.

En la figura 6 presentamos unos esquemas explicativos de todo el proceso de montaje de los elementos prefabricados que constituyen el paso.

Una vez ejecutada la excavación se hormigona una zapata en forma de cáliz, con hueco que permite introducir la pila con el huelgo necesario. La perturbación de tráfico en esta fase es mínima al estar muy localizada, pudiéndose prever el cierre del vaciado de la zapata por medio de unas tapas de hormigón prefabricado, que permiten dar tráfico hasta la colocación de la pila.

Una vez puesta en posición la pila (nivelado y aplomado) se hormigona el huelgo existente entre cáliz y pila. El cosido de ésta al dintel se realiza con dos unidades de postensado.

La figura 7 muestra el esquema de montaje del dintel, que consiste en el enhebrado de los cables de postensado en los cajetines dispuestos en el dintel, nivelado y alineado de éste, tesado de los cables de cosido e inyección de las vainas de los mismos. Una vez dispuestos pilas y dinteles, se replantean en él los apoyos de neopreno de las vigas y se procede al montaje de éstas. Las vigas son de hormigón pretensado, prefabricadas en taller con cables adherentes.

El montaje de la viga se realiza por medio de grúas automóviles, que para la luz máxima de 22 m es de 16 t. En este estado sólo es necesario el corte de tráfico en el vano que se está montando, estimando que éste puede realizarse en diez horas por vano (fig. 8). El proceso de ejecución de la losa, que sería el siguiente paso, puede acelerarse al máximo, al no necesitarse encofrado por estar las vigas adosadas y también utilizando para su armado mallas electrosoldadas de dimensiones fácilmente adaptables a la anchura del paso. La solución de pasos elevados que presentamos tiene una gran flexibilidad, son realizables en tramos rectos, con distancias entre pilas iguales o desiguales, en tramos con esviajes, presentando, además, la posibilidad de superposición transversal, consiguiéndo-

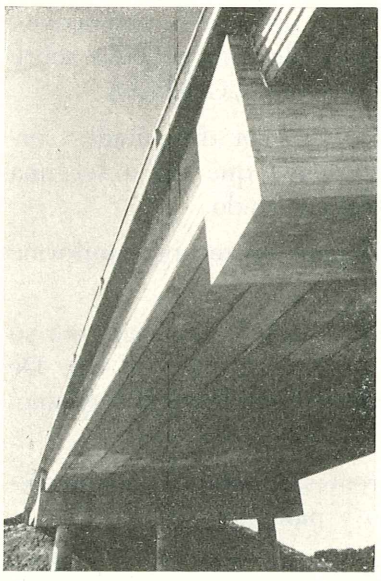


Figura 9.



Figura 10.



Figura 11.

se así doble número de vías de circulación. Por otra parte, presenta las ventajas de plazos de ejecución mínimos. Estimamos que un paso elevado de tres vanos (dos pilas y dos estribos), supuesta realizada cimentación y estribos, puede quedar dispuesto para su pavimentación en dieciocho días.

En la figura 9 se puede apreciar, en obra terminada, algunos de los aspectos a los que hemos hecho referencia anteriormente.

En la sección de proyección de películas que hubo estaba prevista la proyección, por parte de los servicios técnicos del Ayuntamiento de Madrid, de una película sobre el paso urbano Bailén-Ferraz, en la plaza de España, construido por COMYLSA.

En ella se trataba principalmente de la obra realizada in situ. Por dificultades surgidas a última hora no se pudo proyectar, y, por tanto, mi exposición que iba a ser una prolongación del tema, no quedará todo lo clara que nos hubiera gustado.

La parte de obra prefabricada consta de cuatro tableros para sobrecarga uniforme de un metro de tierras y dos más para circulación rodada.

En los tableros se dispusieron más de 200 vigas con sección simple T, adosadas por su cabeza superior, con planta trapezoidal, luces de 4 a 18 m y cantos de 4 a 70 cm. De todas estas vigas no hubo dos iguales en cuanto a longitud, geometría en vertical y geometría en planta, y, sin embargo, se hicieron todas en un molde metálico universal.

Las vigas eran pretensadas en taller con tendones adherentes, y debido a la complejidad de los tableros se presentaron problemas de replanteo y montaje.

En las figura 10 y 11 se aprecian algunos aspectos de las mismas durante la realización de la obra.

591 - 2 - 61

el viaducto Eduardo Casavilca

L. MUÑOZ CAMPOS

Eduardo Casavilca, fallecido el 6 de marzo del presente año, en uno de los hundimientos producidos en Barcelona por explosión, había nacido en Ica (Perú) el 18 de marzo de 1940, licenciándose en Ingeniería Civil en la Universidad Nacional de Ingeniería de Lima, obteniendo el título en diciembre de 1962.

Venido a España en noviembre de 1963, pasó posteriormente a Francia, donde realizó un curso de especialización en hormigón pretensado, regresando finalmente a España, donde trabajó en la oficina de José Antonio Torroja, obteniendo en octubre de 1967 el título de ingeniero de Caminos, Canales y Puertos. Desde 1969 formaba parte de la División de Estructuras de IBERING.

GENERALIDADES

El viaducto, del que Eduardo fue autor del proyecto, está situado detrás de Martorell, discurriendo paralelamente al río Noya, a media ladera en una montaña formada por pizarras paleozoicas en su base y coronada por conglomerados del Bunter bastante rotos. El viaducto ha de salvar la carretera de Martorell a Gelida, que incide en el trazado con un ángulo muy agudo, presentando también una acusada convergencia en el alzado, puesto que la autopista baja desde Martorell al valle del Noya con un 4 por 100 de pendiente y la carretera sube hacia la montaña aproximadamente con la misma rampa.

La longitud total de la calzada lado río es de 630 m con 21 vanos de 30 m. En el lado de la montaña hay un total de 16 vanos, con un desarrollo de 480 m.

Las dos calzadas son independientes, teniendo cada una de ellas un ancho total de 16 m, divididos de la siguiente forma:

Acera exterior	1,25 m
Arcén exterior	1,50 m
Tres carriles de 3,75 m	11,25 m
Arcén interior	1,00 m
Acera interior	1,00 m

En el puente se han conjugado la sencillez y rapidez de ejecución, idea determinante del proyecto, con un aspecto agradable.

a) **Vigas.**

Se emplearon 185 vigas de 29,60 m de longitud y 35 t de peso. Cada viga va postesada con cuatro cables BBR de 34 ϕ 7, de 170 kg/mm^2 de carga de rotura, tesándose a una tensión del 70 por 100 de dicha carga, lo que porporciona un esfuerzo de 148 t por cable (fig. 5).

Los cables 2, 3 y 4 se tesaban en parque en dos fases, la primera a los tres días de fabricada la viga, con objeto de compensar el peso propio y poder trasladarla y almacenarla, y cinco semanas después se procedía al tesado definitivo.

El cuarto cable se tesa una vez hormigonado el tablero y cuando el hormigón del mismo había adquirido una resistencia de 250 kg/cm^2.

b) **Losa.**

A la losa del tablero, de 20 cm de espesor, se le da continuidad de un vano al siguiente, dividiendo el conjunto del puente en tramos de cuatro o cinco tableros, enlazados por la losa que queda libre sobre el apoyo en una longitud de 4 m, para lo cual se dispuso un cartón embreado.

La relación de inercias entre la viga compuesta formada por la viga propiamente dicha y su tablero y la losa es:

$$\frac{0{,}332}{0{,}000665} = 483,$$

lo que convierte a la misma en una auténtica lámina flexible que se adapta a los movimientos que le impone el tablero.

El cálculo de dicha losa ha de realizarse teniendo en cuenta las siguientes solicitaciones:

— Esfuerzos por giros de los apoyos (aplicación de pretensado del cuarto cable, sobrecargas aplicadas a la viga).

— Esfuerzos por asiento de los apoyos.

— Esfuerzos por giros diferidos por fluencia.

— Esfuerzos de tracción por retracción, fluencia y descenso térmico.

— Esfuerzos debidos a la sobrecarga actuando directamente sobre la losa.

La armadura de la losa en la zona de enlace es de 10 ϕ 20 por metro en la cara superior y 5 ϕ 5 por metro en la inferior, lo que da una cuantía geométrica del 2,5 por 100 (figura 6).

Es de destacar la economía del tablero, que ha consumido por metro cuadrado los siguientes materiales:

Hormigón	0,34 m^3
Pretensado	11,80 kg
Armaduras pasivas	52,00 kg

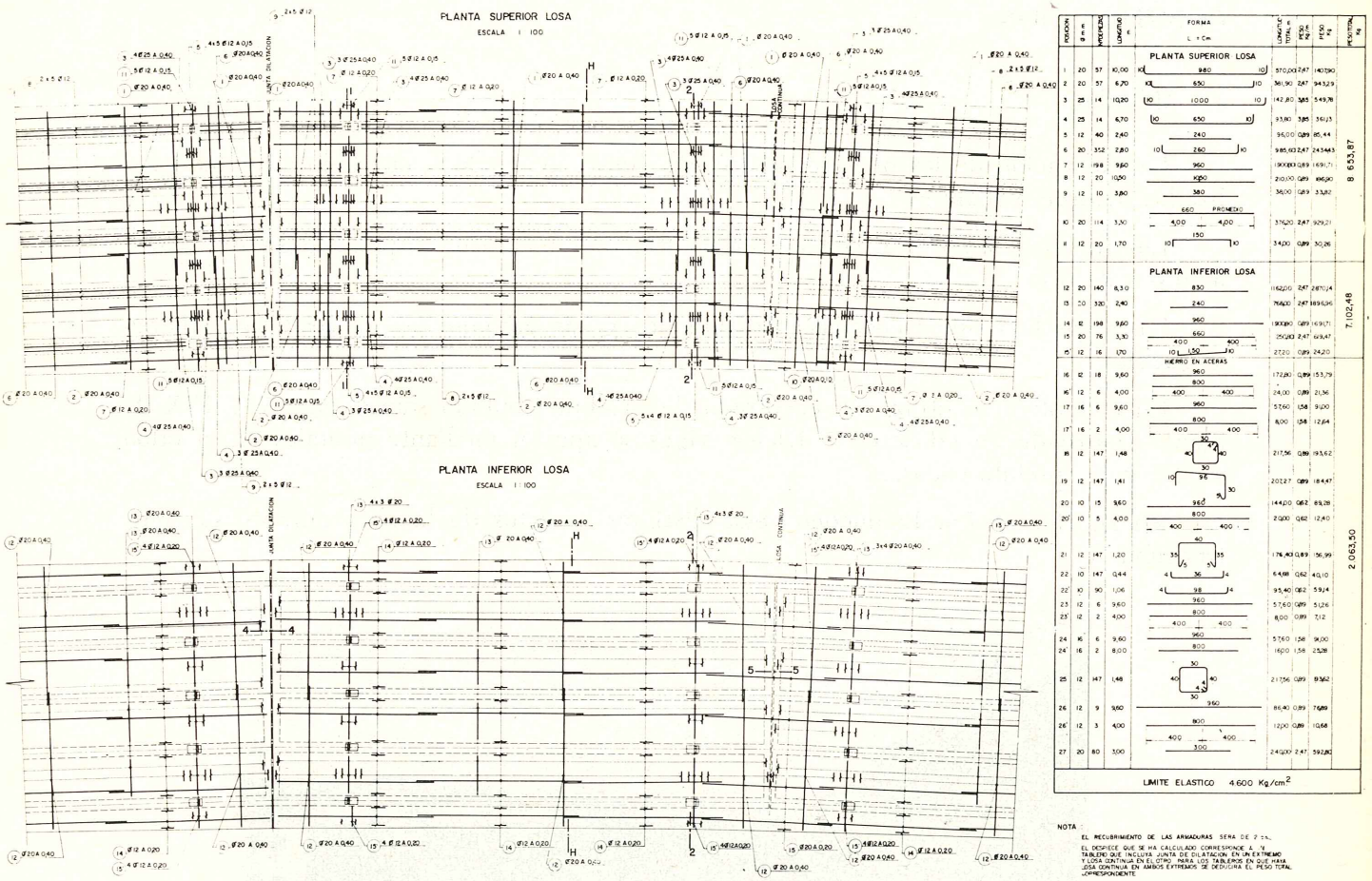


Figura 6.

JUNTAS Y APOYOS

Los apoyos son de neopreno armado de 25×40 cm y alturas de neopreno variables de 1,5 a 5 cm, según las necesidades del movimiento del apoyo, de forma a tener aproximadamente los mismos esfuerzos en cada pila por retracción, fluencia y frenado.

Las juntas son en forma de diente, de la marca CIPEC W-20, que permite 10 cm de desplazamiento.

CUBICACIONES

Se enumeran a continuación los materiales empleados en las obras:

Hormigón	16.423 m³
Acero Rea	1.980 t
Acero pretensado	209,5 t
Encofrados	26.600 m²
Pilotes de ϕ 100	238 unidades
Juntas de dilatación	173 unidades

CONSTRUCCION

a) **Métodos.**

La excavación de las pilas se realizó con Retro, debiéndose, en algunos puntos localizados, realizar voladuras.

Los fustes se realizaron con encofrado trepante metálico, disponiéndose de cuatro módulos de 6 m.

Las vigas han sido colocadas mediante dos grúas automóviles de 50 t de esfuerzo al gancho.

En el tablero se utilizó un encofrado de madera montado sobre vigas ALL-FIX de empleo corriente en edificación. Dichas vigas se apoyan mediante puntales en el talón de las vigas prefabricadas.

En las figuras 7 a 13 pueden verse distintos aspectos de la obra durante su construcción.

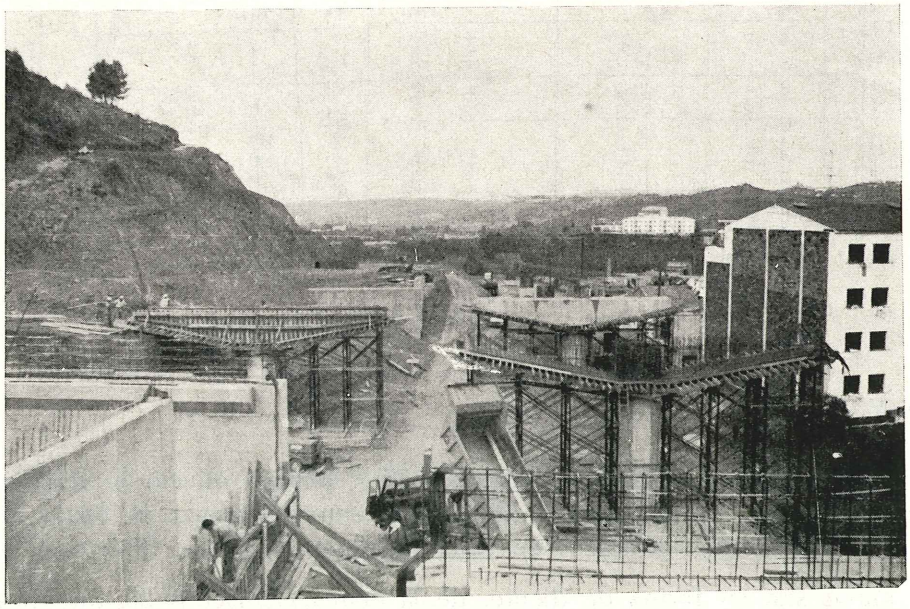


Figura 7.

b) **Controles.**

Durante la ejecución se ha llevado un control del tesado, midiéndose las pérdidas por rozamiento, encontrándose totalmente correctos los valores teóricos.

También se procedió a ensayar una viga. Las primeras fisuras aparecieron para una tracción teórica de 40 kg/cm² y el momento de rotura fue ligeramente superior al teórico, que es de 1.292 t por metro.

Al finalizar la obra se procedió a la prueba de carga, realizada con camiones de 35 t, de forma a reproducir los esfuerzos producidos por el tren número 2 de la antigua Instrucción de Puentes.

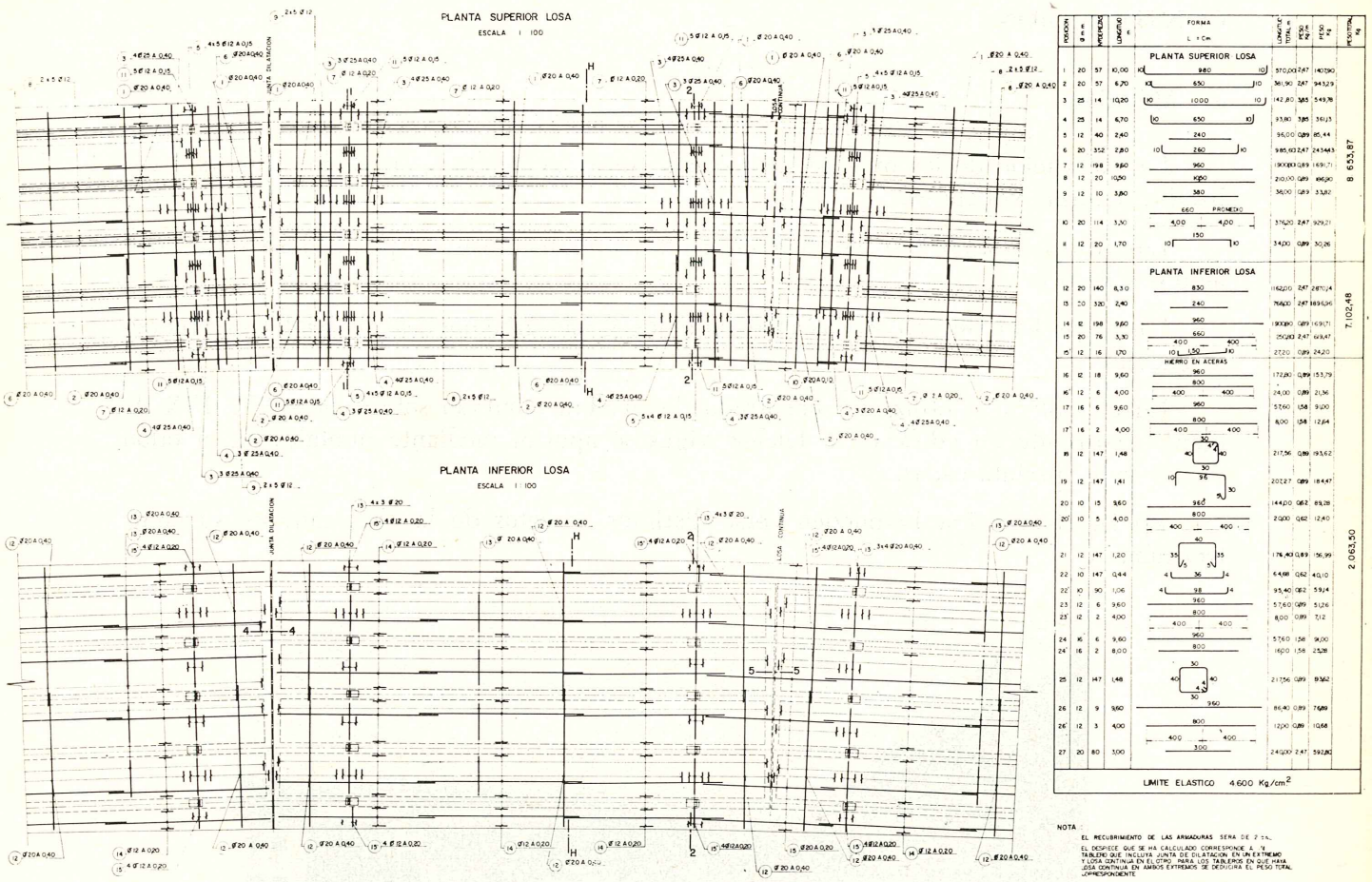


Figura 6.

JUNTAS Y APOYOS

Los apoyos son de neopreno armado de 25 × 40 cm y alturas de neopreno variables de 1,5 a 5 cm, según las necesidades del movimiento del apoyo, de forma a tener aproximadamente los mismos esfuerzos en cada pila por retracción, fluencia y frenado.

Las juntas son en forma de diente, de la marca CIPEC W-20, que permite 10 cm de desplazamiento.

CUBICACIONES

Se enumeran a continuación los materiales empleados en las obras:

Hormigón	16.423 m³
Acero Rea	1.980 t
Acero pretensado	209,5 t
Encofrados	26.600 m²
Pilotes de ϕ 100	238 unidades
Juntas de dilatación	173 unidades

CONSTRUCCION

a) **Métodos.**

La excavación de las pilas se realizó con Retro, debiéndose, en algunos puntos localizados, realizar voladuras.

Los fustes se realizaron con encofrado trepante metálico, disponiéndose de cuatro módulos de 6 m.

Las vigas han sido colocadas mediante dos grúas automóviles de 50 t de esfuerzo al gancho.

En el tablero se utilizó un encofrado de madera montado sobre vigas ALL-FIX de empleo corriente en edificación. Dichas vigas se apoyan mediante puntales en el talón de las vigas prefabricadas.

En las figuras 7 a 13 pueden verse distintos aspectos de la obra durante su construcción.

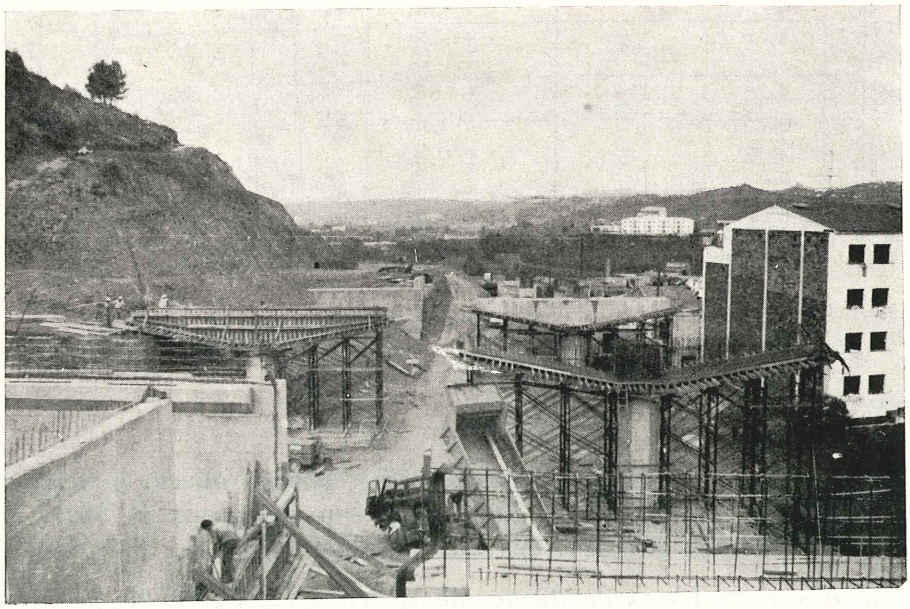


Figura 7.

b) **Controles.**

Durante la ejecución se ha llevado un control del tesado, midiéndose las pérdidas por rozamiento, encontrándose totalmente correctos los valores teóricos.

También se procedió a ensayar una viga. Las primeras fisuras aparecieron para una tracción teórica de 40 kg/cm² y el momento de rotura fue ligeramente superior al teórico, que es de 1.292 t por metro.

Al finalizar la obra se procedió a la prueba de carga, realizada con camiones de 35 t, de forma a reproducir los esfuerzos producidos por el tren número 2 de la antigua Instrucción de Puentes.

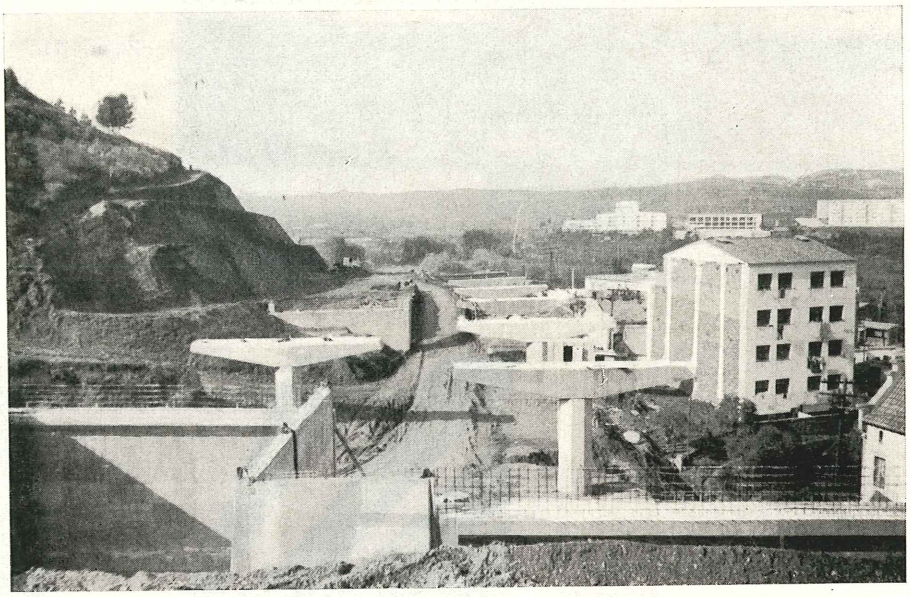


Figura 8.

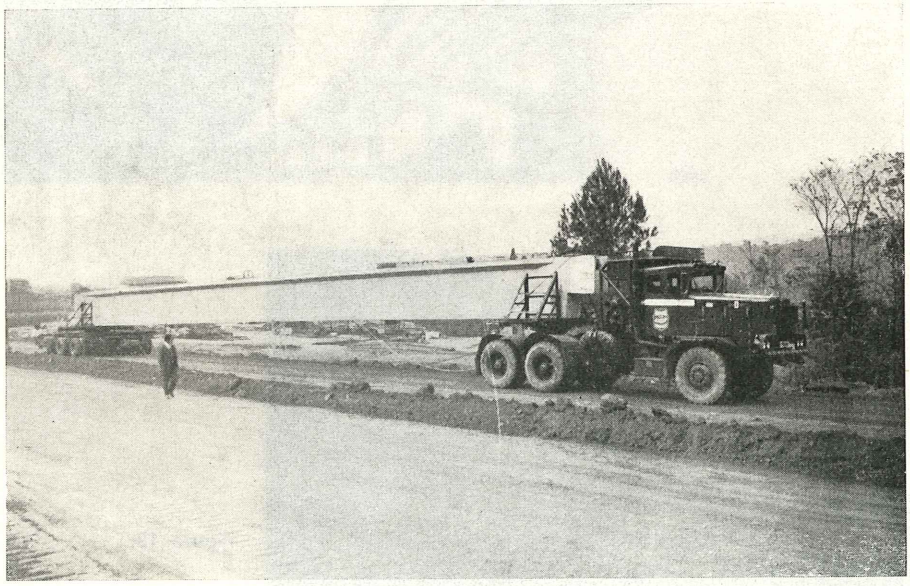


Figura 9.

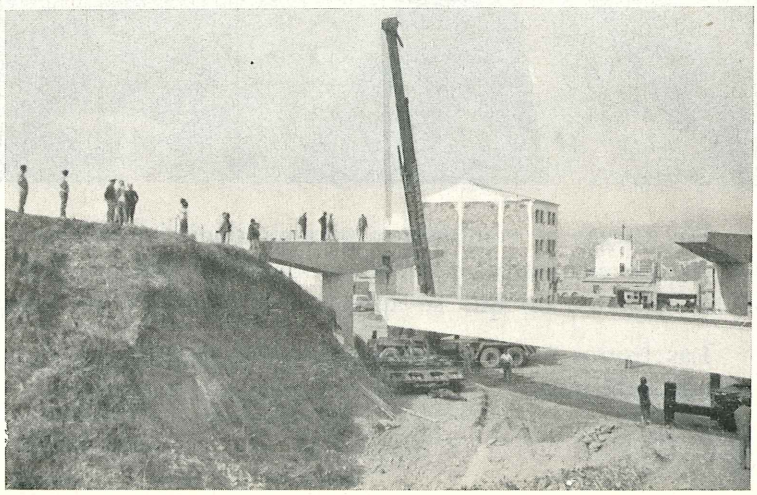


Figura 10.

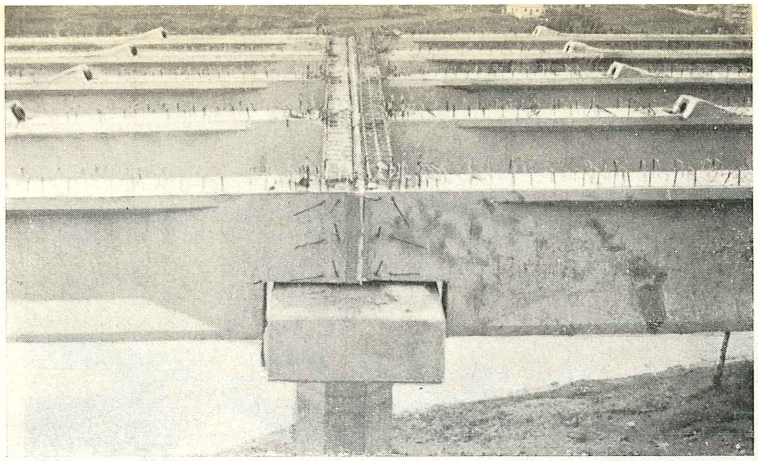


Figura 11.

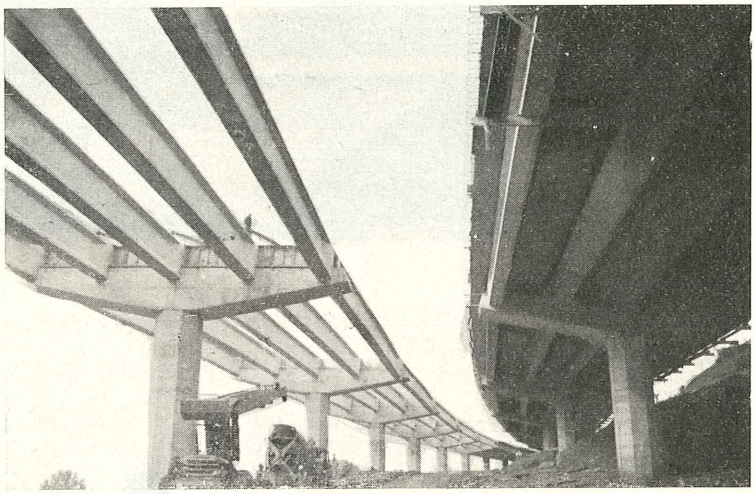


Figura 12.

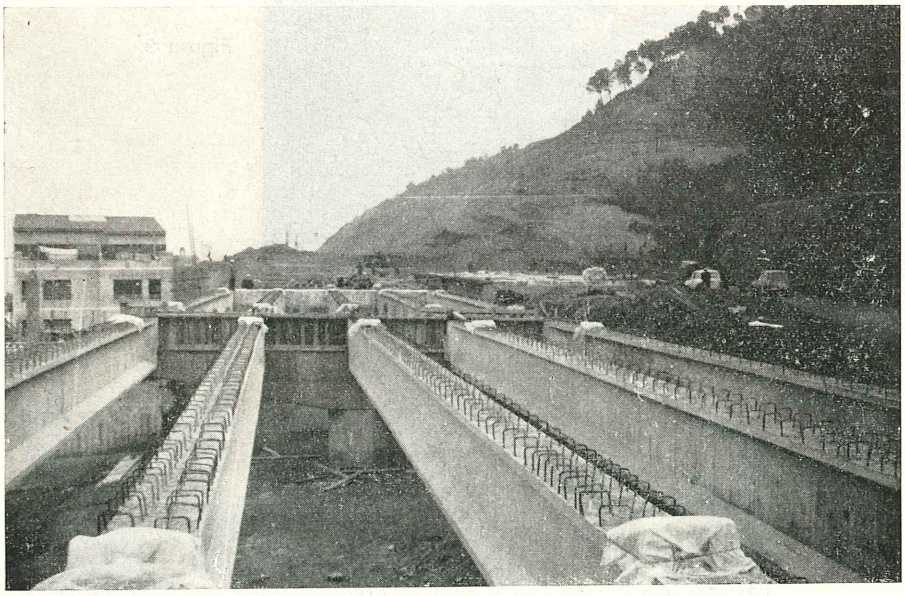


Figura 13.

Las cargas se combinaron para producir las solicitaciones más desfavorables en cada uno de los elementos, poniéndose especial cuidado en la observación de la losa de unión de los tableros, sin que se apreciara la aparición de ninguna fisura.

Las fisuras en el empotramiento del capitel con el pilar tuvieron una abertura máxima de 0,05 mm.

591 - 2 - 62

pasos elevados y viaductos

JOSE A. LOPEZ JAMAR

VIADUCTOS Y PASOS DE LA VARIANTE DE LA CN-VI, ENTRE LA RETUERTA Y BEMBIBRE (PUERTO DE EL MANZANAL)

Este proyecto, que forma parte del Plan de Accesos a Galicia, ha sido estudiado y dirigido por el ingeniero jefe de construcción de Obras Públicas de León, Dr. D. Aurelio Ruiz López, con la colaboración de la empresa consultora INTECSA. La longitud aproximada es de unos 20 km.

Los viaductos de esta variante son los siguientes:

1.º Tres viaductos hiperestáticos de planta curva, luces de $35 + 45 + 35$, $35 + 2 \times 45 + 35$ y $35 + 4 \times 45 + 35$ m, con radios respectivamente de 600, 300 y 300 metros. Se trata de vigas continuas de sección en TT con anchura de 10,20 metros y altura de 2,60 metros con almas de trazado poligonal y acarteladas horizontalmente. Se han construido in situ por tramos completos (entre puntos de inflexión); por razones de plazo se han empleado simultáneamente cimbra deslizante para uno de los viaductos y de tipo convencional para los otros dos. El tensado longitudinal se hace con unidades de 12 cables de 0,5″ de trazado curvo, continuo por tramos en primera fase, completándolo al final con una serie de cables complementarios para cada tramo.

Las placas de cabeza se han tensado transversalmente con unidades de 12 ϕ 5 mm, siendo todos anclajes del tipo Freyssinet.

Las pilas están constituidas por un solo pilar de hormigón armado de sección constante decagonal aligerada, con cimentación por zapatas también de hormigón armado. El tablero queda anclado por articulación en dos pilares, siendo el resto de los apoyos deslizantes.

Las figuras 1, 2 y 3 muestran aspectos de los viaductos durante la construcción.

2.º Trece viaductos desde 2 a 13 tramos isostáticos de 25 m de luz entre ejes de pilas, con tableros de 10,20 y 12,50 de anchura (estos últimos en los casos de vía lenta), con un total de 65 tramos. Estos tableros están constituidos respectivamente por cuatro y cinco vigas prefabricadas de hormigón postensado, de sección trapecial aligerada con aletas de 1,20 m de altura y 2,50 m de anchura, y una placa superior de compresión y arriostramiento de hormigón armado construida in situ.

El sistema de postensado, del tipo Freyssinet, está constituido por seis unidades de 12 ϕ 8 mm.

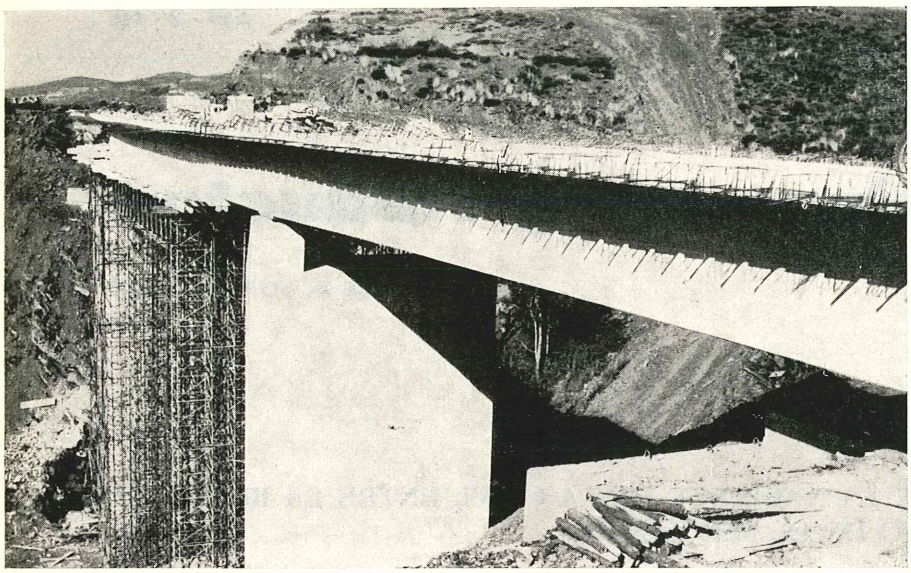


Figura 1.

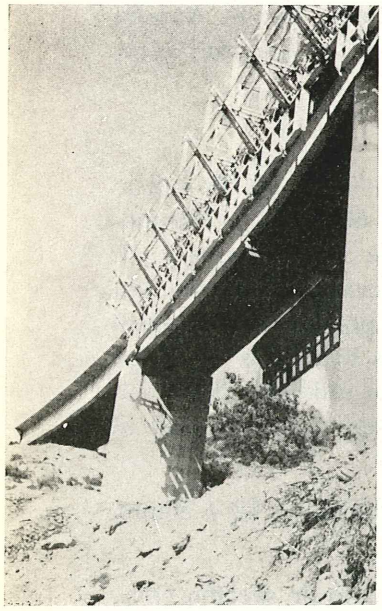
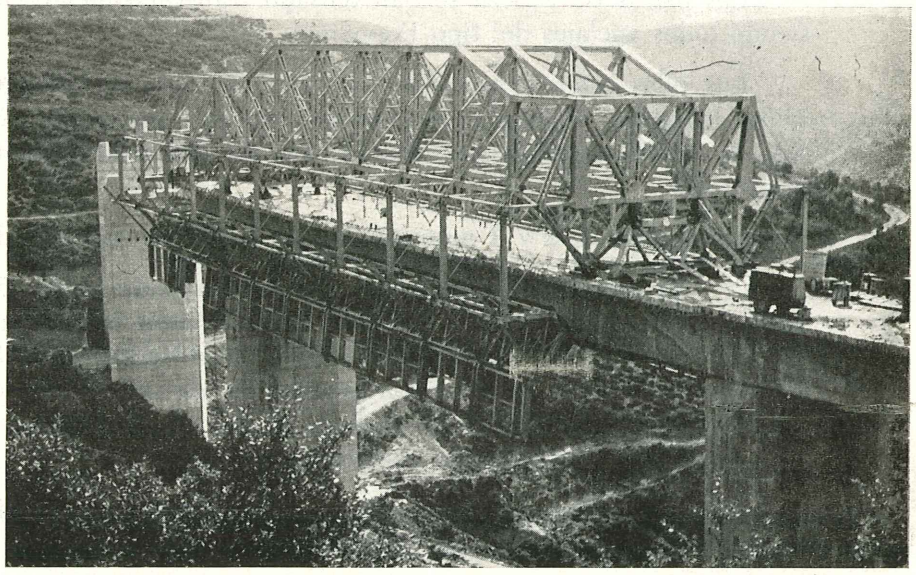


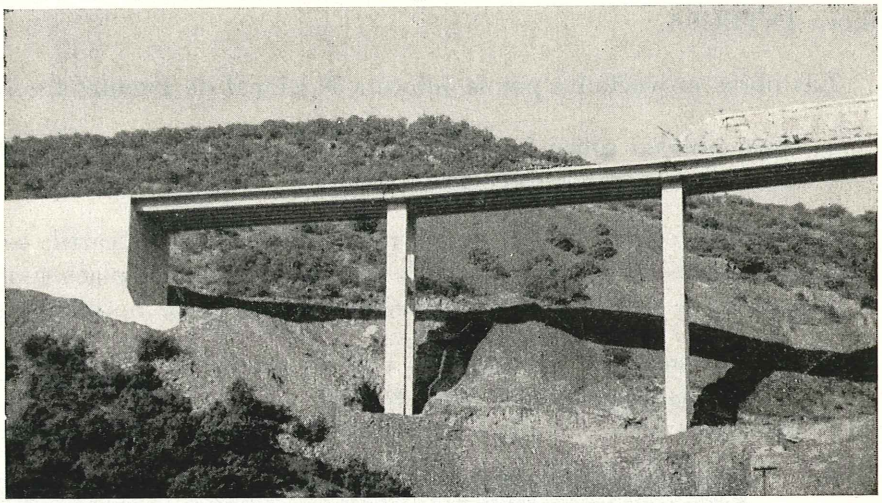
Figura 2.

Figura 3.



Los tramos llevan sus extremos dispuestos "a media madera", apoyando sobre cabeceros de sección en T invertida, empotrados cada uno de los pilares de sección rectangular, todo ello de hormigón armado, lo mismo que las zapatas de cimentación.

Figura 4.



Las figuras 4 y 5 muestran aspectos de dos de estos viaductos terminados.

3.º Dos pasos superiores de un solo tramo isostático de 25 m, constituidos de forma semejante a los anteriores.

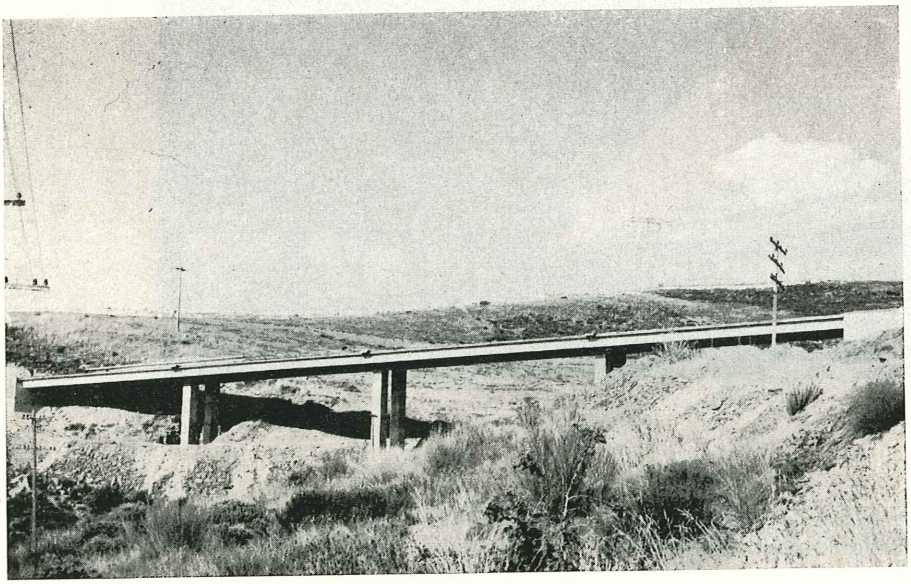


Figura 5.

4.º Un viaducto y dos pasos superiores de un tramo isostático de 17 m de luz, con vigas prefabricadas pretensadas y con placa superior armada de compresión, con luces respectivamente de 17 m para el viaducto y de 15,40 m para los pasos superiores.

Las obras se construyen por la agrupación de empresas AUXEF, estando muy adelantadas en la actualidad.

PASOS Y VIADUCTOS EN LA AUTOPISTA ZARAGOZA-ALFAJARIN

La autopista Zaragoza-Alfajarín fue proyectada por la Jefatura Regional de Proyectos, con la colaboración de la extinguida Jefatura Nacional de Puentes y la empresa consultora INTECSA.

Las obras proyectadas por la Jefatura Nacional de Puentes fueron las siguientes:

— Paso oblicuo sobre ferrocarril, con 15 m de luz; solución de dos losas macizas pretensadas en dos direcciones (fig. 7).

— Paso de cuatro tramos de 21 m de luz sobre ferrocarril; solución de vigas prefabricadas de sección en doble T postensadas, con placa superior armada de compresión y arriostramiento; cabeceros y pilares de hormigón armado.

— Puente sobre el río Gállego, con 24 tramos de 21 m de luz, en solución análoga a la de la obra anterior (figs. 6 y 8).

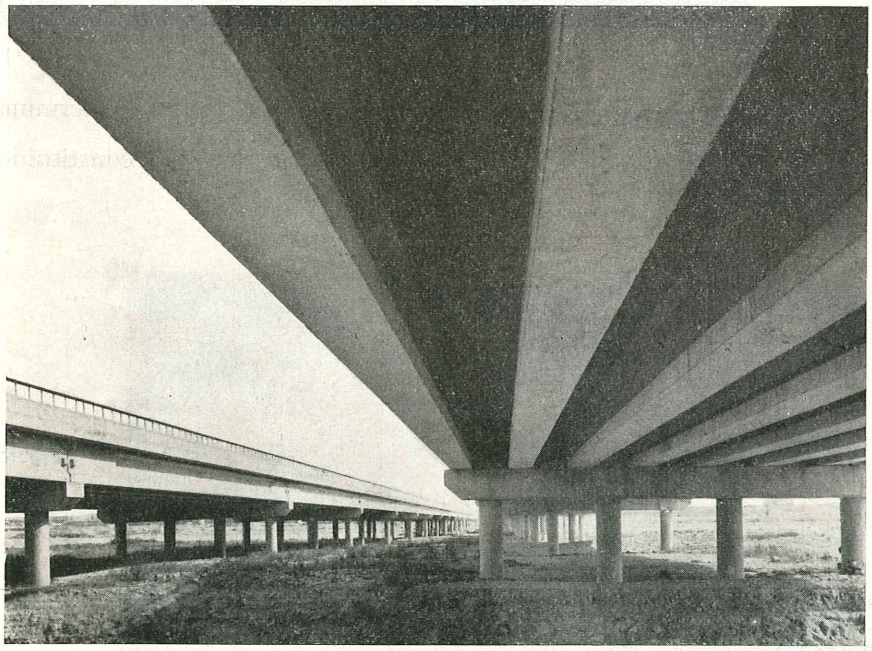


Figura 6.

Las obras restantes fueron proyectadas por INTECSA, bajo la dirección de la Jefatura Regional, y se relacionan seguidamente:

— Paso en curva de una rama de la autopista sobre la autovía de los Pirineos; placa continua aligerada postensada, con luces de 27, 48 y 27 m. Pilas y apoyos de los estribos de sección rectangular en hormigón armado (figs. 9 y 10).

— Tres pasos inferiores con luces de 15, 20 y 15 m, los laterales y ménsulas del central en hormigón armado, in situ y tramos prefabricados centrales postensados transversalmente (figs. 11 y 12).

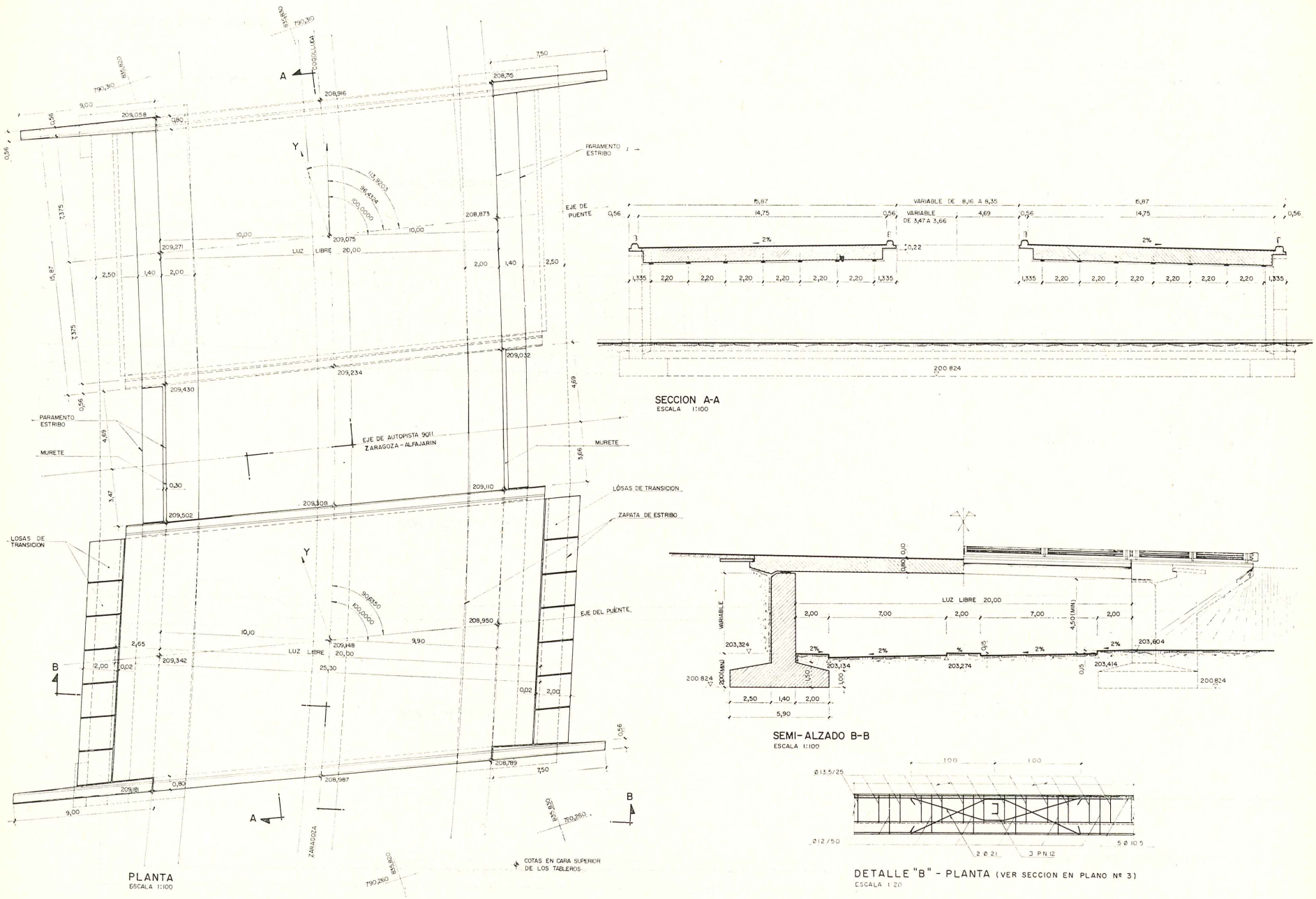
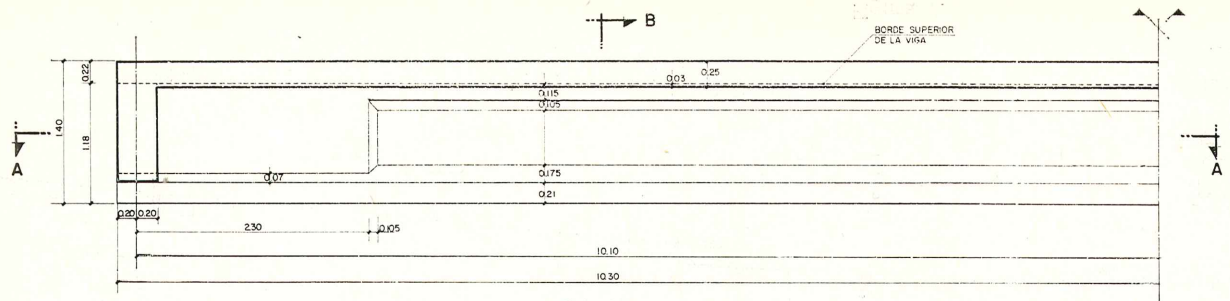
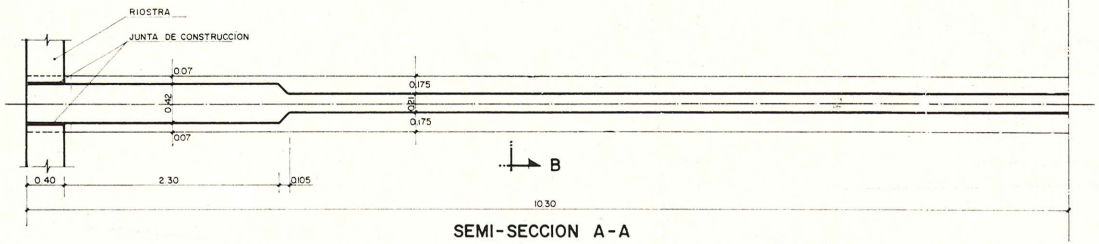

PLANTA
ESCALA 1:100
SECCION A-A
ESCALA 1:100
SEMI-ALZADO B-B
ESCALA 1:100
DETALLE "B" - PLANTA (VER SECCION EN PLANO Nº 3)
ESCALA 1:20
COTAS EN CARA SUPERIOR DE LOS TABLEROS
EJE DE AUTOPISTA 901 ZARAGOZA - ALFAJARIN
EJE DEL PUENTE
PARAMENTO ESTRIBO
MURETE
LOSAS DE TRANSICION
ZAPATA DE ESTRIBO
LUZ LIBRE 20,00
VARIABLE DE 8,16 A 8,35
VARIABLE DE 3,47 A 3,66
ZARAGOZA

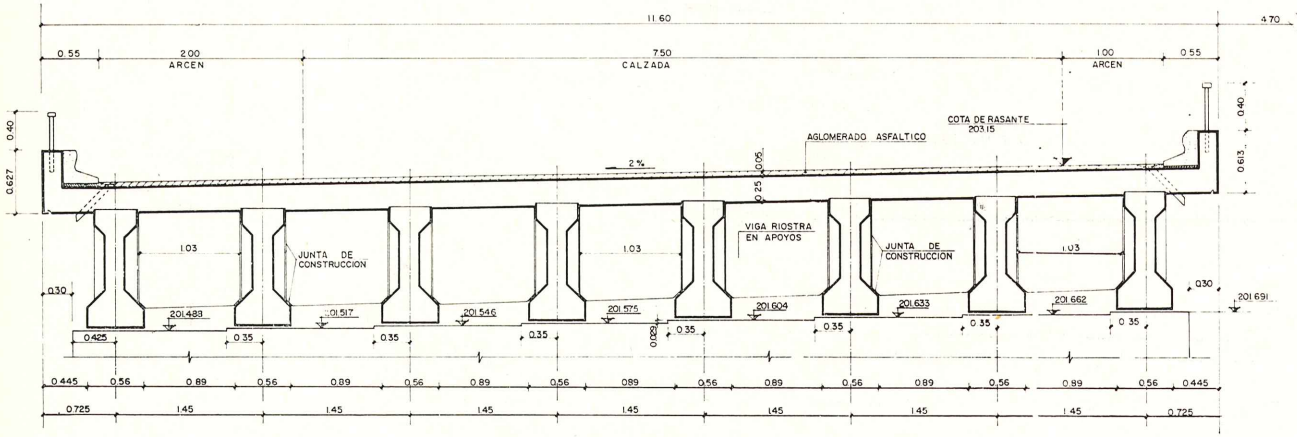
Figura 7.



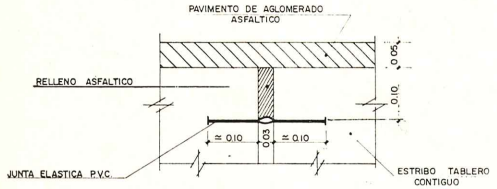
SEMI-ALZADO
ESCALA - C



SEMI-SECCION A-A
ESCALA - C

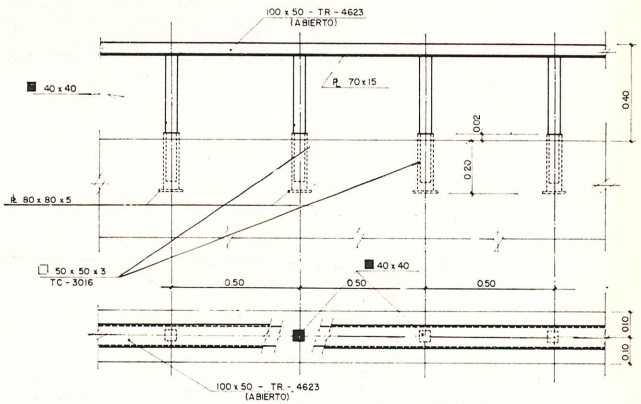


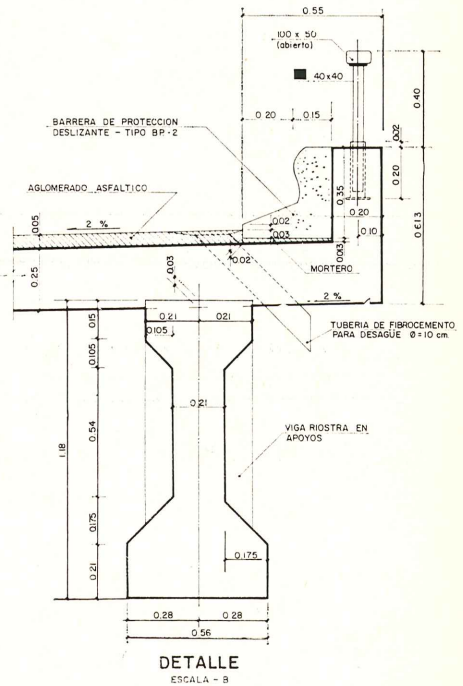
SEMI-SECCION B-B
ESCALA - C



DETALLE DE JUNTA
ESCALA - A

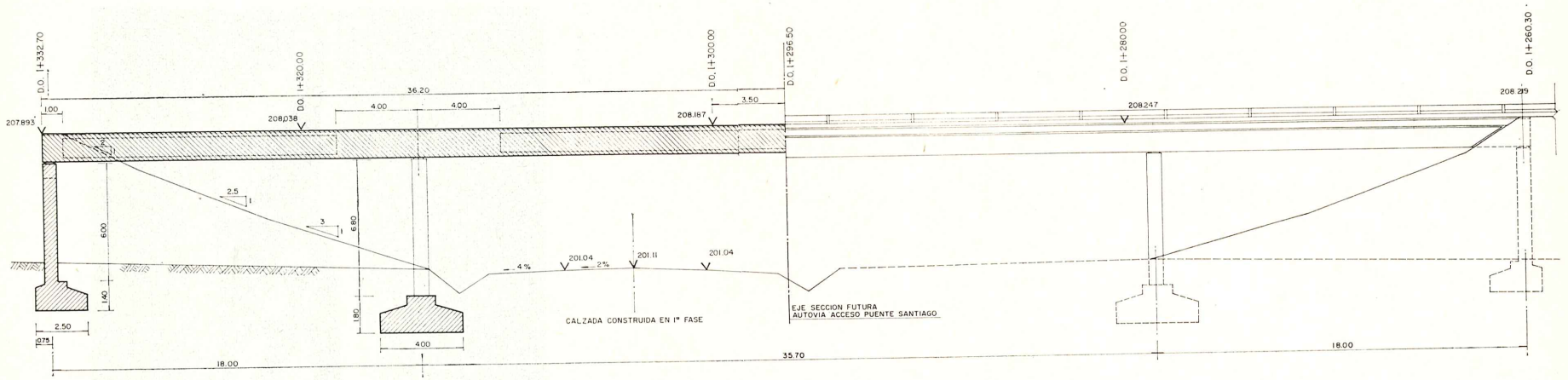
DETALLE DE BARANDILLA
ESCALA - B





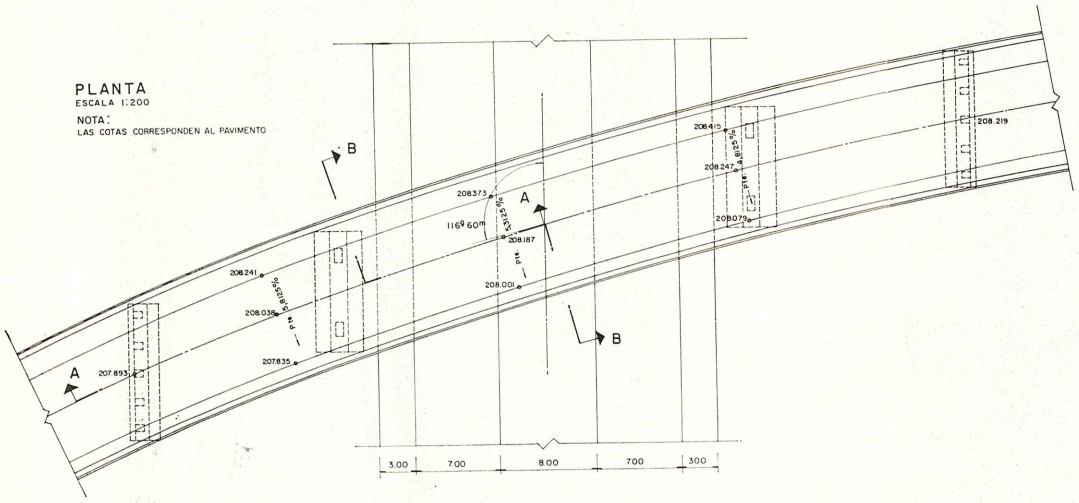
DETALLE
ESCALA - B

Figura 8.



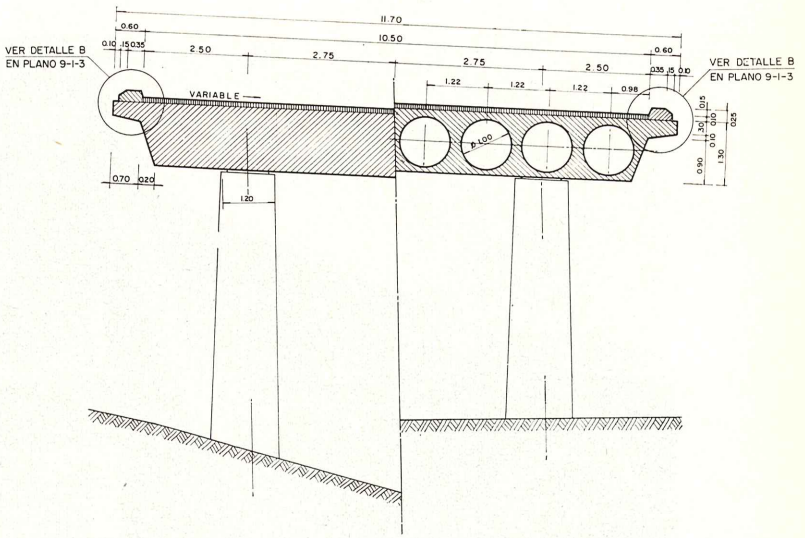
SEMI-SECCION A-A
ESCALA 1:100

SEMI-ALZADO
ESCALA 1:100



PLANTA
ESCALA 1:200

NOTA:
LAS COTAS CORRESPONDEN AL PAVIMENTO



SECCION B-B
ESCALA 1:50

Figura 9.

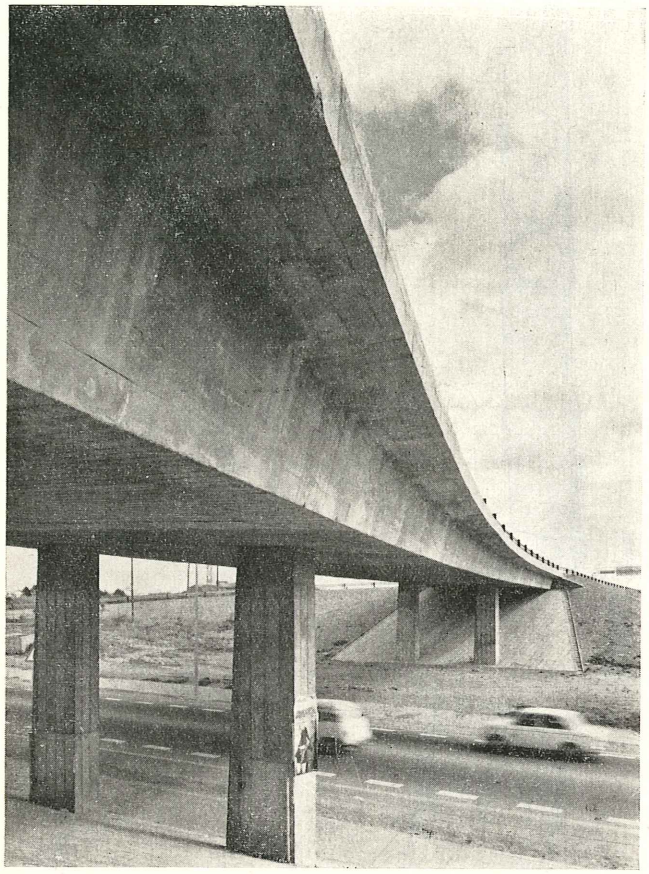
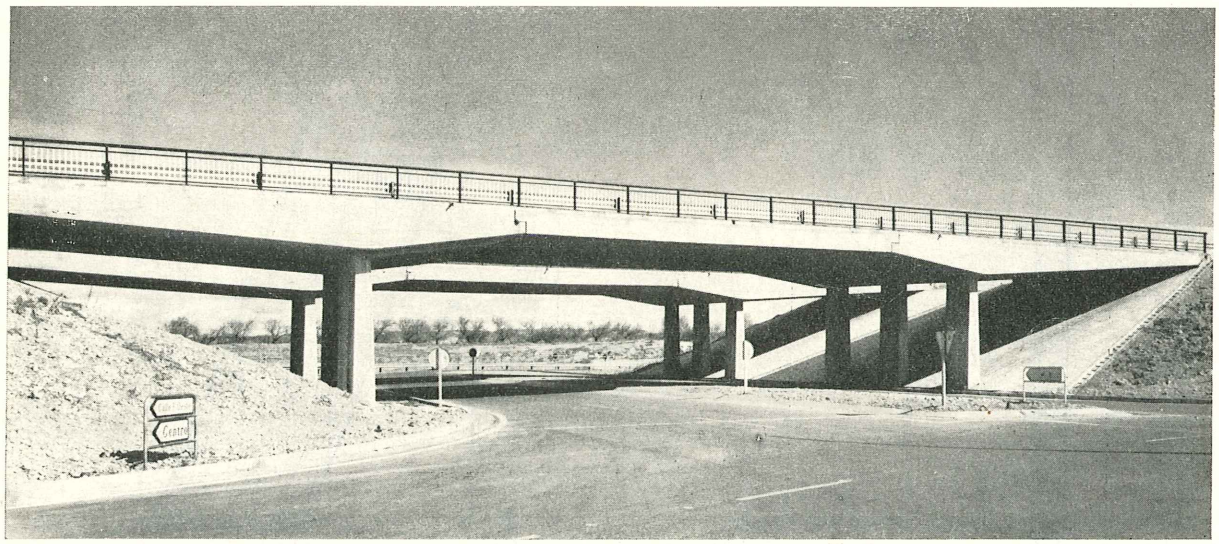


Figura 10.

Figura 11.



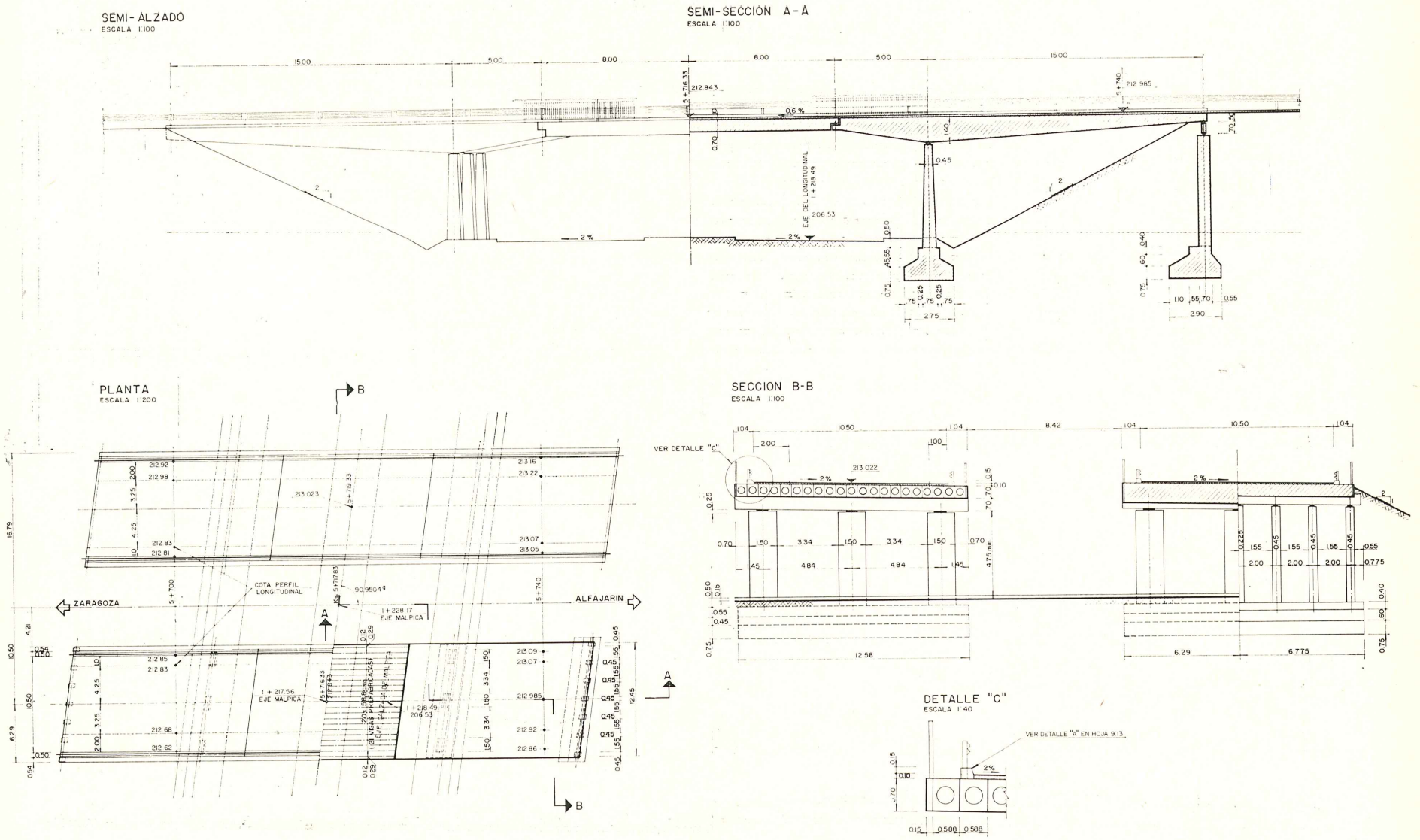

SEMI-ALZADO
ESCALA 1:100
SEMI-SECCIÓN A-A
ESCALA 1:100
PLANTA
ESCALA 1:200
SECCION B-B
ESCALA 1:100
DETALLE "C"
ESCALA 1:40
ZARAGOZA
ALFAJARIN
COTA PERFIL LONGITUDINAL
EJE MALPICA
VER DETALLE "C"
VER DETALLE "A" EN HOJA 9.13

Figura 12.

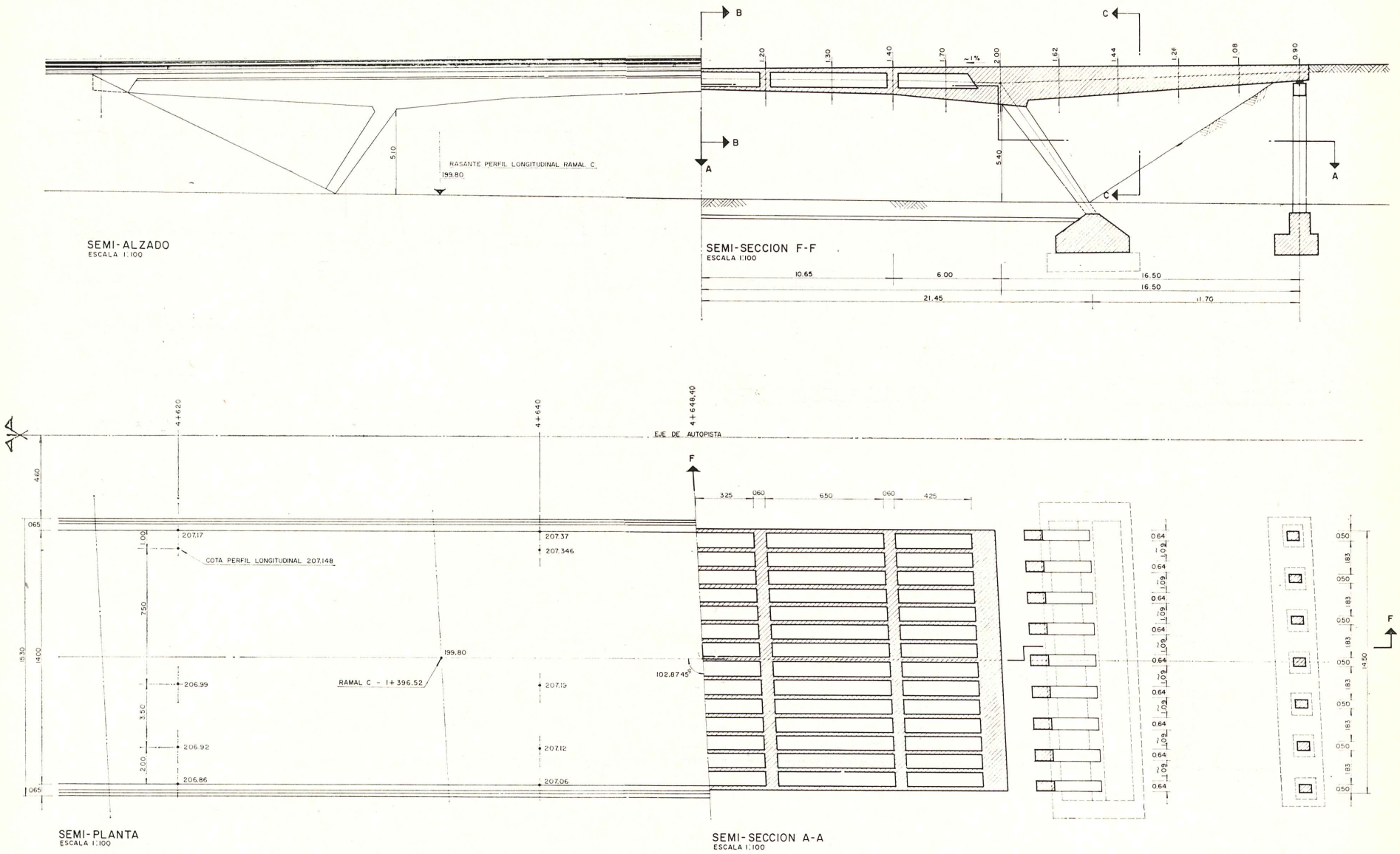
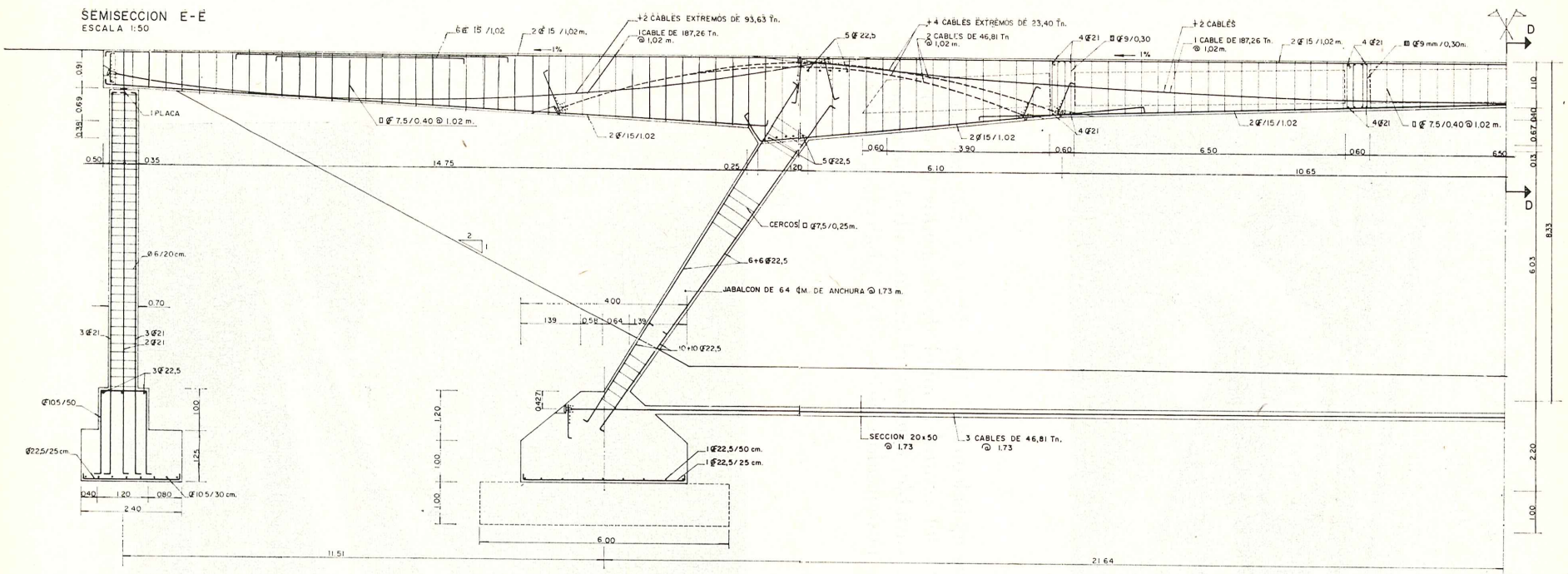
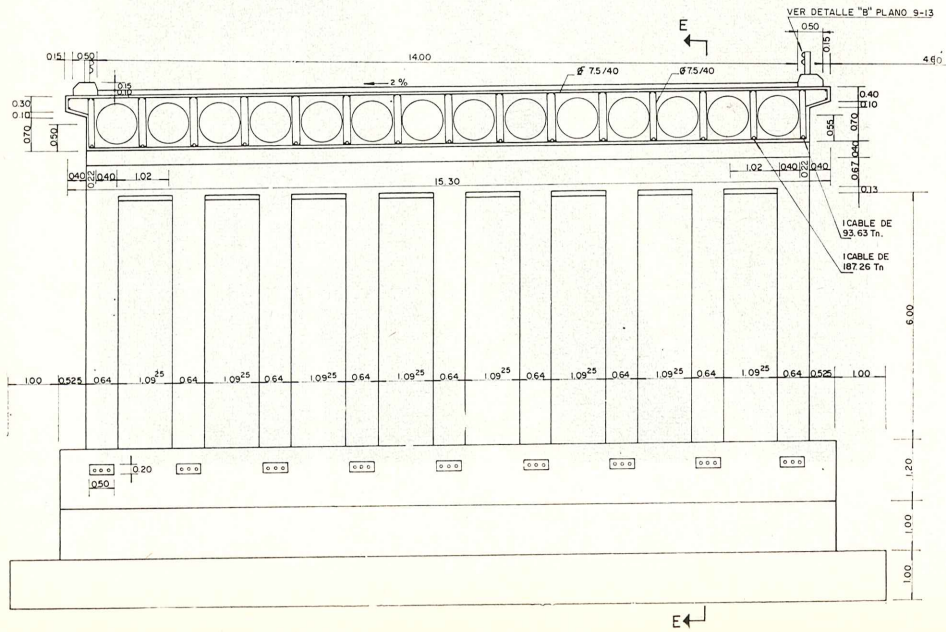

SEMI-ALZADO
ESCALA 1:100
RASANTE PERFIL LONGITUDINAL RAMAL C
199.80
5.10
SEMI-SECCION F-F
ESCALA 1:100
10.65
6.00
16.50
16.50
21.45
11.70
5.40
~1%
EJE DE AUTOPISTA
4+620
4+640
4+648.40
207.17
207.37
207.346
COTA PERFIL LONGITUDINAL 207.148
199.80
RAMAL C - 1+396.52
206.99
207.15
206.92
207.12
206.86
207.06
102.8745
SEMI-PLANTA
ESCALA 1:100
SEMI-SECCION A-A
ESCALA 1:100

Figura 13.


SEMISECCION E-E
ESCALA 1:50
+2 CABLES EXTREMOS DE 93,63 Tn.
1 CABLE DE 187,26 Tn. @ 1,02 m.
5 Ø 22,5
+4 CABLES EXTREMOS DE 23,40 Tn.
2 CABLES DE 46,81 Tn @ 1,02 m.
4 Ø21
Ø9/0,30
+2 CABLES
1 CABLE DE 187,26 Tn. @ 1,02m.
2 Ø15 / 1,02 m.
4 Ø21
Ø9 mm / 0,30m.
1 PLACA
Ø 7.5 / 0.40 @ 1.02 m.
2 Ø15/1.02
4 Ø21
CERCOS Ø7,5/0,25m.
6+6 Ø22,5
JABALCON DE 64 CM. DE ANCHURA @ 1.73 m.
10+10 Ø22,5
Ø 6/20cm.
3 Ø21
2 Ø21
3 Ø22,5
Ø10 5/50
Ø22,5/25 cm.
1 Ø22,5/50 cm.
1 Ø22,5/25 cm.
SECCION 20x50 @ 1.73
3 CABLES DE 46,81 Tn. @ 1.73
Ø10 5/30 cm.
14.75
6.10
10.65
6.50
11.51
21.64
6.00
2.40
8.33
6.03
2.20
D
D


SECCION D-D
ESCALA 1:50
VER DETALLE "B" PLANO 9-13
E
E
14.00
2 %
Ø 7.5/40
Ø7.5/40
4.60
15.30
1 CABLE DE 93.63 Tn.
1 CABLE DE 187.26 Tn
6.00
1.20
1.00
1.00

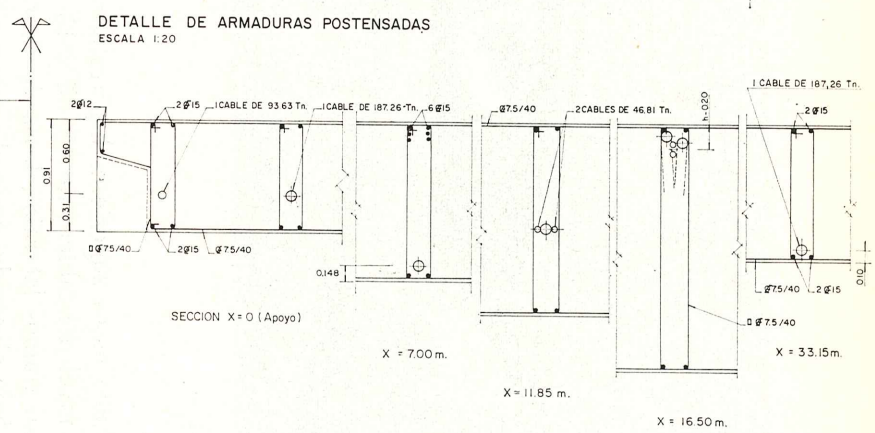

DETALLE DE ARMADURAS POSTENSADAS
ESCALA 1:20
2Ø12
2 Ø15
1 CABLE DE 93.63 Tn.
1 CABLE DE 187.26 Tn.
6 Ø15
Ø7.5/40
2 CABLES DE 46.81 Tn.
1 CABLE DE 187,26 Tn.
2 Ø15
Ø7.5/40
2 Ø15
Ø7.5/40
SECCION X = 0 (Apoyo)
X = 7.00 m.
X = 11.85 m.
X = 16.50 m.
X = 33.15 m.

Figura 14.

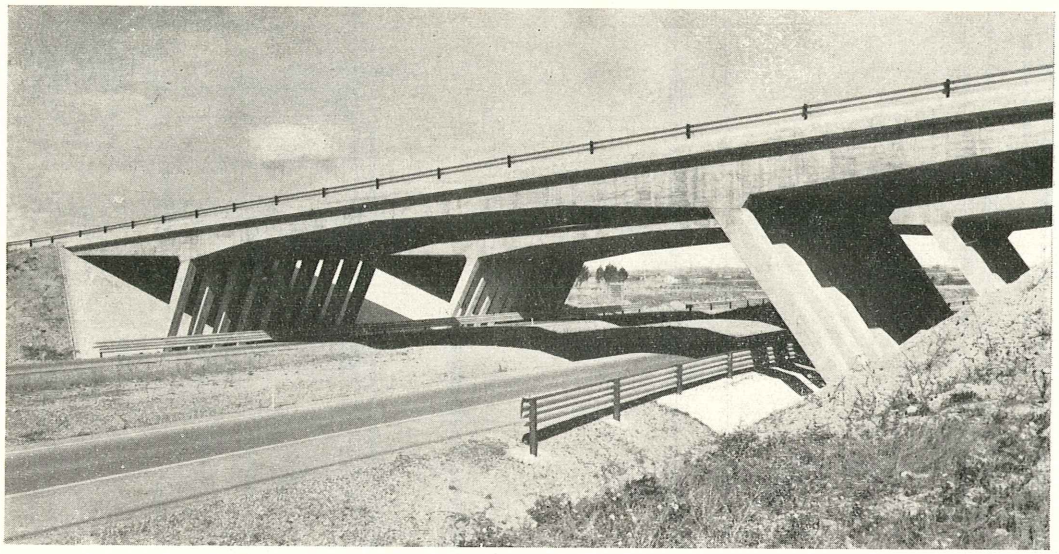
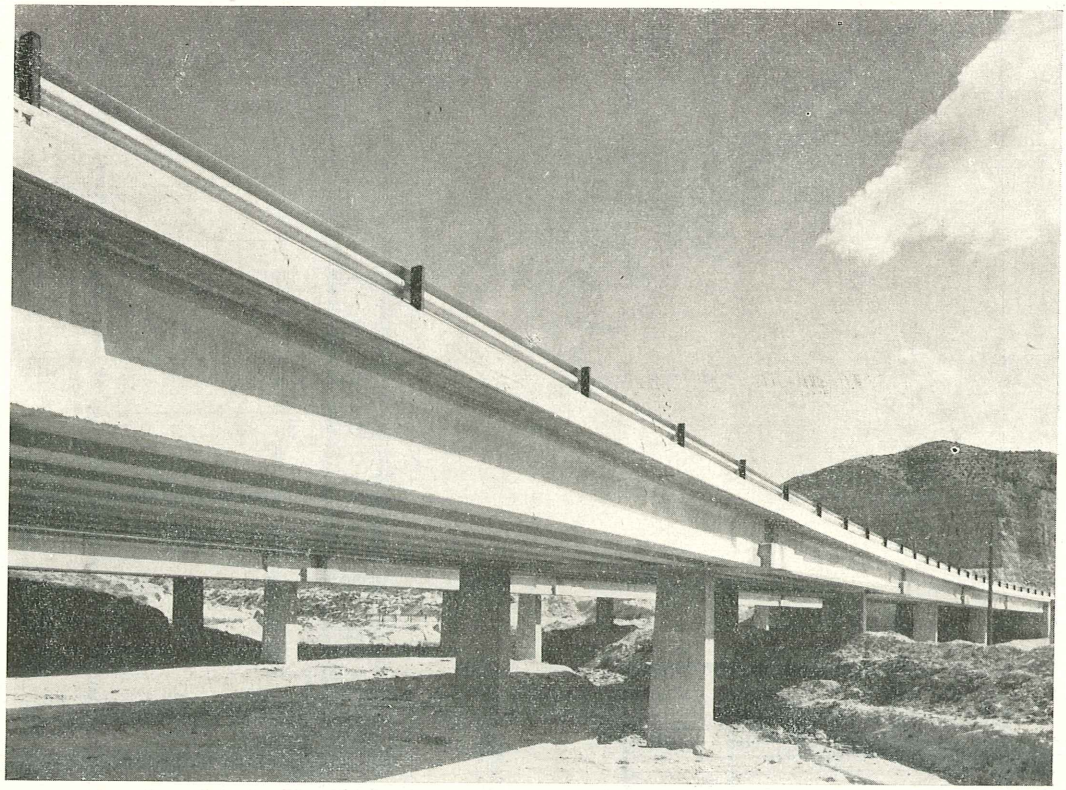


Figura 15.

— Cinco pasos superiores hiperestáticos ajabalconados (figs. 13, 14 y 15), con luces a nivel del tablero de 15, 35 y 15 m (el central a nivel de cimientos de 43 m). Los tramos laterales, losas de canto variable, macizas; el tramo central, losa acartelada aligerada; todo el tablero con postensado continuo. Los jabalcones, de hor-

Figura 16.



migón armado, van cimentados en zapatas corridas enlazadas entre sí con tirantes de hormigón postensado. Los estribos van sobre pilares y zapatas también de hormigón armado.

— Un paso inferior bajo la autopista, de características similares a las de las obras anteriormente citadas.

— Un paso-viaducto inferior sobre la riera y caminos en Alfajarín; cinco tramos de 21 m con vigas prefabricadas y placa superior armada in situ (fig. 16).

La empresa constructora fue Dragados y Construcciones, S. A. Los procedimientos de postensado fueron: Freyssinet para vigas prefabricadas y Barredo para el resto.

ACUEDUCTO DE SANTA QUITERIA

El complejo hidráulico denominado transvase Tajo-Segura abarca diversos tramos, entre los que se encuentra el canal de El Picazo, realizado por la empresa constructora Dragados y Construcciones, S. A.; integrado en él figura el acueducto Santa Quiteria, de una longitud total de 551 m y con un caudal de régimen de 46 m^3/seg. (fig. 17).

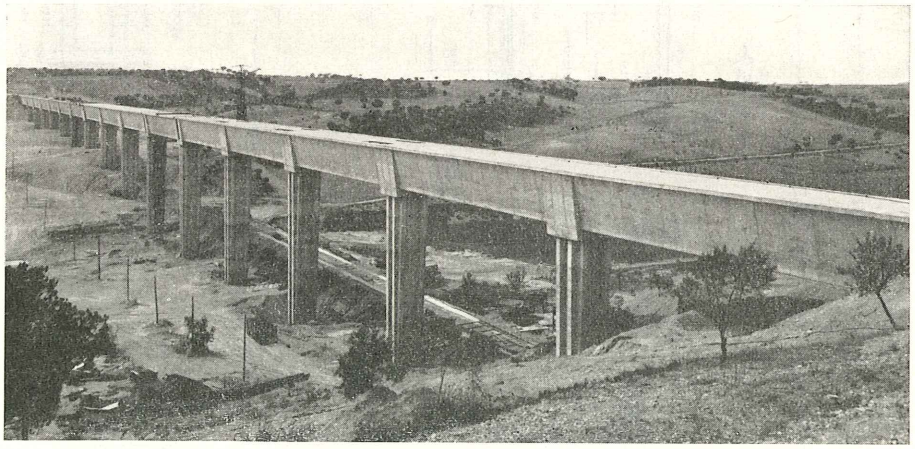


Figura 17.

El acueducto, proyectado por el Dr. ingeniero D. José María Pliego, está constituido por una conducción de hormigón armado y postensado, de sección trapecial, construida en 16 tramos unidos que salvan dichos sendos vanos de 31,5 m de longitud (fig. 18), apoyados sobre 15 placas de $4 \times 5 \times 0{,}5$ m, cada una de las cuales corona su pila correspondiente. Estas pilas totalizan una longitud equivalente de 250 m, tienen una altura máxima de 28 m y van sobre zapatas. Las dos uniones del acueducto con el canal se solucionan mediante transiciones de 21 m de longitud.

Todos los elementos estructurales citados fueron construidos de hormigón armado in situ, excepto el último, de hormigón en masa.

La empresa consultora INTECSA ha proyectado otros dos viaductos muy semejantes, que se están construyendo en Grecia por una empresa griega. Uno de ellos tiene

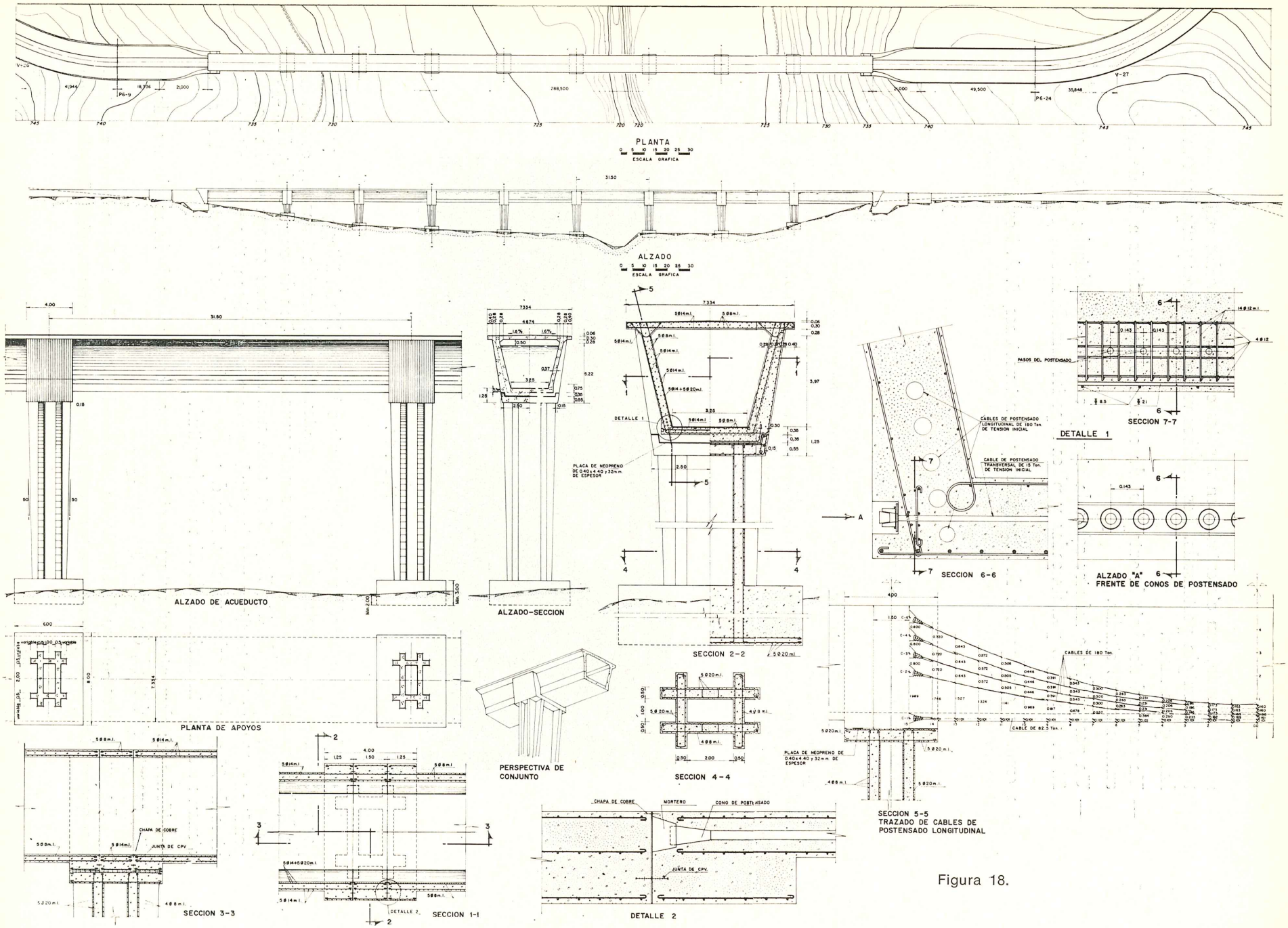

PLANTA
ESCALA GRAFICA
ALZADO
ESCALA GRAFICA
ALZADO DE ACUEDUCTO
ALZADO-SECCION
SECCION 2-2
DETALLE 1
SECCION 6-6
SECCION 7-7
ALZADO "A" FRENTE DE CONOS DE POSTENSADO
PLANTA DE APOYOS
PERSPECTIVA DE CONJUNTO
SECCION 4-4
SECCION 5-5
TRAZADO DE CABLES DE POSTENSADO LONGITUDINAL
SECCION 3-3
SECCION 1-1
DETALLE 2
CABLES DE POSTENSADO LONGITUDINAL DE 180 Ton. DE TENSION INICIAL
CABLE DE POSTENSADO TRANSVERSAL DE 15 Ton. DE TENSION INICIAL
PASOS DEL POSTENSADO
PLACA DE NEOPRENO DE 0.40 x 4.40 y 32m.m. DE ESPESOR
CHAPA DE COBRE
MORTERO
CONO DE POSTENSADO
JUNTA DE CPV.

Figura 18.

88 tramos de 23 m, con pilas de hasta 37 m; el otro consta de 101 tramos de 31 m, con pilas también de hasta 37 m de altura.

Ejecución.

Una vez realizadas las excavaciones y construidas las zapatas de $8 \times 8 \times 3$ m se comenzaron las pilas, para cuya ejecución se emplearon encofrados metálicos semideslizantes. Estas pilas, coronadas por las placas ya citadas, van provistas en la parte superior de sus nervios interiores de unos orificios destinados a alojar los pasadores que sustentaban las ménsulas metálicas, sobre las que apoyaban después las vigas del encofrado trapecial.

Para la construcción de la parte más delicada y problemática de la obra la conducción se comenzaba instalando en el centro de cada tramo dos torres metálicas de apoyo, de 2×2 m, de las que partían diez vigas de celosía de 13,40 m de longitud, cinco hacia cada pila, que quedaban asentadas sobre las ménsulas referidas. La exacta nivelación de las vigas se lograba con unos gatos de arena situados en la cabeza de la toirre y en las ménsulas.

Finalizada esta operación, se colocaba en el encofrado de fondo, al que se unían mediante bulones los paneles exteriores. Cada uno de éstos iba enlazado a su correspondiente puesto, por la arista superior, con unas vigas cajón de las que quedaban suspendidos los paneles interiores.

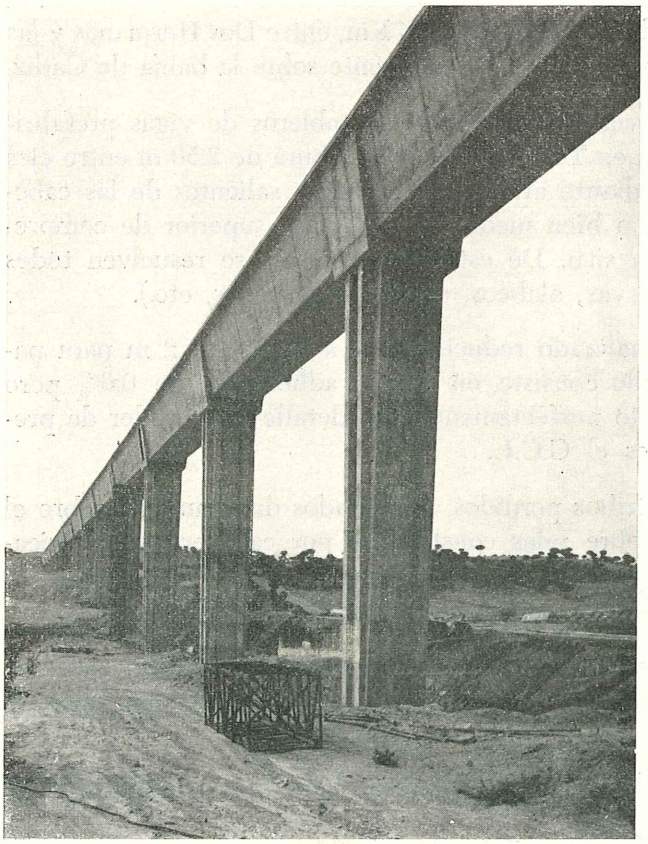


Figura 19.

Terminada la colocación de la ferralla y de las vainas y cables para el postensado, se procedía al hormigonado de los tramos, empleando conjuntamente medios de vibración tanto superficiales como de inmersión.

El volumen de hormigón necesario para cada tramo era de 250 m^3 aproximadamente.

El curado del hormigón se aceleraba con vapor, producido por una instalación móvil que circulaba por el interior de la conducción y alimentaba a la red de tuberías inserta en los paneles del encofrado. Durante el proceso de curado se controlaba la temperatura interna del hormigón.

El postensado de los cables se llevaba a cabo en dos etapas, dando en la primera el 60 por 100 de la tensión total, desencofrando después y dejando para la segunda el resto, tras lo cual se inyectaban las vainas. Esta operación se realizaba gracias a unos espacios de 1,50 m de anchura existentes entre tramos y situados sobre las pilas, los cuales eran objeto del correspondiente encofrado y hormigonado, como etapas finales del desarrollo de la obra (fig. 19).

VIADUCTOS Y PASOS DE LA AUTOPISTA SEVILLA-CADIZ

Las obras de pasos y viaductos de la autopista Sevilla-Cádiz se han proyectado por la empresa consultora INTECSA bajo la dirección de Bética de Autopistas, S. A., habiendo sido construidas en un plazo excepcionalmente corto, gracias a una casi total prefabricación de elementos normalizados y a unos medios auxiliares móviles muy potentes.

La autopista se desarrolla en una longitud de unos 90 Km, entre Dos Hermanas y las proximidades de Puerto Real, enlazando con el acceso al puente sobre la bahía de Cádiz.

La solución general de los pasos y viaductos consiste en tableros de vigas prefabricadas de hormigón pretensado, de sección en TT (fig. 20), con anchura de 2,50 m entre ejes de módulos, enlazadas entre sí, bien mediante armaduras cruzadas salientes de las cabezas superiores hormigonando las juntas, o bien mediante una placa superior de compresión de hormigón armado, construida in situ. De esta última forma se resuelven todos los casos de tablero no normalizado (curvas, alabeos, anchuras variables, etc.).

Las luces de las obras se han normalizado reduciéndolas a 25, 18 y 12 m para pasos de carretera o autopista. El pretensado consiste en cables adherentes de 0,6″, pero con trazado quebrado, habiéndose resuelto perfectamente este detalle en el taller de prefabricación. El sistema de pretensado es el C.C.L.

Estos tableros se apoyan sobre estribos perdidos, cimentados directamente sobre el terreno o en terraplén compactado, y sobre pilas constituidas por cabeceros prefabricados de hormigón armado y pilares en general del tipo pilote-pila, salvo en el caso de terrenos compactos, en los que los pilares se apoyan sobre zapatas corridas.

La única especial no normalizada es el paso del ferrocarril de Almargen, sobre la autopista (fig. 21), con cuatro tramos de 28 m de luz y tablero en TT de dos vigas de hormigón postensado.

Las pilas de esta obra están constituidas por pilares de hormigón armado con capiteles y zapatas del mismo material.

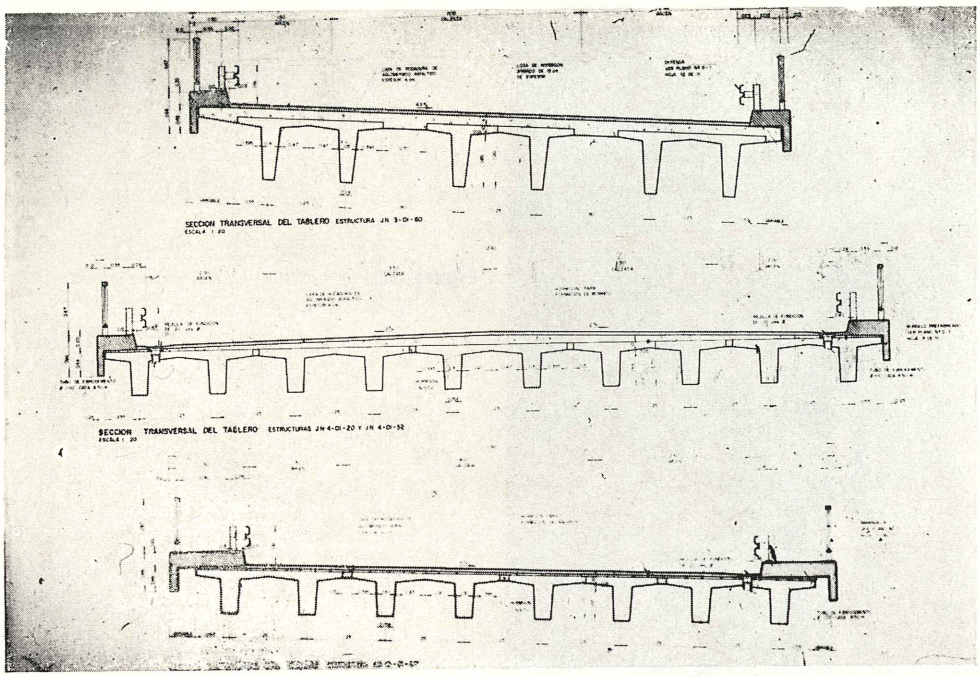
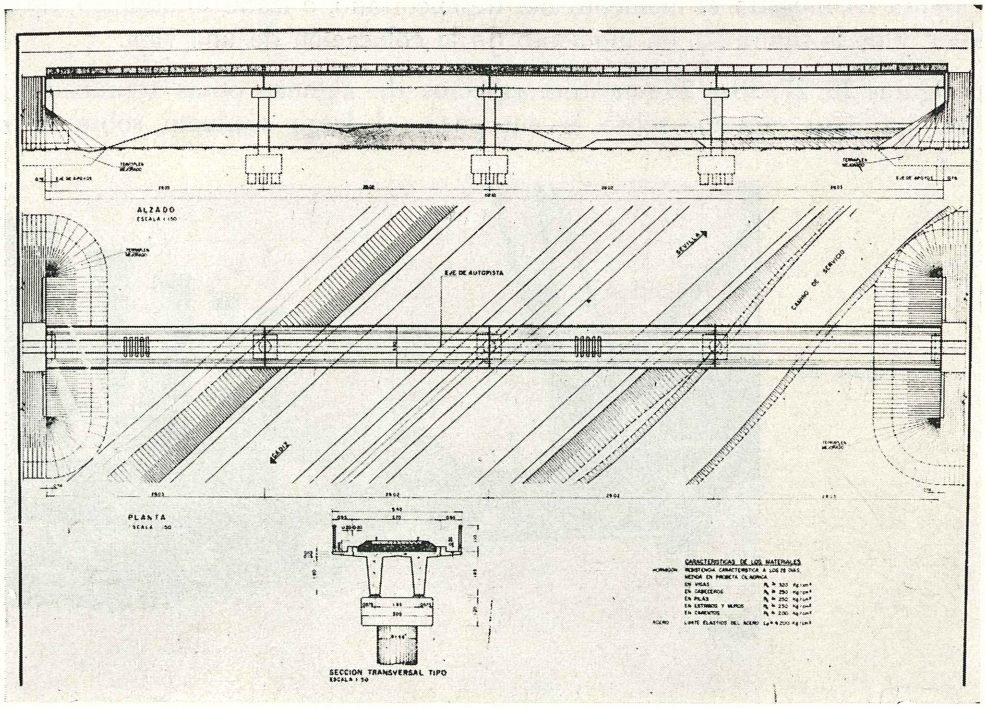


Figura 20.

Los pilotes-pilas y los pilares sobre zapatas están constituidos por secciones tubulares de 5 m de longitud y 92 cm de diámetro exterior, cosidos entre sí mediante unidades de 12 ϕ 5 mm con anclajes provisionales tipo Freyssinet, e inyectados con una composición especial que permite tratarlos como pilotes pretensados de armadura adherente, cortándolos posteriormente para descabezarlos.

Figura 21.



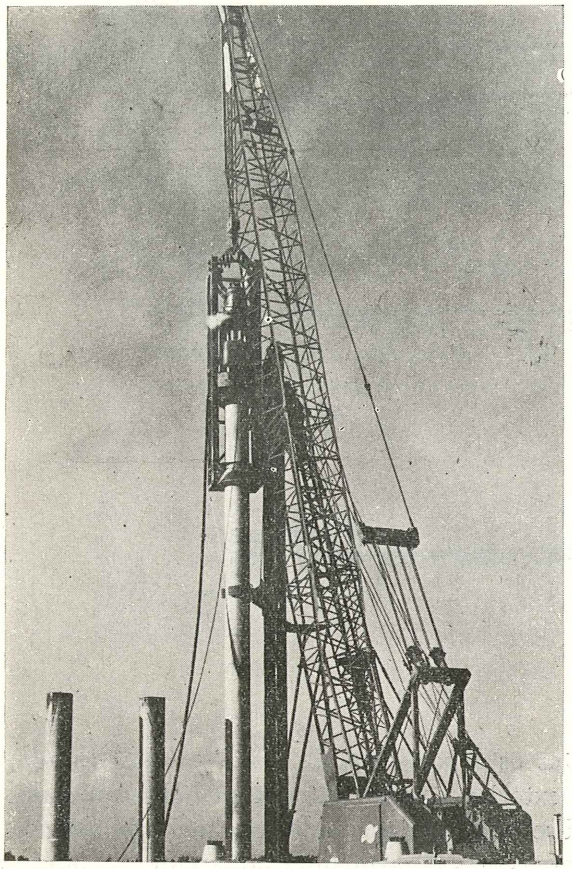


Figura 22.

En las figuras 22 y 23 puede verse un detalle de la hinca de pilotes y un cabecero a punto de ser colocado sobre la fila de pilotes correspondiente.

La figura 24 muestra el momento del desencofrado, e izado simultáneo, de una viga en el taller, y en la figura 25, un momento de la colocación de una viga.

Las figuras 26, 27, 28 y 29 muestran aspectos de algunas obras terminadas, respectivamente: un paso superior sobre la autopista, el largo viaducto sobre la marisma

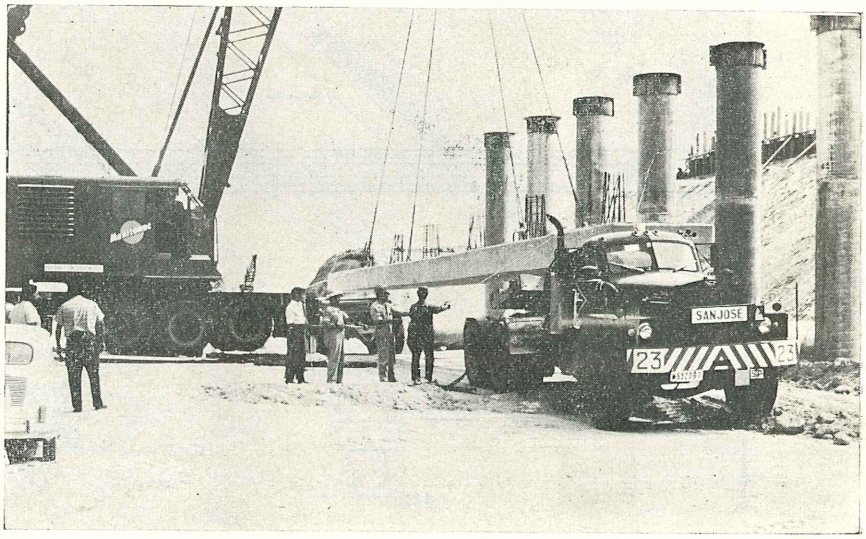
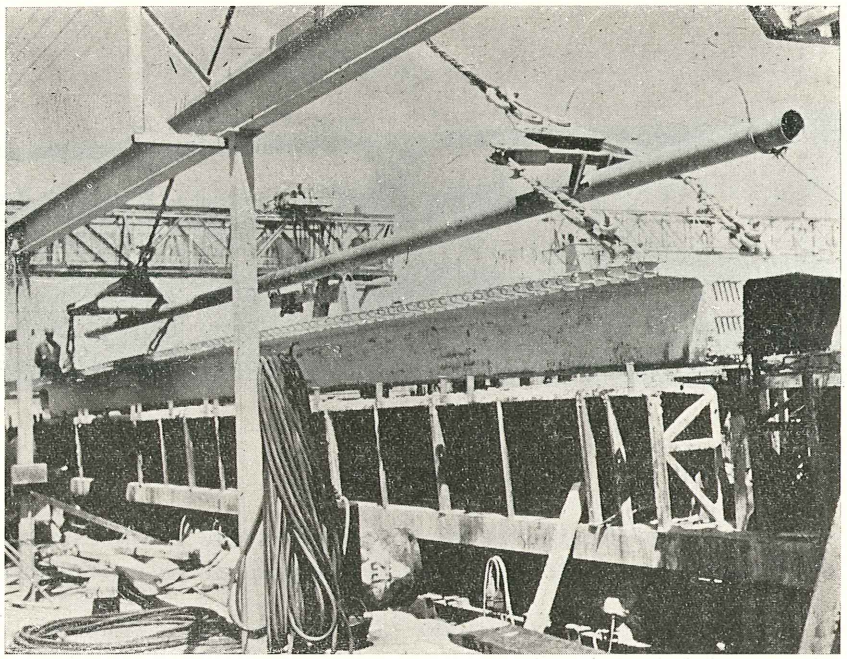


Figura 23.

Figura 24.



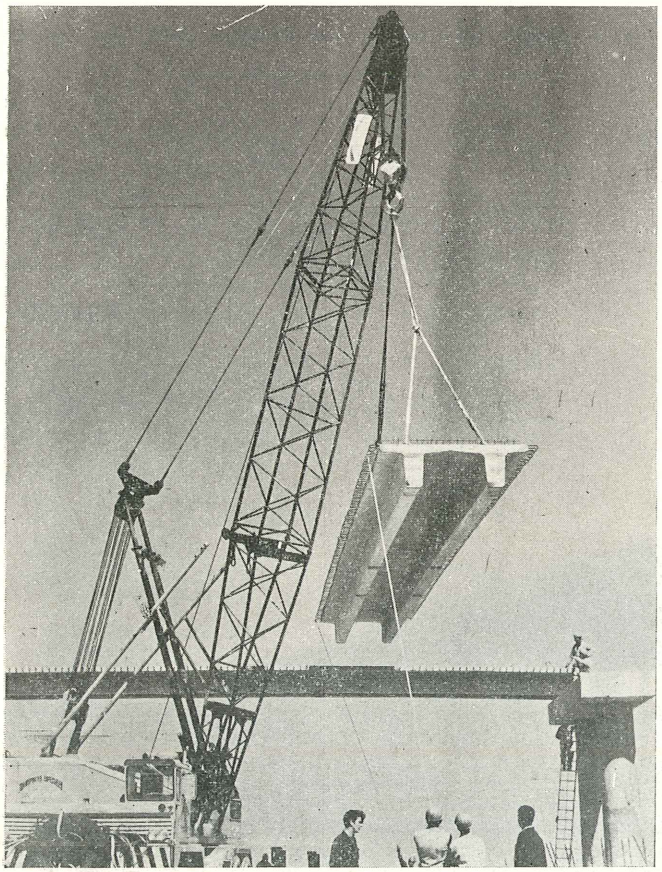


Figura 25.

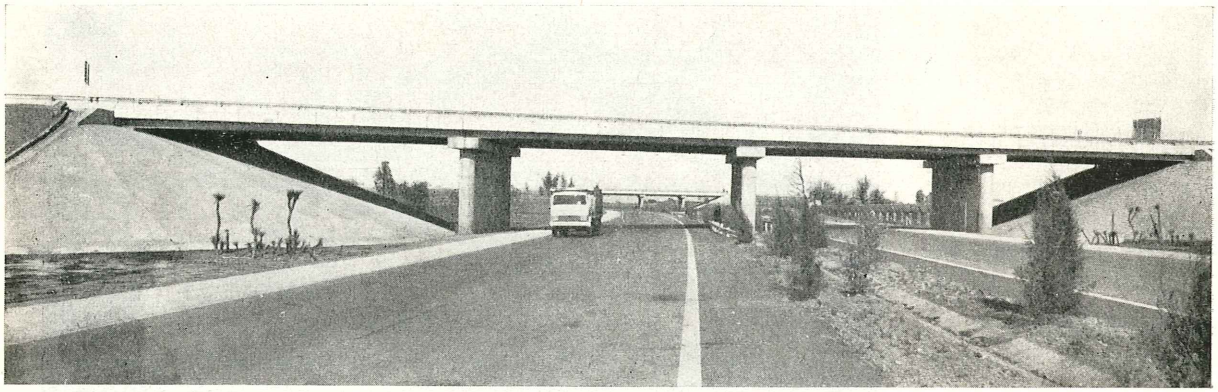


Figura 26.

y el ferrocarril Madrid-Cádiz, el puente sobre el río Guadalete y, finalmente, el paso de la autopista sobre el citado ferrocarril, en las proximidades de Puerto Real.

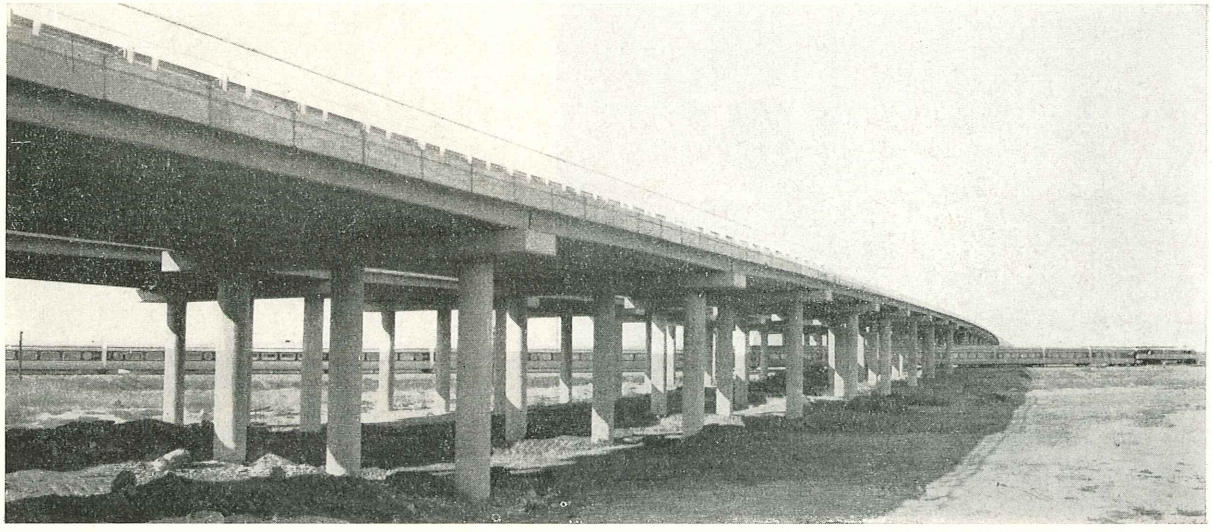
En total se han construido 72 obras de paso y viaductos, desde 1 a 29 tramos, cuyas obras se distribuyen así:

— 40 pasos superiores de una y dos vías.
— 31 viaductos o pasos inferiores.
— 1 paso superior de ferrocarril.

Contando como dobles los viaductos o pasos inferiores, los tramos son, en total:

— 24 de 12 m de luz (107 vigas).
— 297 de 18 m de luz (1.347 vigas).
— 81 de 25 m de luz (503 vigas).
— 4 de 28 m de luz (ferrocarril).

Figura 27.



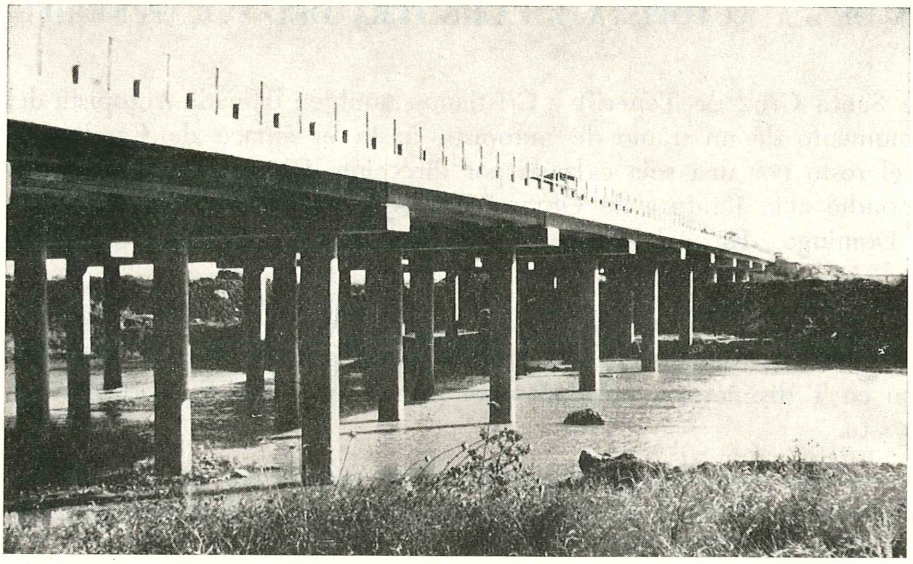


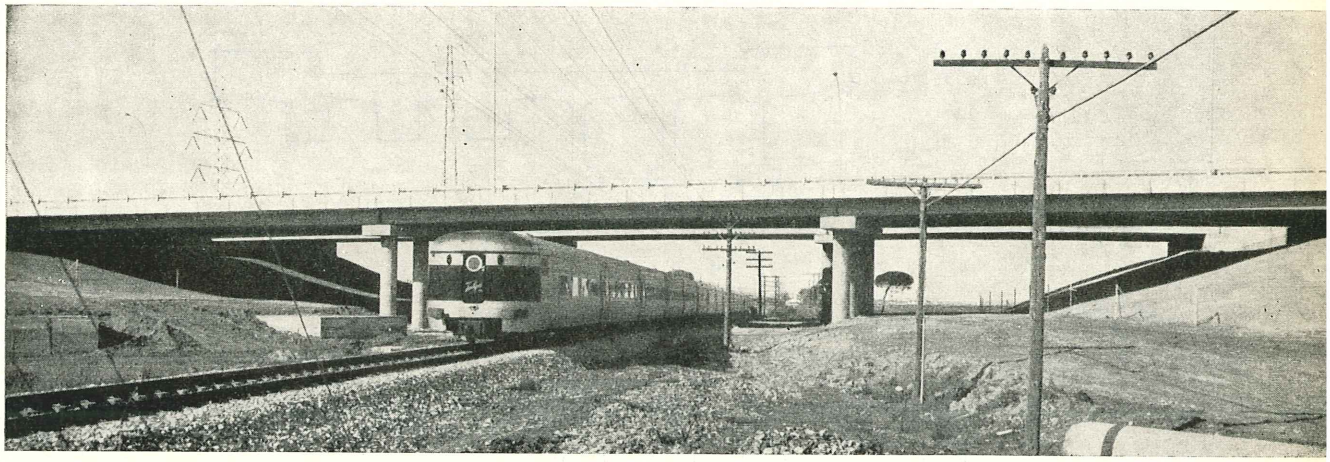
Figura 28.

La longitud total de pilotes de 92 cm de diámetro es de 1.405 m.

Finalmente, la cubicación del hormigón pretensado en vigas prefabricadas es de 36.400 metros cúbicos, y se han empleado 4.000 toneladas de acero corrugado, 900 t de cable de 0,6″ y 380 t de alambre de tensar de 5 mm.

La obra de los 90 Km de autopista se ha realizado en el plazo de veintidós meses, siendo la empresa constructora Dragados y Construcciones, S. A.

Figura 29.



PASOS ELEVADOS DE LA AUTOPISTA Y CARRETERA DEL SUR (TENERIFE)

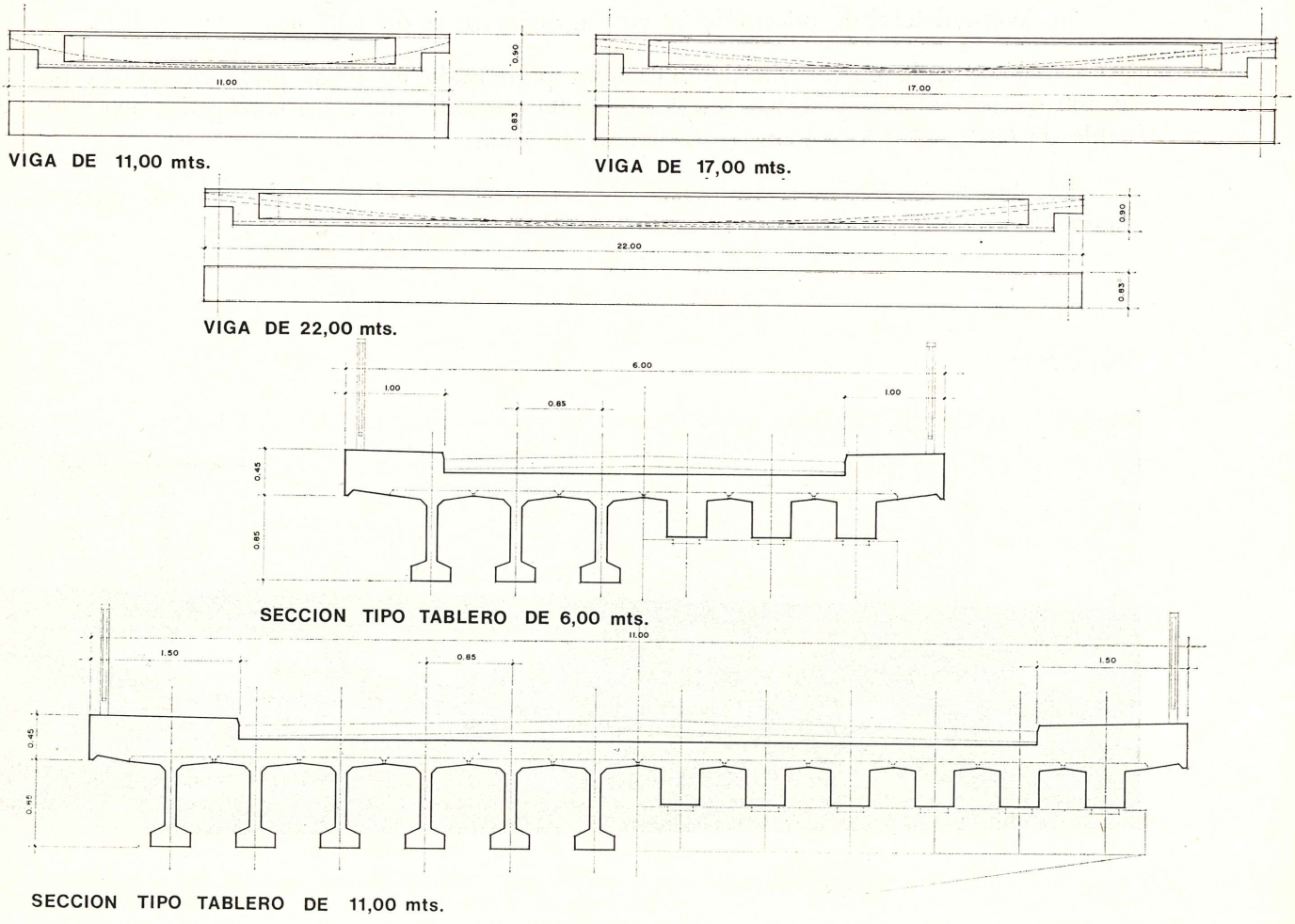
La carretera de Santa Cruz de Tenerife a Cristianos, también llamada Autopista del Sur, consta por el momento de un tramo de autopista hasta el enlace de Candelaria, estando constituido el resto por una sola calzada por dirección. El proyecto y dirección de la misma correspondió a la Jefatura de Obras Públicas, y el ingeniero encargado fue D. Miguel Pintor Domingo. Ha colaborado en el proyecto la empresa consultora INTECSA.

Excepto un pequeño paso oblicuo y en curva cerrada en un enlace, la totalidad de los pasos se han construido de tramos isostáticos de hormigón postensado, con vigas prefabricadas de sección en T disimétrica, enlazadas por placas superiores de hormigón armado construidas in situ.

Las vigas tienen sección unificada de 90 cm de altura por 80 cm de anchura con extremos a media madera; los tableros se normalizaron con anchuras de 6 y 11 m y con longitudes de 11, 17 y 22 m (figs. 30 y 31).

Las pilas se construyeron en hormigón armado en forma de marco en V con cabeceros más o menos volados.

Figura 30.



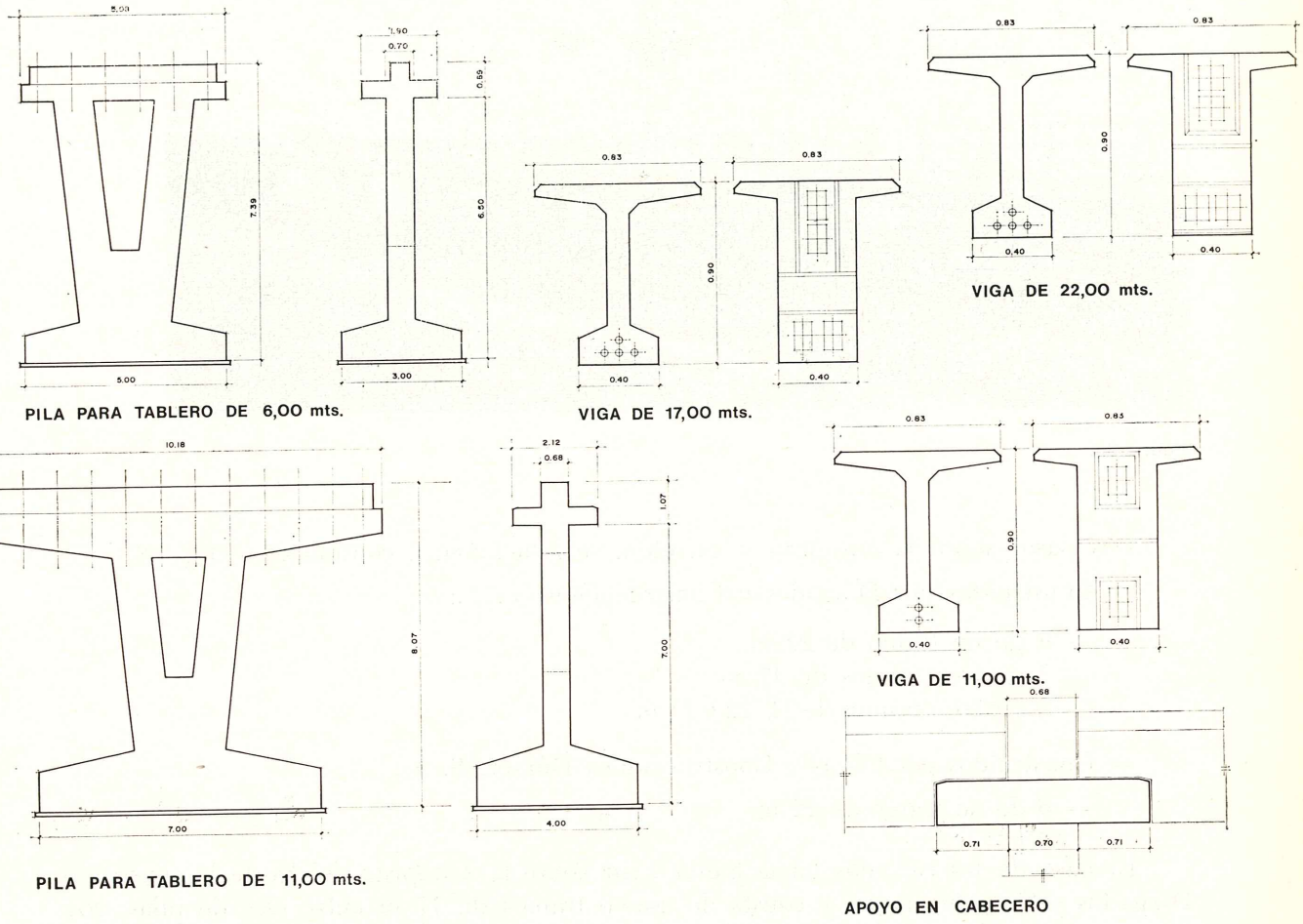


Figura 31.

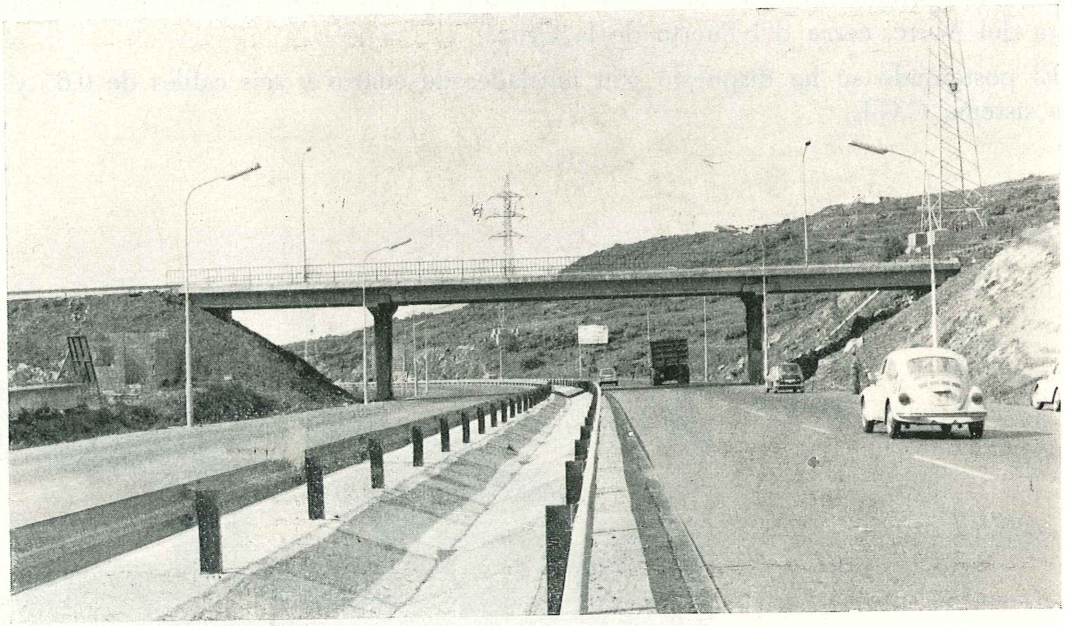


Figura 32.

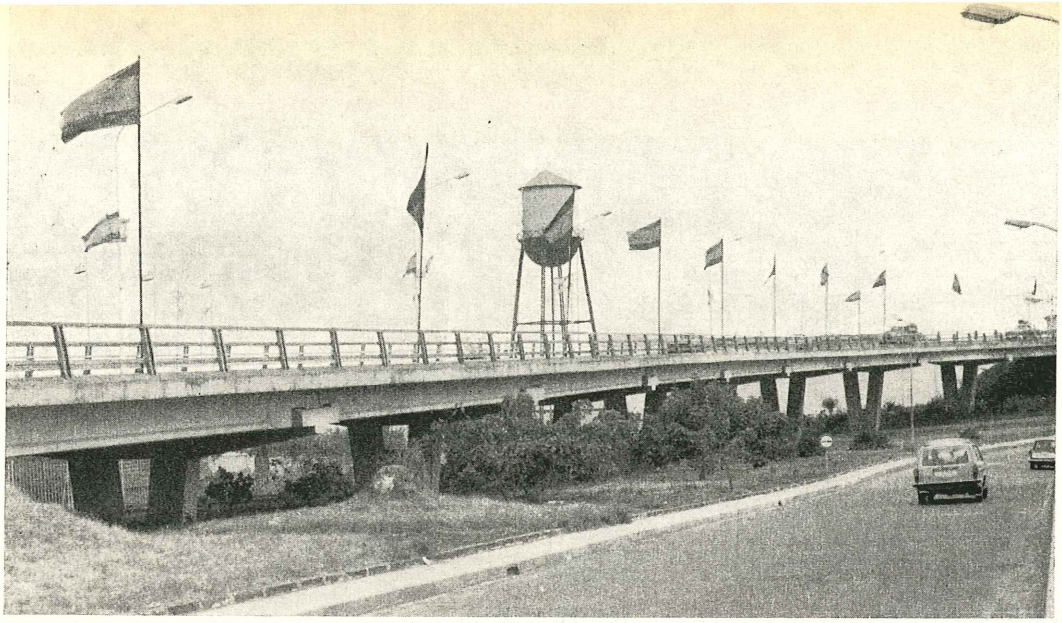


Figura 33.

Los pasos sobre la autopista y carretera se relacionan a continuación (fig. 32):

— Construidos por Dragados y Construcciones, S. A.:

  — 9 de un tramo de 22 m.
  — 2 de tres tramos de 17 m.
  — 2 de tres tramos de 11, 22 y 11 m.

— Construidos por Obras y Construcciones Dúmez, S. A.:

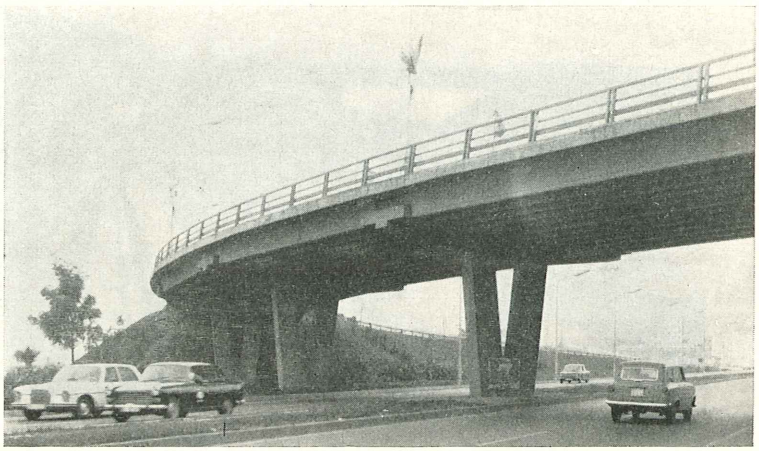
  — 6 de un tramo de 22 m.

El paso de las calzadas hacia Santa Cruz sobre la Autopista del Norte lo construyó Dragados y Construcciones, y consta de nueve tramos de 17 m entre ejes de pilas, con planta en clotoide y anchura de tablero de 11 m (figs. 33 y 34).

Todas las vigas fueron construidas en la factoría de prefabricación de Huelva, habiendo suministrado otras de 17 m de luz para la construcción de un paso en la carretera del Norte, cerca del Puerto de la Cruz.

El postensado se ha dispuesto con unidades de cuatro y seis cables de 0,6″ y anclajes sistema C.C.L.

Figura 34.



PUENTE SOBRE LA COLA DEL EMBALSE DE VALMAYOR, EN LA CARRETERA LAS ROZAS-EL ESCORIAL

Debido a la construcción del embalse de Valmayor, en el río Aulencia, el Canal de Isabel II proyectó una variante de la carretera comarcal de Las Rozas a El Escorial, cuya variante implicaba la construcción de un puente en la vaguada del arroyo de El Tercio.

El proyecto fue dirigido por el doctor ingeniero D. Emeterio Cuadrado, con la colaboración de la empresa consultora INTECSA.

El puente consta de 19 tramos isostáticos de 35 m de luz, con 12,50 m de anchura del tablero. Cada tramo está constituido por siete vigas prefabricadas y postensadas, de sección T disimétrica, enlazadas mediante cruce de las armaduras transversales de la cabeza superior (figs. 37 y 38). Los apoyos de las vigas sobre los cabeceros son a media madera.

El postensado consta de unidades de 12 alambres ϕ 0,5″ y anclajes Freyssinet.

Las pilas están constituidas por un cabecero en doble ménsula y un pilar de sección octogonal aligerada, cimentada sobre zapatas, todo ello de hormigón armado. Unicamente ha sido necesario cimentar con cajones indios las dos pilas más próximas al lecho del arroyo de El Tercio, de una altura de unos 25 m.

Las figuras 35 y 36 muestran dos aspectos de la obra en el momento del lanzamiento de una viga. Tiene interés la sencillez del dispositivo empleado para el lanzamiento, constituido por una especie de blondín con los mástiles arriostrados con una viga horizontal.

Las obras, actualmente casi terminadas, han sido realizadas por la empresa constructora NORCO, S. A.

Figura 35.

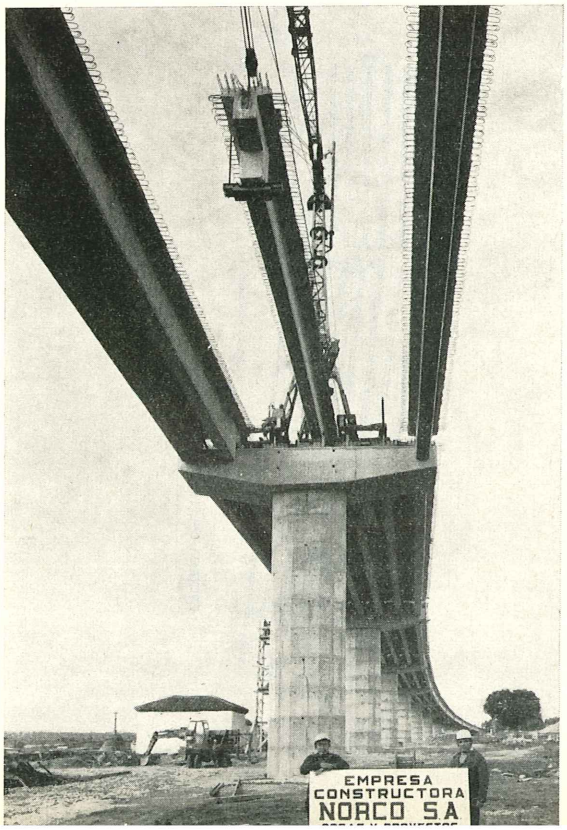
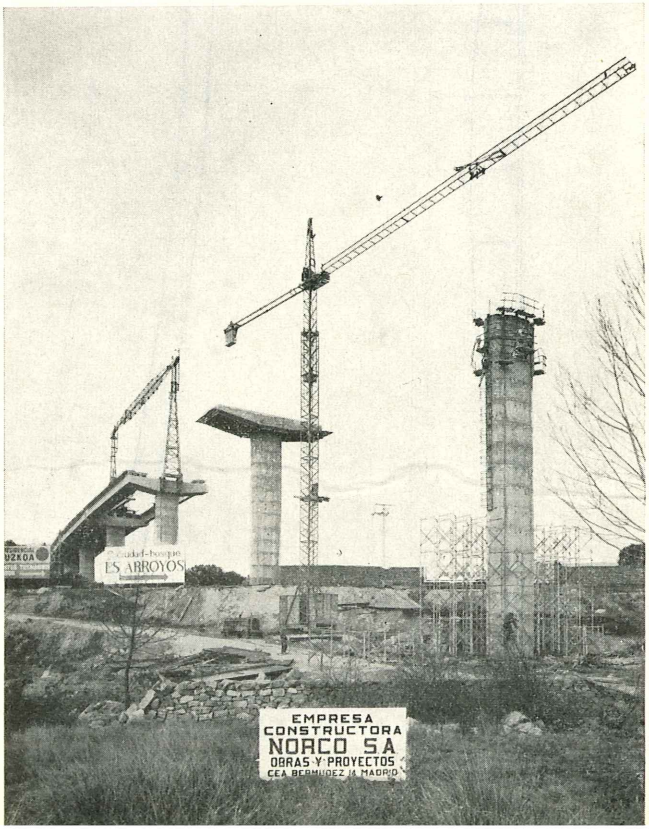
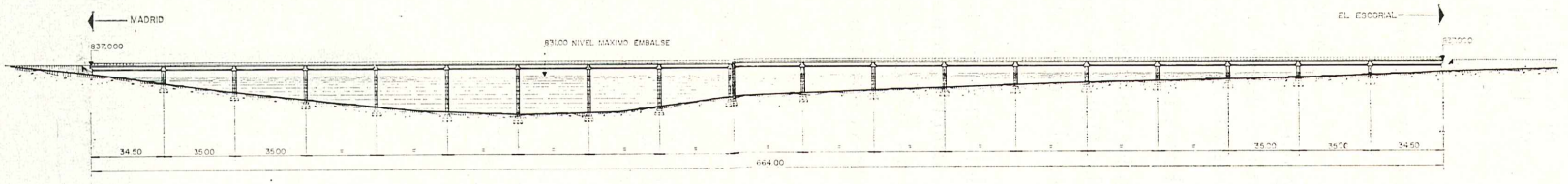
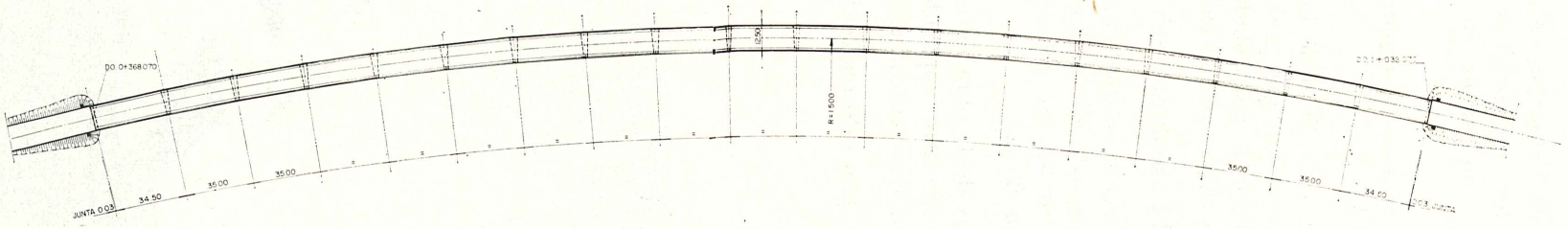


Figura 36.

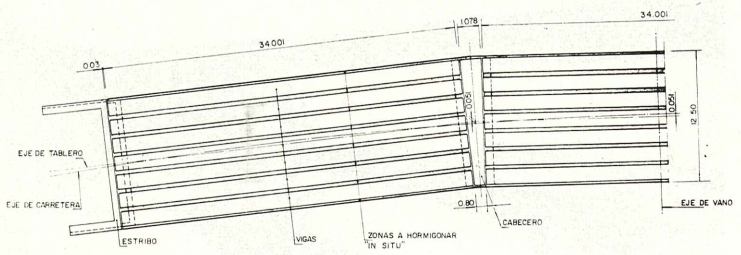




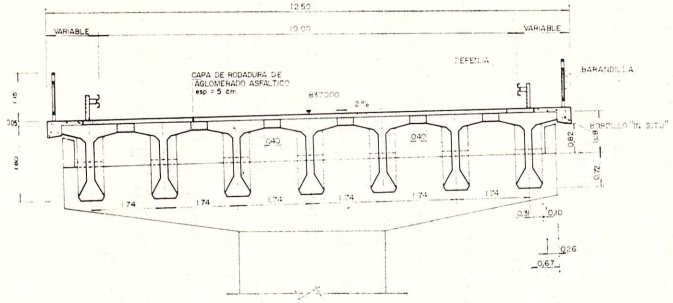
ALZADO
ESCALA 1:1000



PLANTA
ESCALA 1:1000



ESQUEMA DEL TABLERO
SIN ESCALA



SECCION TRANSVERSAL TIPO
ESCALA 1:50

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES: RESISTENCIA CARACTERISTICA $\sigma'bk$ A COMPRESION, A 28 DIAS.
- CIMIENTOS Y ESTRIBOS ..... $\sigma'bk \geq 200$ Kg/cm^2
- PILAS Y CABECEROS ..... $\sigma'bk \geq 300$ Kg/cm^2
- LOSAS DE TRANSICION Y HORMIGON "IN SITU" DEL TABLERO ..... $\sigma'bk \geq 300$ Kg/cm^2
- VIGAS POSTENSADAS ..... $\sigma'bk \geq 360$ Kg/cm^2

ACEROS: LIMITE ELASTICO σe.
- ACEROS CORRUGADOS EN PILAS, ZAPATAS, ESTRIBOS Y TABLERO ... $\sigma e \geq 4200$ Kg/cm^2
- ACEROS CORRUGADOS EN CABECEROS ... $\sigma e \geq 5000$ Kg/cm^2

ACEROS PARA POSTENSAR
- LIMITE ELASTICO ..... $\sigma e \geq 145$ Kg/m.m^2
- CARGA DE ROTURA ..... $\sigma a \geq 170$ Kg/m.m^2

Figura 37.

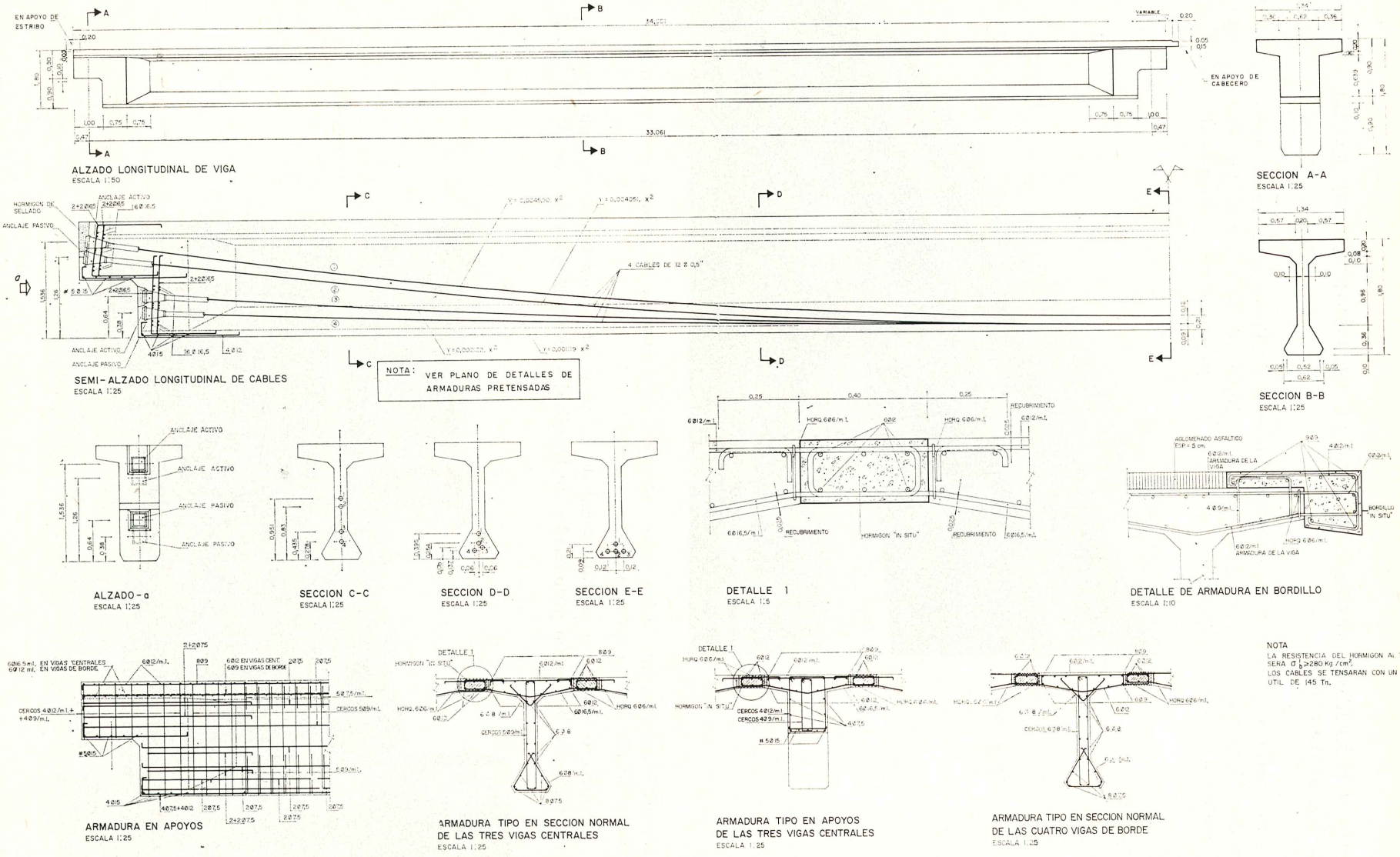

EN APOYO DE ESTRIBO
VARIABLE
EN APOYO DE CABECERO
33.061
ALZADO LONGITUDINAL DE VIGA
ESCALA 1:50
SECCION A-A
ESCALA 1:25
HORMIGON DE SELLADO
ANCLAJE PASIVO
ANCLAJE ACTIVO
4 CABLES DE 12 Ø 0,5"
SEMI-ALZADO LONGITUDINAL DE CABLES
ESCALA 1:25
NOTA: VER PLANO DE DETALLES DE ARMADURAS PRETENSADAS
SECCION B-B
ESCALA 1:25
ALZADO-a
ESCALA 1:25
SECCION C-C
ESCALA 1:25
SECCION D-D
ESCALA 1:25
SECCION E-E
ESCALA 1:25
DETALLE 1
ESCALA 1:5
RECUBRIMIENTO
HORMIGON "IN SITU"
AGLOMERADO ASFALTICO
ARMADURA DE LA VIGA
BORDILLO "IN SITU"
DETALLE DE ARMADURA EN BORDILLO
ESCALA 1:10
ARMADURA EN APOYOS
ESCALA 1:25
ARMADURA TIPO EN SECCION NORMAL DE LAS TRES VIGAS CENTRALES
ESCALA 1:25
ARMADURA TIPO EN APOYOS DE LAS TRES VIGAS CENTRALES
ESCALA 1:25
ARMADURA TIPO EN SECCION NORMAL DE LAS CUATRO VIGAS DE BORDE
ESCALA 1:25
NOTA
LA RESISTENCIA DEL HORMIGON AL TENSAR SERA σ'b ≥ 280 Kg/cm².
LOS CABLES SE TENSARAN CON UN ESFUERZO UTIL DE 145 Tn.

Figura 38.

PASO SUPERIOR DE ACCESO AL MUELLE DE PONIENTE, DE PALMA DE MALLORCA

Este paso de acceso desde la ciudad al muelle de Poniente, a distinto nivel del de la Avenida Marítima, consta de cuatro vanos de 16,25, 19, 35,50 y 8 m (fig. 39). El primero es isostático simple; el segundo y el cuarto se prolongan con ménsulas de 6 m hacia

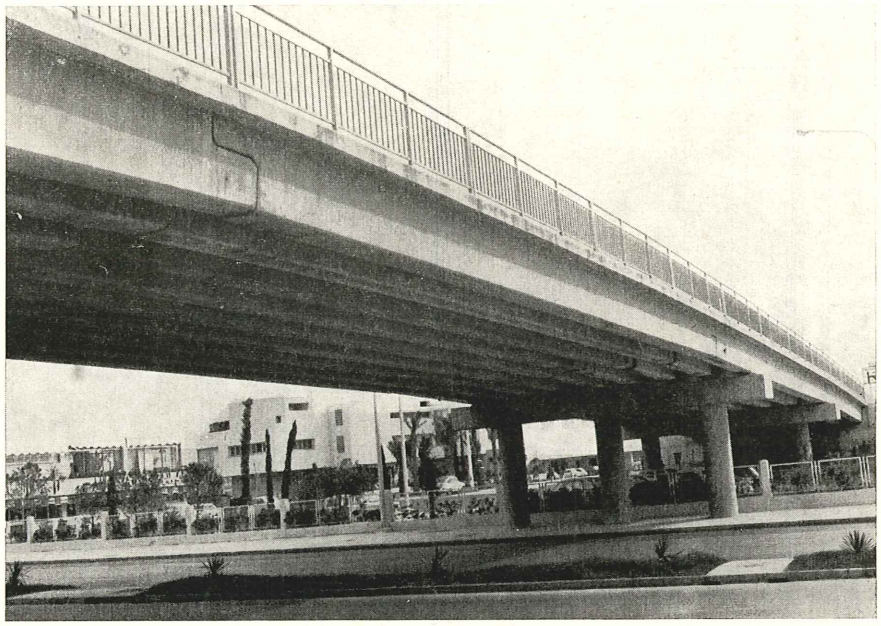


Figura 39.

el tercero, de forma que la luz entre extremos de ménsulas se cubran con un tramo de 23,50 m de luz, con apoyos "a media madera".

El tablero tiene una anchura total de 11 m y está constituido, en cada tramo, por nueve vigas de hormigón postensado, de longitudes, respectivamente, de 8, 25, 23,50 y

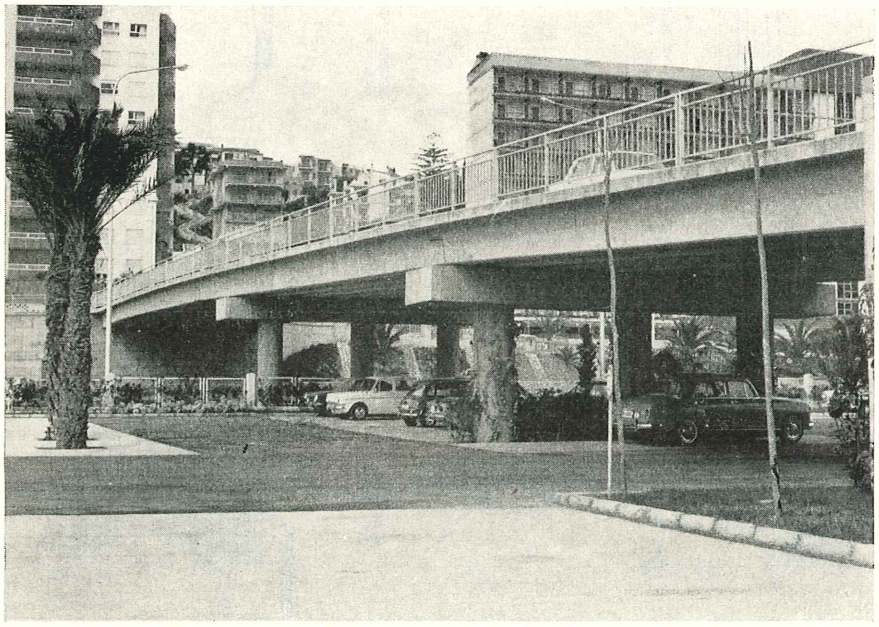
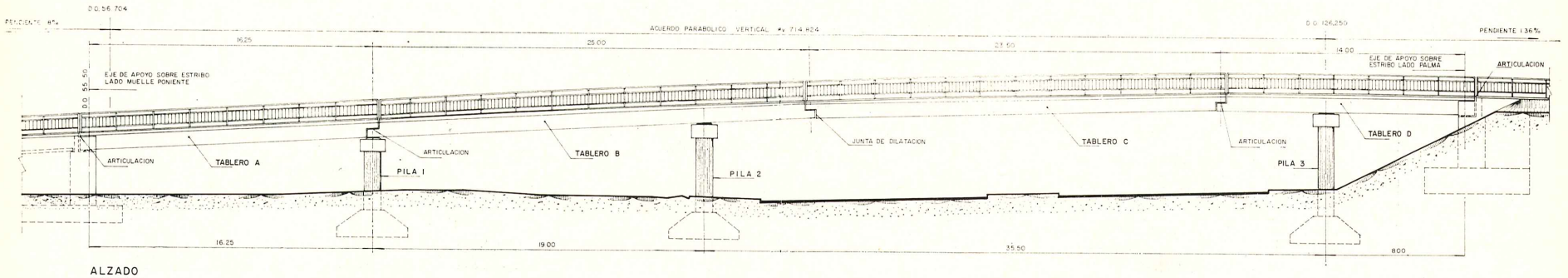
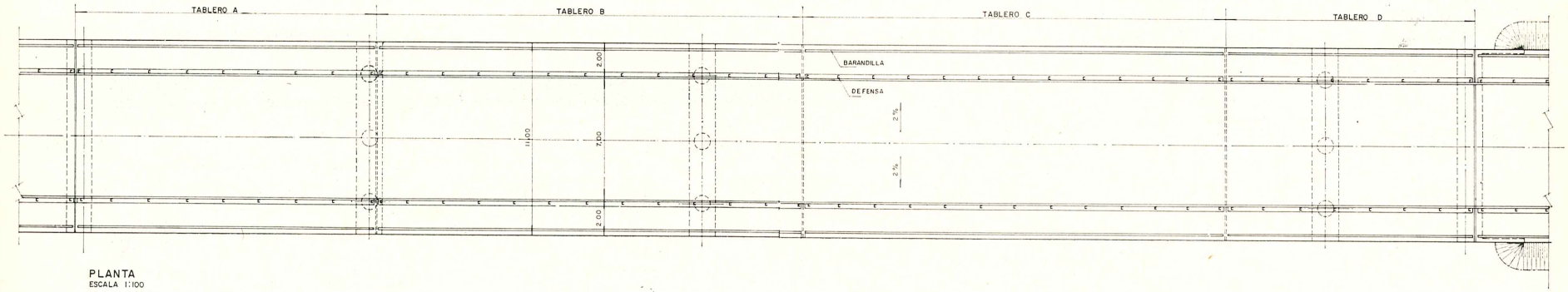


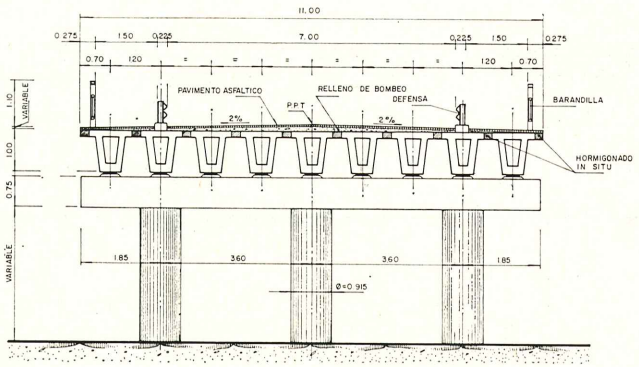
Figura 40.



ALZADO
ESCALA 1:100



PLANTA
ESCALA 1:100



SECCION TRANSVERSAL TIPO
ESCALA 1:50

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES

HORMIGONES:

Rk = RESISTENCIA CARACTERISTICA DEL HORMIGON EN PROBETA CILINDRICA A LOS 28 DIAS
HORMIGON EN VIGAS PREFABRICADAS Rk = 450 Kg./cm²
HORMIGON EN JUNTAS DE TABLERO Rk = 250 Kg./cm²
HORMIGON EN ALZADOS DE PILAS, ESTRIBOS Y MUROS DE ACOMPAÑAMIENTO Rk = 250 Kg/cm²
HORMIGON EN CIMIENTOS Rk = 180 Kg./cm²

ACEROS:

Ø = DIAMETRO NOMINAL, EN MILIMETROS, DE BARRAS CORRUGADAS DE ACERO ESPECIAL DE LIMITE ELASTICO NO INFERIOR A 4.200 Kg/cm²

ACERO DE PRETENSADO

EL CONSTRUCTOR PRESENTARA A LA DIRECCION DE LA OBRA EL CORRESPONDIENTE CUADRO DE CARACTERISTICAS PARA SU APROBACION.

NOTAS GENERALES

1º CIMIENTOS:

PREVIAMENTE A LA COLOCACION DE LAS ARMADURAS Y HORMIGONADO DE ZAPATAS, SE DISPONDRA UNA CAPA DE 15 cm. DE ESPESOR DE HORMIGON DE NIVELACION BAJO LA COTA INDICADA EN LOS PLANOS.
LA CIMENTACION DEL PRESENTE PROYECTO SE HA CALCULADO PARA UNA TENSION MAXIMA DE COMPRESION SOBRE EL TERRENO DE 2 Kg/cm².
SI POR CAUSAS NO PREVISTAS SE HUBIESE DE MODIFICAR LAS COTAS DE CIMENTACION SEÑALADAS EN ESTE PROYECTO, SE DEBERA CONSULTAR AL INGENIERO AUTOR DEL MISMO.

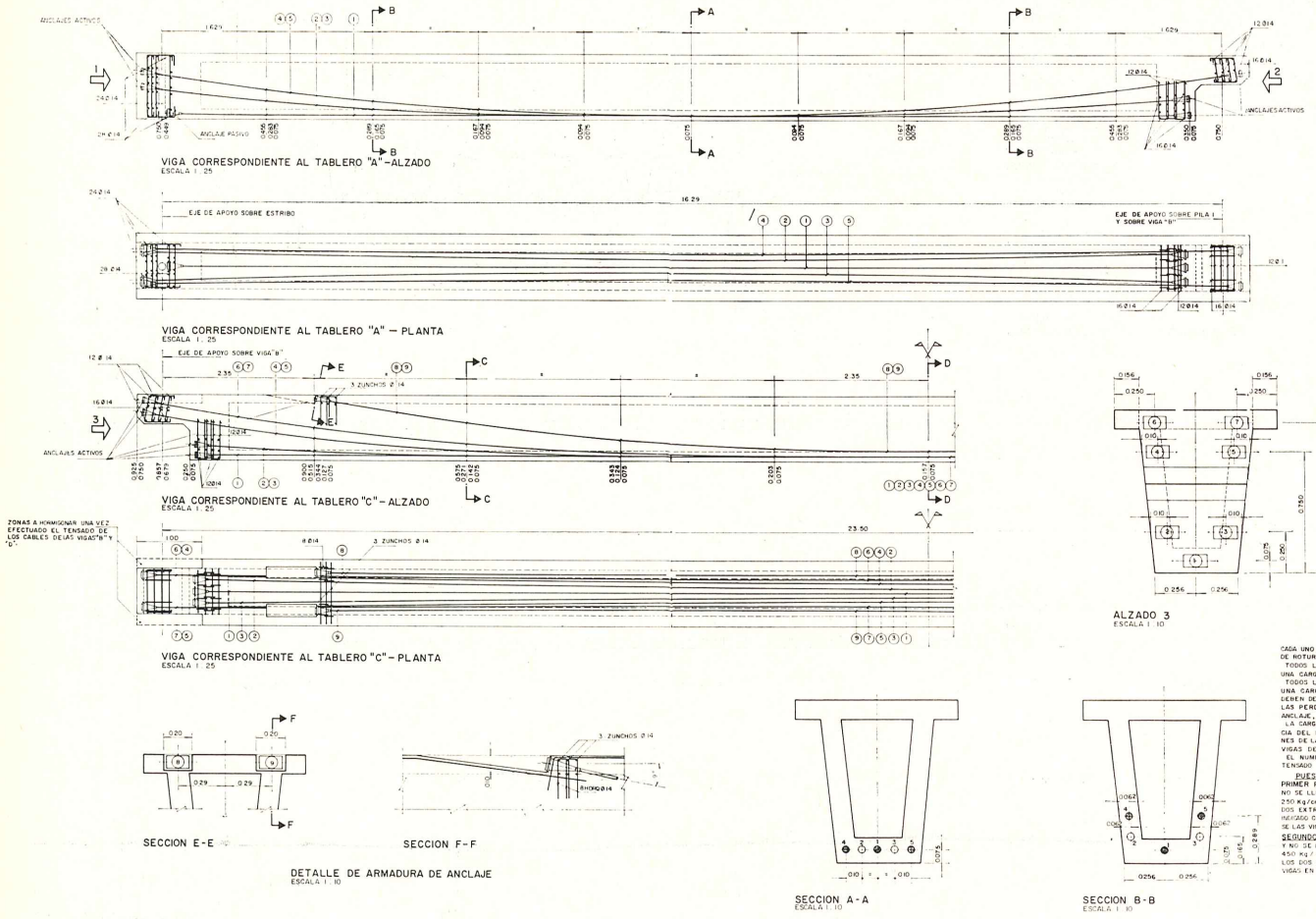
2º ESTRIBOS:

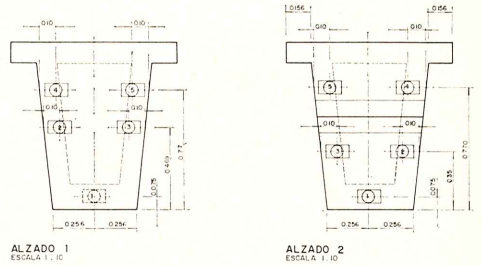
LA NIVELACION Y FIJACION DE LOS APARATOS DE APOYO NO SE REALIZARAN HASTA QUE SE HAYA EXTENDIDO Y COMPACTADO EL TERRAPLEN HASTA EL NIVEL MAXIMO POSIBLE.

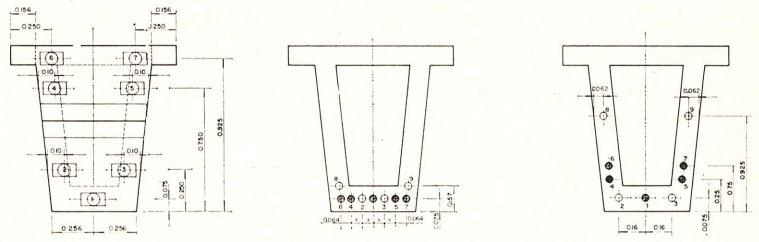
3º TABLERO

VEASE CONDICIONES SOBRE UTILIZACION DE SISTEMAS DE PRETENSADO EN LAS HOJAS Nº5Y6

Figura 41.







CONDICIONES DEL PRETENSADO

CADA UNO DE LOS CORDONES DEL PRETENSADO, TENDRA UNA CARGA MINIMA GARANTIZADA DE ROTURA DE 50,804 TONELADAS POR CORDON.

TODOS LOS CORDONES DE LAS VIGAS DEL TABLERO "A" SE TESARAN INICIALMENTE HASTA UNA CARGA MAXIMA DE 36,579 TONELADAS POR CORDON.

TODOS LOS CORDONES DE LAS VIGAS DEL TABLERO "C" SE TESARAN INICIALMENTE HASTA UNA CARGA MAXIMA DE 39.627 TONELADAS POR CORDON. ESTAS TENSIONES, SIN LAS QUE DEBEN DE QUEDAR EN EL ANCLAJE DESPUES DE RETIRAR EL GATO, ES DECIR (CONTANDO LAS PERDIDAS PROPIAS DEL SISTEMA DE PRETENSADO QUE SE ADOPTE, DEBIDO AL GATO, ANCLAJE, PENETRACION DE CUÑAS...

LA CARGA FINAL POR CORDON, UNA VEZ DEDUCIDAS LAS PERDIDAS POR ROZAMIENTO, FLUENCIA DEL HORMIGON Y RELAJACION DEL ACERO SERA DE 30,24 TONELADAS EN LOS CORDONES DE LAS VIGAS DEL TABLERO "A" Y DE 30,96 TONELADAS EN LOS CORDONES DE LAS VIGAS DEL TABLERO "C".

EL NUMERO DE CORDONES PODRA VARIARSE, SIEMPRE QUE LA NUEVA DISPOSICION DEL PRETENSADO CUMPLA LAS CONDICIONES DE ESTE PROYECTO.

PUESTA EN CARGA DE LAS ARMADURAS

PRIMER PRETENSADO. ESTA CONSTITUIDO POR LOS CORDONES INDICADOS EN EL CUADRO, Y NO SE LLEVARA A CABO HASTA QUE EL HORMIGON DE LAS VIGAS NO HAYA ALCANZADO LOS 250 Kg/cm² DE RESISTENCIA CARACTERISTICA. TODOS LOS CORDONES SE TESARAN DESDE LOS DOS EXTREMOS EXCEPTO EL CORDON Nº 1 DE LAS VIGAS DEL TABLERO "A" QUE SE TESARA DESDE EL PUNTO INDICADO COMO ANCLAJE ACTIVO. UNA VEZ REALIZADA ESTA OPERACION, PODRAN TRANSFERIRSE LAS VIGAS SUSPENDIENDOLAS DE LAS HORQUILLAS INDICADAS AL EFECTO.

SEGUNDO PRETENSADO. ESTA CONSTITUIDO POR LOS CORDONES INDICADOS EN EL CUADRO, Y NO SE LLEVARA A CABO HASTA QUE EL HORMIGON DE LAS VIGAS NO HAYA ALCANZADO LOS 450 Kg/cm² DE RESISTENCIA CARACTERISTICA. TODOS LOS CORDONES SE TESARAN DESDE LOS DOS EXTREMOS. ESTE SEGUNDO PRETENSADO SE HARA ANTES DE HABER COLOCADO LAS VIGAS EN SU POSICION DEFINITIVA, SEGUN SE INDICA EN LOS PLANOS CORRESPONDIENTES.

VIGAS DE TABLERO	PRIMER PRETENSADO	SEGUNDO PRETENSADO
	CORDONES QUE SE TESAN Y ORDEN DE TESADO	CORDONES QUE SE TESAN Y ORDEN DE TESADO
C	1 - 4 - 5	2 - 3
C	1 - 4 - 5 - 6 - 7	2 - 3 - 8 - 9

ALARGAMIENTO DURANTE EL TESADO

EL CONSTRUCTOR PRESENTARA EL CUADRO DE ALARGAMIENTO A APROBACION POR LA DIRECCION DE LA OBRA.

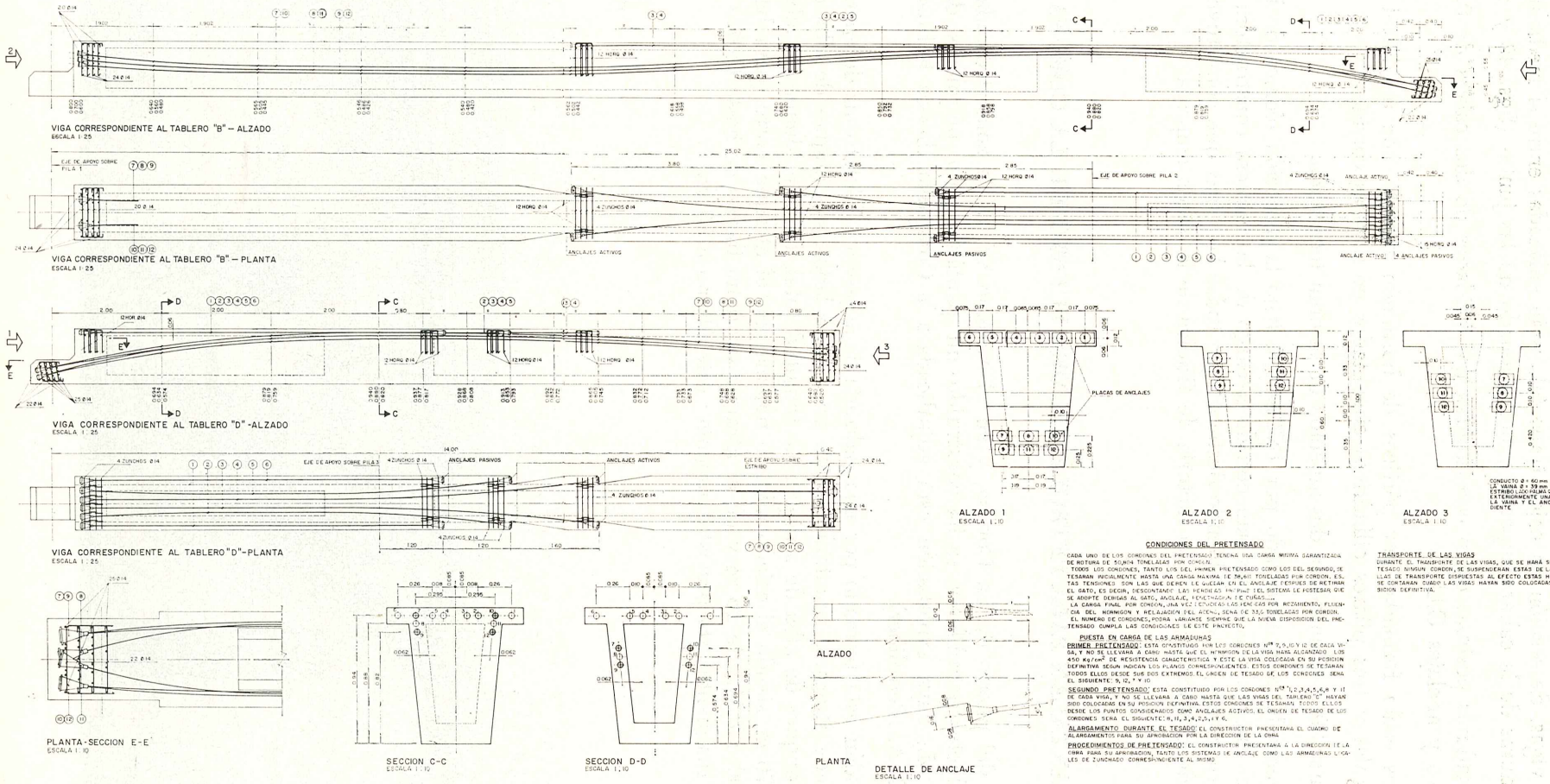
PROCEDIMIENTOS DE PRETENSADO

EL CONSTRUCTOR PRESENTARA A LA DIRECCION DE LA OBRA PARA SU APROBACION, TANTO LOS SISTEMAS DE ANCLAJE COMO LAS ARMADURAS LOCALES DE ZUNCHADO CORRESPONDIENTE AL MISMO.

TRANSPORTE DE LAS VIGAS

LAS HORQUILLAS DISPUESTAS AL EFECTO SE CORTARAN CUANDO LAS VIGAS HAYAN SIDO COLOCADAS EN SU POSICION DEFINITIVA.

Figura 42.



CONDICIONES DEL PRETENSADO

CADA UNO DE LOS CORDONES DEL PRETENSADO TENDRA UNA CARGA MINIMA GARANTIZADA DE ROTURA DE 50,3 TONELADAS POR CORDON.

TODOS LOS CORDONES, TANTO LOS DEL PRIMER PRETENSADO COMO LOS DEL SEGUNDO, SE TESARAN INICIALMENTE HASTA UNA CARGA MAXIMA DE 36,80 TONELADAS POR CORDON. ESTAS TENSIONES SON LAS QUE DEBEN LEERSE EN EL ANCLAJE (CIFRAS DE RETIMAR EL GATO, ES DECIR, DESCONTANDO LAS PERDIDAS INICIALES DEL SISTEMA LE POSTESAR QUE SE ADOPTE DEBIDAS AL GATO, ANCLAJE, PENETRACION DE CUÑAS.....

LA CARGA FINAL POR CORDON, UNA VEZ ESTUDIADAS LAS PERDIDAS POR RETRACCION, FLUENCIA DEL HORMIGON Y RELAJACION DEL ACERO, SERA DE 33,0 TONELADAS POR CORDON.

EL NUMERO DE CORDONES, PODRA VARIARSE SIEMPRE QUE LA NUEVA DISPOSICION DEL PRETENSADO CUMPLA LAS CONDICIONES DE ESTE PROYECTO.

PUESTA EN CARGA DE LAS ARMADURAS

PRIMER PRETENSADO: ESTA CONSTITUIDO POR LOS CORDONES Nº 7, 8, 9, 10, 11 Y 12 DE CADA VIGA, Y NO SE LLEVARA A CABO HASTA QUE EL HORMIGON DE LA VIGA HAYA ALCANZADO LOS 450 Kg/cm² DE RESISTENCIA CARACTERISTICA Y ESTE LA VIGA COLOCADA EN SU POSICION DEFINITIVA SEGUN INDICAN LOS PLANOS CORRESPONDIENTES. ESTOS CORDONES SE TESARAN TODOS ELLOS DESDE SUS DOS EXTREMOS EL ORDEN DE TESADO DE LOS CORDONES SERA EL SIGUIENTE: 9, 10, 7, Y 12.

SEGUNDO PRETENSADO: ESTA CONSTITUIDO POR LOS CORDONES Nº 1, 2, 3, 4, 5, 6, 8 Y 11 DE CADA VIGA, Y NO SE LLEVARA A CABO HASTA QUE LAS VIGAS DEL TABLERO "D" HAYAN SIDO COLOCADAS EN SU POSICION DEFINITIVA. ESTOS CORDONES SE TESARAN TODOS ELLOS DESDE LOS PUNTOS CONSIDERADOS COMO ANCLAJES ACTIVOS. EL ORDEN DE TESADO DE LOS CORDONES SERA EL SIGUIENTE: 8, 11, 3, 4, 2, 5, 1 Y 6.

ALARGAMIENTO DURANTE EL TESADO: EL CONSTRUCTOR PRESENTARA EL CUADRO DE ALARGAMIENTOS PARA SU APROBACION POR LA DIRECCION DE LA OBRA.

PROCEDIMIENTOS DE PRETENSADO: EL CONSTRUCTOR PRESENTARA A LA DIRECCION DE LA OBRA PARA SU APROBACION, TANTO LOS SISTEMAS DE ANCLAJE COMO LAS ARMADURAS LOCALES DE ZUNCHADO CORRESPONDIENTE AL MISMO.

TRANSPORTE DE LAS VIGAS

DURANTE EL TRANSPORTE DE LAS VIGAS, QUE SE HARÁ SIN HABER TESADO NINGUN CORDON, SE SUSPENDERAN ESTAS DE LAS HORQUILLAS DE TRANSPORTE DISPUESTAS AL EFECTO ESTAS HORQUILLAS SE CORTARAN CUANDO LAS VIGAS HAYAN SIDO COLOCADAS EN SU POSICION DEFINITIVA.

Figura 43.

14 m; estas vigas, de sección en cajón trapecial, están enlazadas entre sí mediante cruce de las armaduras de la cabeza superior y hormigonado de las juntas (figs. 42 y 43).

Las armaduras postesas están constituidas por unidades de dos cables de 0,6″, con trazado curvo y anclajes C.C.L.

Las pilas están formadas por pórticos de hormigón armado, con un dintel de sección rectangular y tres pilares cilíndricos cimentados en zapatas corridas.

Las figuras 39 y 40 muestran dos aspectos de la obra terminada.

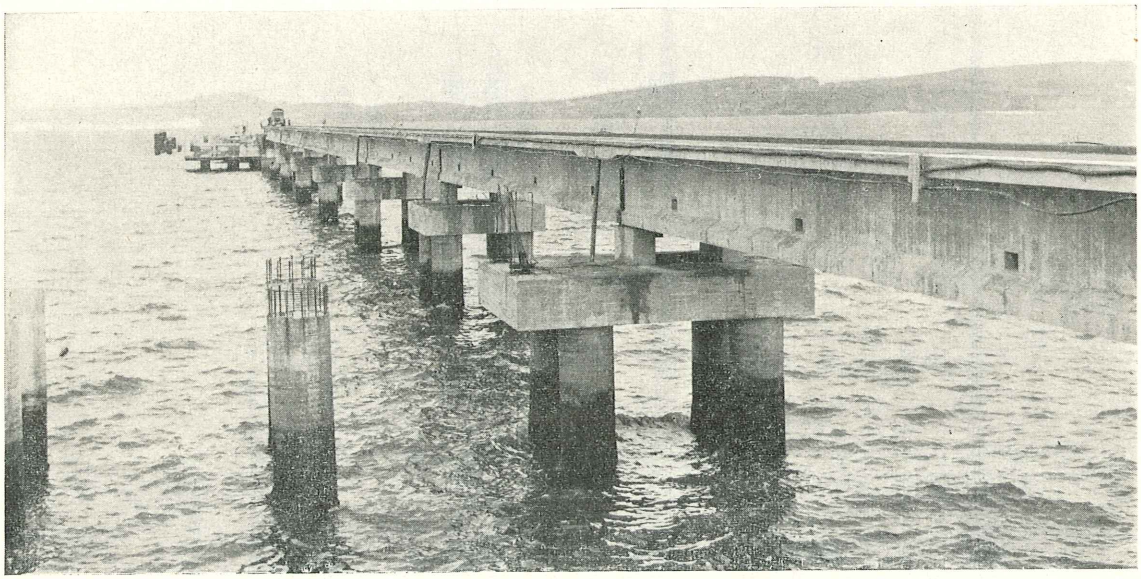
El proyecto ha sido estudiado por INTECSA, bajo la dirección técnica de la Junta de Obras del Puerto. Las obras han corrido a cargo de la empresa constructora Dragados y Construcciones, S. A., debiendo destacar que todas las vigas que constituyen el tablero han sido prefabricadas en la factoría de Huelva de la citada empresa.

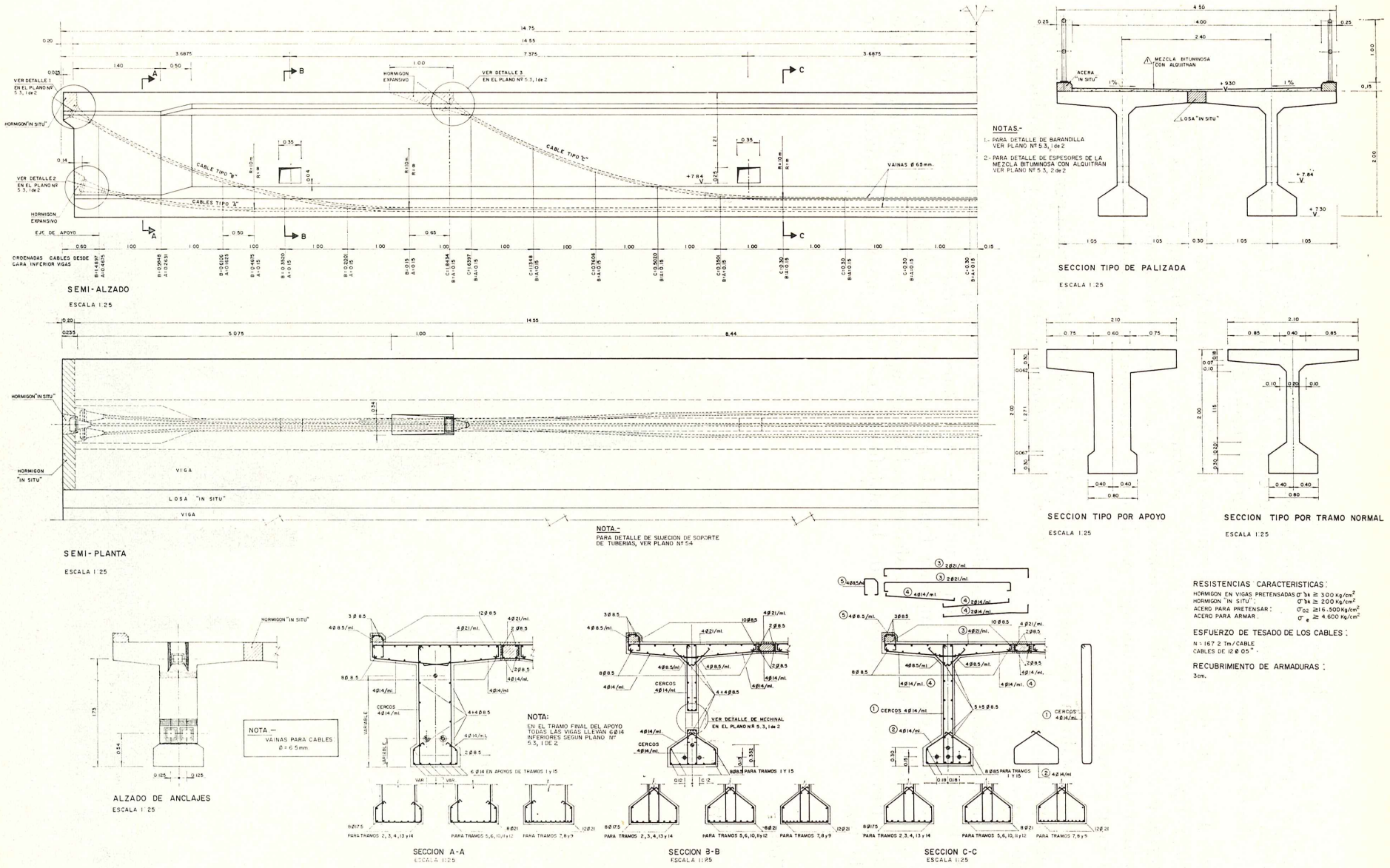
TERCER PANTALAN PARA PETROLEROS DEL PUERTO DE LA CORUÑA

Dentro del puerto de La Coruña, y en el extremo SE. de la zona dedicada al tráfico de productos petrolíferos, se ha construido un pantalán para petroleros de hasta 120.000 T.P.M., cuya explotación está adjudicada a la Compañía Ibérica Refinadora de Petroleros, S. A. (Petroliber).

El pantalán está formado por una palizada de acceso a la plataforma de operaciones, a la que puede atracarse simultáneamente por ambos lados; seis duques de alba de amarre, y ocho duques de alba de atraque. La longitud total, hasta el duque de alba extremo, es de 670 m, siendo el calado mínimo bajamar en el atraque norte (para barcos de hasta 120.000 T.P.M.) de 16 m y en el atraque sur (para barcos de hasta 65.000 T.P.M.) de 13 m. Actualmente está previsto aumentar este último a 16 m.

Figura 44.





RESISTENCIAS CARACTERISTICAS:

HORMIGON EN VIGAS PRETENSADAS $\sigma'bk \geq 300\ Kg/cm^2$

HORMIGON "IN SITU": $\sigma'bk \geq 200\ Kg/cm^2$

ACERO PARA PRETENSAR: $\sigma_{02} \geq 16.500\ Kg/cm^2$

ACERO PARA ARMAR: $\sigma_e \geq 4.600\ Kg/cm^2$

ESFUERZO DE TESADO DE LOS CABLES:

N = 167.2 Tm/CABLE

CABLES DE 12 Ø 0.5" .

RECUBRIMIENTO DE ARMADURAS:

3cm.

Figura 45.

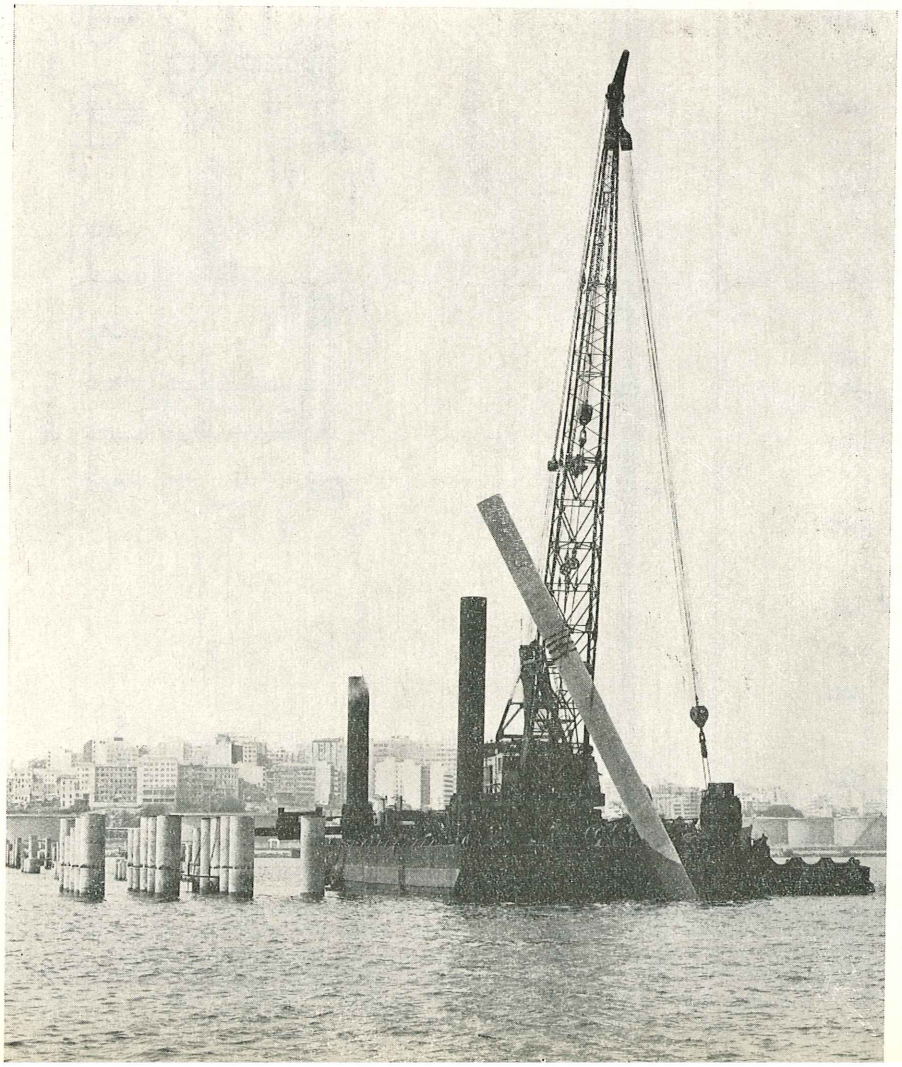
La palizada de acceso consta de quince tramos de 29,50 m de luz, con un tablero formado por dos vigas en T pretensadas, simplemente apoyadas. Los pórticos de apoyo de las vigas están formados por dos o cuatro pilotes pretensados cilíndricos huecos de 54″ de diámetro y un cabecero de hormigón armado (fig. 44).

Las vigas de la palizada están postensadas con unidades de seis cables de 0,6″ y anclajes tipo C.C.L. (fig. 46). Los pilotes se construyeron en Huelva y se transportaron por ferrocarril; el tensado de los trozos de 5 m de que están constituidos se realizó con cables adherentes, mediante anclajes provisionales Freyssinet e inyección de lechada expansiva a gran presión.

La plataforma de operaciones de 32,75 × 45,50 m está formada por un entramado de vigas prefabricadas de hormigón armado, y se cimenta sobre 45 pilotes pretensados de 36″ de diámetro.

Para el amarre de los petroleros se dispone de seis duques de alba, tres a cada lado de la plataforma, formados por una serie de pilotes verticales pretensados de 66″ de diámetro y un encepado superior formado por un macizo de hormigón de 2 m de espesor. Los tres más cercanos a tierra sirven también de apoyo a las vigas de palizada y a los otros tres se tienen acceso desde la plataforma por unas pasarelas metálicas de 44 m de luz.

Figura 46.



El número total de pilotes de 54″ ha sido de 40; el de pilotes de 66″, de 106, y el de 36″, 45, habiéndose llegado a longitudes de unos 35 m.

Para absorber la energía de los barcos en el atraque, se han construido cuatro duques de alba a cada lado de la plataforma, formados por pilotes metálicos de 0,90 a 1,45 m de diámetro, coronados por dos plataformas también metálicas y un escudo protector.

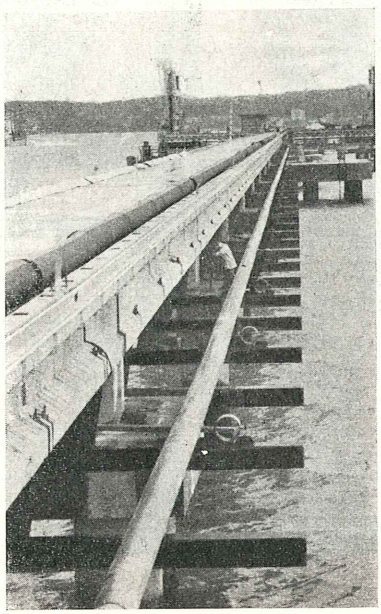


Figura 47.

Después de una campaña de reconocimiento del terreno mediante sondeos y ensayos de laboratorio, se creyó imprescindible realizar una serie de ensayos a escala natural con pilotes pretensados de 54″ de diámetro. Se hincaron un total de nueve pilotes, realizando ensayos de flexión sobre los mismos.

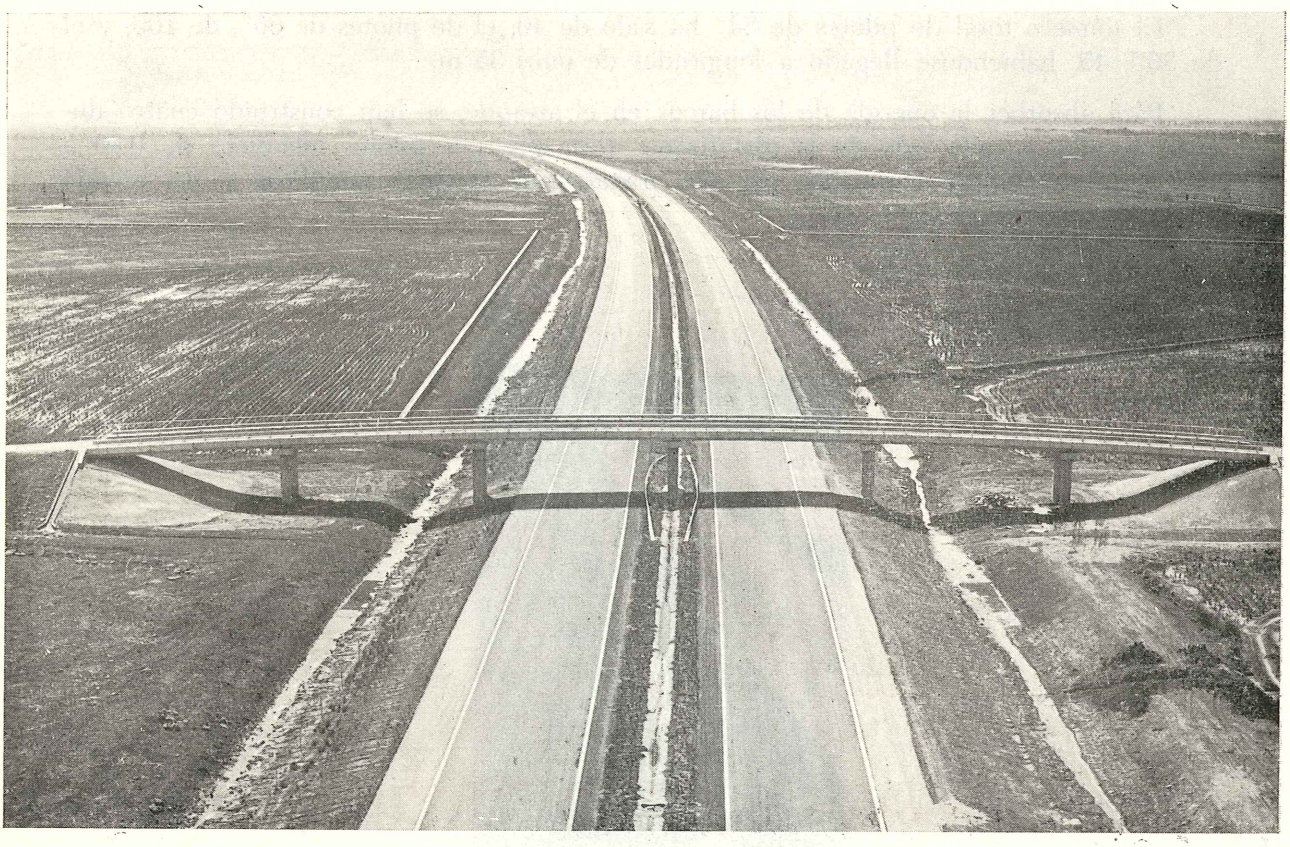
Los resultados de estas pruebas fueron decisivos en el proyecto de los duques de alba de amarre y de los pórticos de apoyo de la palizada de acceso.

La hinca de todos los pilotes de prueba y definitivos se realizó con la ayuda de una pontona autoelevable sobre patas, utilizándose un martillo Vulcan-040 (fig. 46) sobre una pontona apoyada en el fondo ("flexifloat").

Es de destacar que es la primera vez que en España se han hincado pilotes de 66″ de diámetro y que, debido a los medios de hinca utilizados, los errores obtenidos en la misma han sido prácticamente despreciables. En la figura 47 puede verse un aspecto de la obra terminada.

El coste de la obra civil del pantalán, en el que se incluye el acceso y una pequeña plataforma para la caseta de bombas contra incendios, es de 220 millones de pesetas.

El proyecto ha sido dirigido por la dirección técnica de la Junta de Obras del Puerto y el asesoramiento del doctor ingeniero D. Pablo Iglesias, habiendo colaborado la empresa consultora INTECSA. La construcción ha sido encomendada a la agrupación de empresas DECEA.



AUTOPISTA DE PEAJE SEVILLA-CADIZ

INTECSA

Internacional de Ingeniería y Estudios Técnicos, S. A.

INGENIERIA CIVIL

- CARRETERAS, FERROCARRILES Y AEROPUERTOS
- PUERTOS
- OBRAS HIDRAULICAS
- AGRONOMIA
- PUENTES Y ESTRUCTURAS
- ARQUITECTURA Y URBANISMO
- INGENIERIA SANITARIA

INGENIERIA INDUSTRIAL

- PETROLEO, PETROLQUIMICA Y QUIMICA EN GENERAL
- INGRIA. ELECTRICA, MECANICA Y TERMOMECANICA
- FABRICAS E INSTALACIONES INDUSTRIALES, FERTILIZANTES
- INDUSTRIAS ALIMENTICIAS DE LA MADERA Y DEL FRIO

ESTUDIOS ECONOMICOS

- ESTUDIOS ECONOMICOS DE:

  DESARROLLO REGIONAL

  VIABILIDAD

  TRANSPORTES

  SECTORIALES

  DESARROLLO TURISTICO

Oficinas centrales: Avda de América, 24. Teléf. 256 36 00. MADRID.
Ingeniería civil: Félix Boix, 8-A. Teléf. 458 62 00. MADRID.
Ingeniería industrial: Avda. de América, 32. Teléf. 256 56 00. MADRID.

DELEGACIONES:

Barcelona - Valencia - Santa Cruz de Tenerife - Trípoli - Río de Janeiro - Caracas

837 - 3 - 14

tesado integral de tendones por el nuevo sistema Stronghold

JUAN B. RIPOLL

Se presentan en esta exposición una serie de técnicas desarrolladas en España en relación con el tesado de estructuras y que a nuestro juicio constituyen un avance en la técnica de pretensar.

En el curso de los últimos años la importancia de las obras y, en consecuencia, la capacidad de los esfuerzos aplicados a los tendones ha ido en aumento y progresando con la evolución de los modernos procedimientos constructivos. Continuamente surgen nuevas metas a cubrir y nuevas posibilidades de aplicación para el pretensado.

Ante los temas que preocupan hoy, hay cuatro que destacan como más importantes:

1. Las cargas de trabajo transmitidas al hormigón por las placas de reparto de los anclajes.
2. El rendimiento de los anclajes, llamado también coeficiente de eficacia, así como su resistencia a la fatiga originada por sobrecargas cíclicas.
3. La efectividad de la lechada de inyección y sus límites. En consecuencia, la utilización de grasas o "mastics" especiales en sustitución de la misma.
4. Los medios auxiliares de puesta en obra de los tendones, tales como su prefabricación en taller, su colocación o enhebrado por medios automáticos, y, en general, todas aquellas operaciones que economicen mano de obra.

Respecto al primer punto considerado es evidente que cuando se utiliza un cable de 400 t hay que eliminar el riesgo de fisuración de la zona adyacente a su cabeza de anclaje, y se debe conceder mucha importancia al zunchado de la misma y a las dimensiones de la placa de reparto, limitando las cargas unitarias, que deberán soportar el hormigón en cabeza. Ello obliga a establecer unas fórmulas o normas de dimensionamiento de los anclajes y, cuando ello sea necesario, a exigir ensayos al respecto.

Tampoco puede el proyectista utilizar anclajes de bajo rendimiento, que deberá tensar al 70 y, a veces, al 80 por 100 de su carga de rotura, con el peligro de que los anclajes alcancen su agotamiento a una carga ligeramente superior y, en consecuencia, la estructura esté trabajando sin coeficiente de seguridad.

Se hace necesario especificar para los anclajes unos rendimientos mínimos, por debajo de los cuales no pueden ser aceptados. El proyectista necesita, además, que su estructura resista a la fatiga cíclica que producirá el tráfico en el futuro, y exigirá en consecuen-

cia pruebas de carga en el anclaje sometido a varios millones de ciclos bajo una carga variable, que será objeto de especificación.

Si se tiene en cuenta además que en el caso, corriente hoy, de utilizar tendones no adherentes, se confía toda la seguridad de la estructura al propio anclaje, la necesidad de garantizar el rendimiento de éste mediante una homologación resulta clara.

El tercer punto a que nos hemos referido era la inyección.

Como ya se ha hecho notar en ponencias anteriores, la misión de la inyección es doble: Por un lado protege al acero contra la corrosión, y por otro, lo hace trabajar solidariamente con el hormigón circundante.

Al crecer los tendones en capacidad y longitud y al suprimir los separadores se hace más difícil el conseguir en los tendones una buena inyección.

Aunque en tendones pequeños el problema se reduce, sí nos hace ver que la solución de utilizar en determinadas ocasiones un tratamiento anticorrosivo para proteger los tendones es racional, y de hecho se está utilizando en la actualidad con gran profusión.

El cuarto punto que hemos citado sobre la utilización de medios mecánicos para la puesta en obra de los tendones responde muy principalmente a la elevación del costo de la mano de obra, y es importante para la economía en el pretensado.

Hemos expuesto lo anterior para justificar nuestro criterio de que un sistema de pretensado debe tener previsto para los próximos años el poder tirar de cables de 100, 200, 300 y hasta 400 t, que en un futuro no lejano las potencias superiores a 500 t serán relativamente frecuentes, aunque hoy no lo sean más que en determinados tipos de estructuras. Debe ofrecer anclajes de este rendimiento y ajustarlos a lo que el proyectista le exigirá en los próximos años con destino a construcciones hiperestáticas que requieren la continuidad de los tendones pretensados y en consecuencia, su empalme.

REALIZACIONES ESPAÑOLAS. EQUIPOS PARA PRETENSAR

Antes de pasar a describir el sistema Stronghold, desearíamos justificar varias cuestiones más sobre la esencia del mismo.

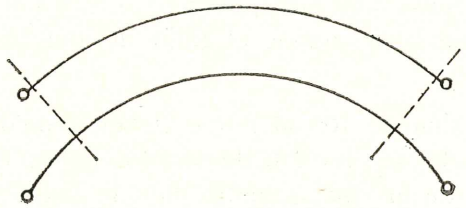
En primer lugar, el sistema Stronghold utiliza cuñas para la fijación del alambre en sus anclajes activos.

Aun cuando hace algunos años la eficacia de la cuña era tema de discusión por los sistemas que no la utilizaban, el tema ha perdido actualidad, ya que hoy pocos son los sistemas que de una forma u otra no han ido a parar al concepto de la cuña para sus anclajes. La cuña tiene, por consiguiente hoy, una aceptación uniforme total.

La utilización de cuñas individuales no precisa el que todos los alambres o cordones de un tendón estén cortados a la misma longitud, siendo esto una gran ventaja de los sistemas de cuñas, como puede deducirse de la consideración de los tres casos siguientes:

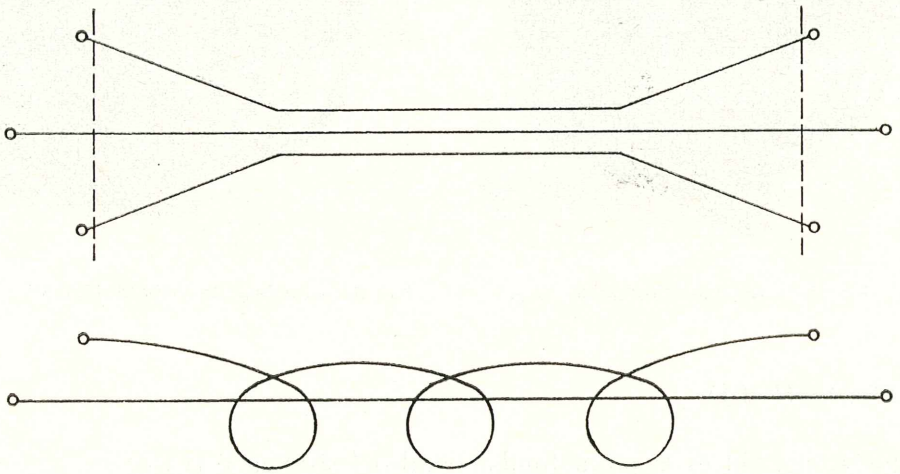
1. Cuando se trata de cables o tendones curvos, los extremos de los alambres alejados del centro de curvatura necesitan de un alargamiento previo para ponerse al nivel de los alambres interiores, es decir, que los alambres interiores entran en tensión cuando

los exteriores tienen ya una tensión previa, la cual puede llegar a dar una dispersión de tensiones del orden del 5 por 100 y hasta más, según los casos.



2. En las proximidades de los anclajes, y particularmente en los anclajes ciegos, los alambres exteriores tienen una longitud mayor que los interiores, lo cual se traduce también, si están todos cortados a la misma longitud, en que los alambres exteriores tendrán una tensión mayor que los interiores en su posición definitiva.

3. Si se trata de obviar los convenientes anteriores, dando un arrollamiento espiral a los tendones, nos encontraremos también con que la espiral tiene más longitud que la recta interior o eje, y, por consiguiente, los alambres exteriores tendrán una mayor tensión que los interiores.



Todos estos inconvenientes se eliminarían utilizando alambres de longitud variable, según la posición del alambre en el paquete, o más sencillamente, anclando con cuñas.

ANCLAJES STRONGHOLD

El anclaje activo Stronghold es, como hemos dicho, de cuña. El pasivo puede ser, según los casos, de extrusión, de remache o de cuña también. En este último caso las cuñas tienen distinto cono de deslizamiento, y están diseñadas de tal forma que preclavadas con una fuerza superior a la tensión de rotura del alambre o del cordón que anclan quedan perfectamente embutidas en la placa de anclaje.

El sistema Stronghold ha tenido en primer lugar, para alcanzar su efectividad, que elevar el rendimiento de sus cuñas, consiguiendo un rendimiento total del anclaje prácticamente del 100 por 100.

Debe tenerse en cuenta que la eficacia y la seguridad de las cuñas en el sistema Stronghold es esencial para su buen funcionamiento, pues si bien en un anclaje en que los elementos se tesan unitariamente, el que una cuña falle o deslice no tiene gran importancia, pues basta sustituirla por otra; cuando se tira, por ejemplo, de 100 alambres a la vez el fallo de una sola cuña supone el fallo de todo el anclaje y representa un gran entorpecimiento.

Cuando se tesa un tendón de 100 alambres deben funcionar perfectamente 400 cuñas: Las 200 de los dos anclajes y las 200 de los dos gatos. El fallo de una cuña entre 4.000 representaría el fallo de un anclaje entre diez, lo cual sería inadmisible.

Otra característica de los anclajes es su placa de reparto, dimensionada para que los esfuerzos transmitidos al hormigón no rebasen los límites admisibles (figs. 1 y 2).

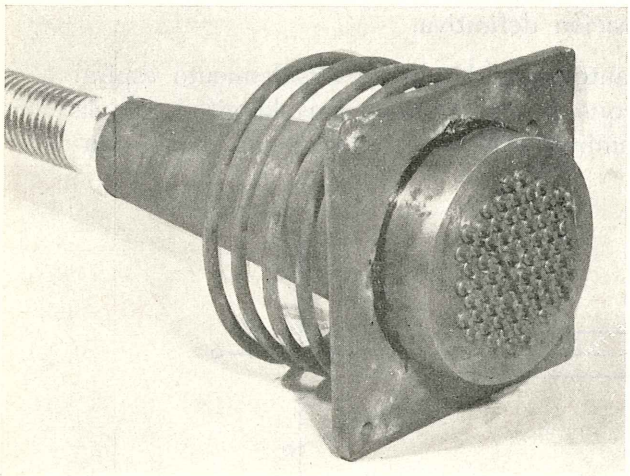


Fig. 1. — Anclaje Stronghold 72 ϕ 7.

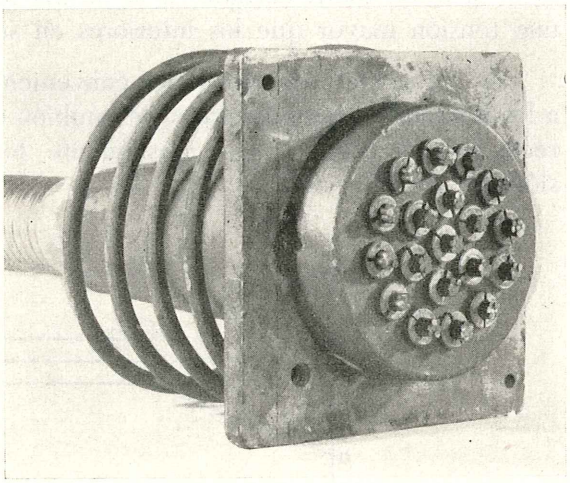


Fig. 2. — Anclaje Stronghold 19/0,5″.

GATOS STRONGHOLD

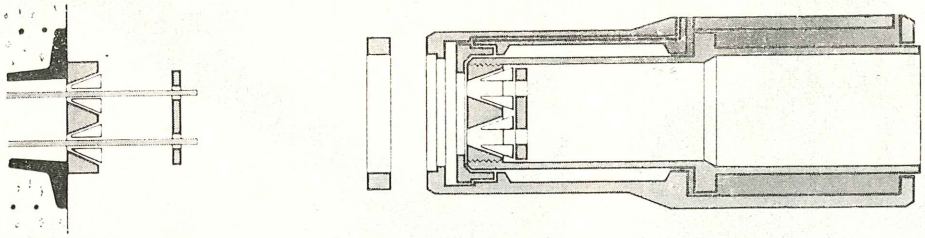
El gato Stronghold es la pieza fundamental del sistema y la que permite su rapidez y su eficacia.

Con el gato Stronghold se consigue enhebrar en un tiempo de segundos anclajes de cualquier número de alambres o cordones. El gato después de enhebrarse en los alambres del anclaje los agarra a todos simultánea y automáticamente. Los tesa en una o varias etapas, rebaja la tensión si es necesario y bloquea el anclaje, clavando todas las cuñas de anclaje a la vez a una gran presión, por lo que las pérdidas por entrada de cuña son muy pequeñas en los anclajes de cordones y prácticamente nulas en los de alambre.

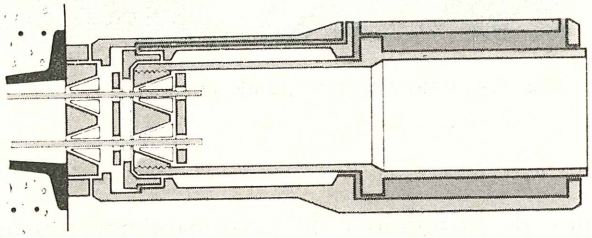
En los gráficos y esquemas adjuntos se observa su funcionamiento (figs. 3 y 4).

Por sus especiales características el sistema Stronghold presenta, a nuestro juicio, grandes ventajas para la construcción de "puentes de hormigonado en avance", ya que el enfilado de los cables es de suma sencillez y muy rápida la colocación de la placa y las cuñas en el extremo después de enfilado el cable.

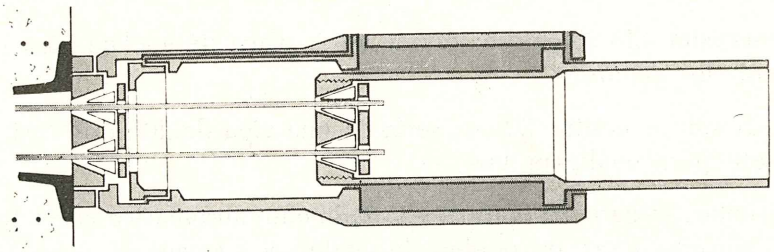
También tiene grandes ventajas en puentes curvos y, en general, en obras donde los tendones tienen longitudes que pueden variar ligeramente en las distintas secciones.



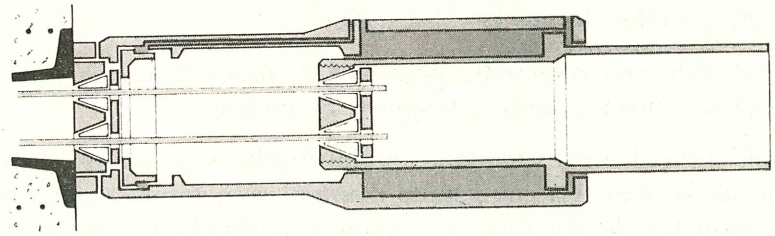
(1) Enfilado del gato



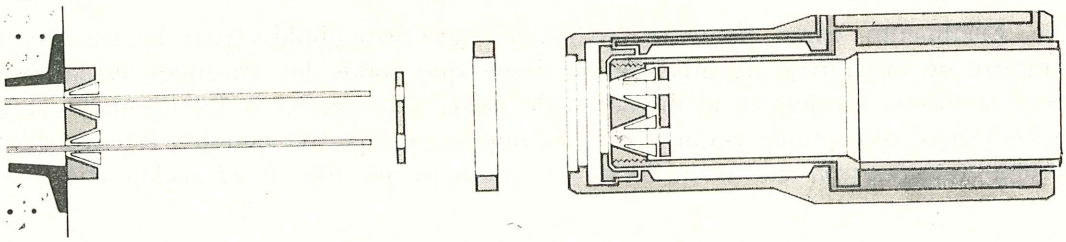
(2) Clavado de las cuñas de arrastre



(3) Tesado simultáneo de los alambres



(4) Clavado de cuñas en el anclaje



(5) Desclave del arrastre y retirada del gato

Fig. 3. — Operación de tesado con los gatos Stronghold.

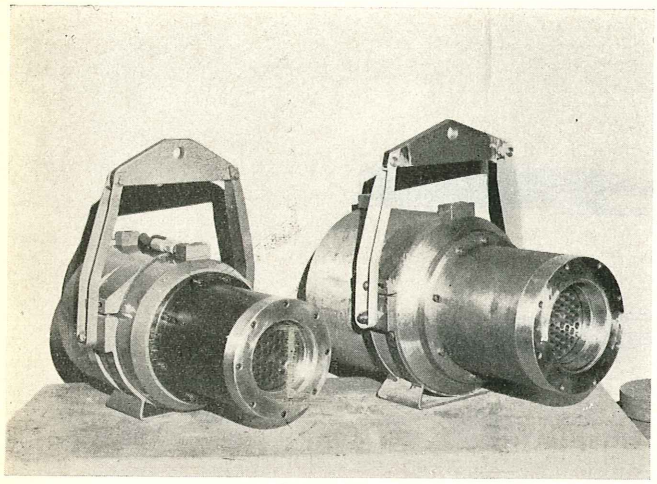


Fig. 4. — Gato Stronghold G-200 y G-300.

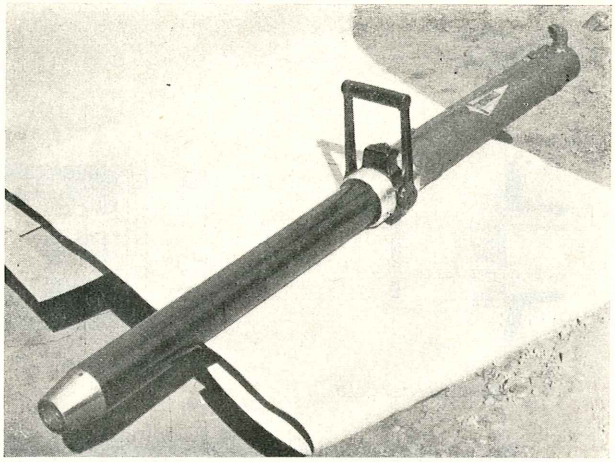


Fig. 5. — Gato Alevín de tesado unitario.

La facilidad de sustitución de tendones, de su tesado y de su aflojamiento son también características del sistema, y aparte de ellas, deseamos hacer resaltar las siguientes:

1. El gato Stronghold necesita sólo 20 cm por detrás de la placa de anclaje para poder enhebrar el gato y agarrar los alambres.

La economía en acero, al sólo necesitar 20 cm, sería en una viga de 20 m de casi un 20 por 100, y muy importante para cualquier luz.

2. Como hemos hecho notar, el gato Stronghold es totalmente automático en su funcionamiento, es decir, que permite tesar un tendón de cualquier tonelaje.

3. El enhebrado es instantáneo, lo mismo para uno que para cien cordones. El gato los agarra a todos a la vez, tira de ellos, los ancla y los suelta.

4. El efectuar varios retesados no representa problema alguno y tampoco lo es el dar una tensión inicial, rebajarla, volver a tesar y bloquear el anclaje.

5. El sistema Stronghold suministra los tendones prefabricados y todos los equipos necesarios para su colocación en la obra. Ha conseguido manipular en forma rápida, sencilla y automática grandes paquetes de alambres y cordones, anclándolos por cuña y, por consiguiente, respetando su independencia.

6. Finalmente, como elemento auxiliar del gato Stronghold y para los casos en que por tratarse de un trabajo de precisión se desee que todos los cordones estén exactamente a la misma tensión en el momento de iniciar el tesado, se ha diseñado el gato unitario Alevín, que puede acompañar al equipo y que podría también retesar, soltar o comprobar tensiones en uno o varios de los cordones que forman el anclaje (fig. 5).

591 - 2 - 63

realizaciones Preflex en obras públicas

CARLOS ALVAREZ PENALVA
Ingeniero de Caminos

INTRODUCCION

En la anterior Asamblea celebrada en Valencia exponíamos una serie de razones por las que esperábamos para las vigas Preflex un rápido desarrollo en España.

La tendencia general actual es de aumentar las luces de los puentes, lo que puede ser obligatorio si las cimentaciones son difíciles o las pilas muy altas. El reducir su canto ahorra excavaciones o terraplenes y expropiaciones. En las ciudades estas ventajas se acentúan. A todas estas razones hay que añadir las estéticas, pues la belleza de una estructura moderna se identifica con su esbeltez.

Las vigas Preflex, como es sabido de todos, unen a una gran capacidad portante, la posibilidad de alcanzar grandes esbelteces, que pueden llegar hasta valores de 1 : 50 para las cargas de puentes. También permiten prefabricar a distancia tableros que han llegado hasta 50 m de luz y que se completan en obra sin cimbras ni apeos.

Mientras que en nuestra comunicación anterior teníamos que citar ejemplos de realizaciones extranjeras, ahora, a los dos años escasos de comenzar la fabricación en nuestro país, podemos examinar algunas interesantes realizaciones españolas, ya terminadas o en curso, que auguran un brillante porvenir en España para este sistema.

PUENTES DE ACCESO A LA CENTRAL TERMICA DE ABOÑO

El acceso a la nueva central térmica de Aboño, desde la carretera general Gijón-Avilés, ha exigido construir dos puentes: El primero, de 20 m de luz, sobre el río Aboño, y el segundo, de 40 m, sobre las catenarias de las vías de Renfe, Ensidesa-Uninsa, Carreño y Parque de Carbones. Había que prever el paso sobre ambos puentes de un vehículo especial, de unas 500 t de peso total, para llevar el estátor del generador a la térmica. Este vehículo equivale al doble del antiguo tren número 4 del Ministerio de Obras Públicas.

El puente de 40 m de luz está resuelto con un tablero de vigas Preflex de 31,40 m de longitud, apoyadas sobre dos estribos, de los que salen sendas ménsulas de 5 m para completar los 40 m. Transversalmente el tablero está constituido por cuatro vigas, separadas entre ejes 2,30 m, sobre las que se hormigona una losa de hormigón armado de

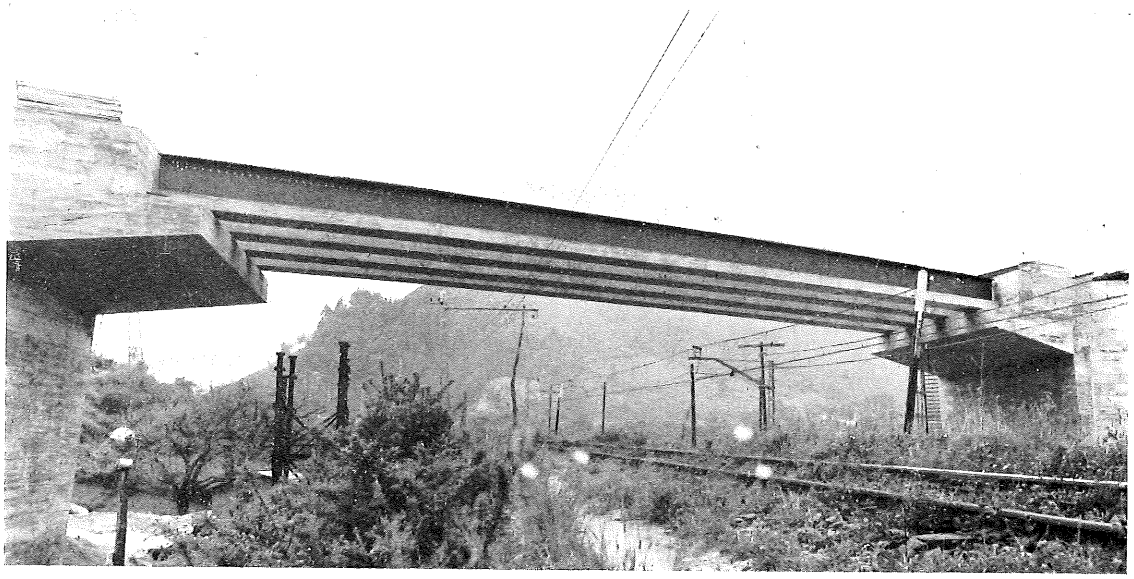


Figura 1.

25 cm de espesor y que vuela 2,55 m a cada lado para conseguir el ancho total de 12 m (figura 1).

El puente de 20 m de luz tiene la misma disposición transversal, aunque en este caso los estribos no llevan ménsulas.

El canto total es de 1,40 m para el puente de 40 m de luz y de 1,30 m para el de 20 m. El peso de las vigas de 31,40 m fue de 38 t, y el de las de 20 m, de 13 t.



Figura 2.



Figura 3.

El montaje de las vigas, que en el puente de 40 m era difícil por la proximidad de una línea de alta tensión, se hizo sin interrupción de la circulación de los trenes, como se puede apreciar en la figura 2.

En la figura 3 se aprecia un momento de las pruebas de carga del puente de 40 m ya terminado. Los puentes han sido construidos por Entrecanales y Távora, y el proyecto es de D. Pedro Colmenero y D. Aníbal Pérez Guerrero, Ingenieros de Caminos.

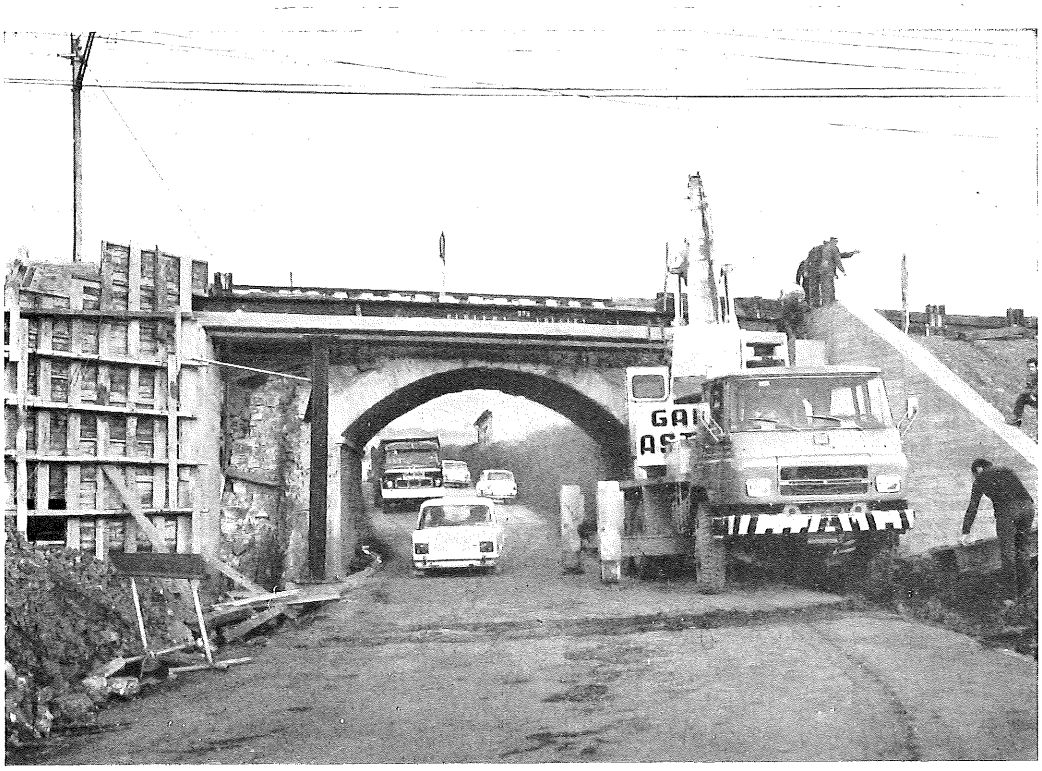


Figura 4.

PUENTE DE FERROCARRIL EN VERIÑA

El ensanche de la carretera nacional Avilés-Gijón exigía la supresión de un paso inferior de 3,6 m de gálibo en la clave del arco y 6 m de ancho. La sustitución de este paso planteaba el problema de la no interrupción del tráfico de la carretera ni de la del ferrocarril de la línea Oviedo-Gijón. Por otra parte, el canto del nuevo tablero debía de ser mínimo para conseguir el máximo gálibo, a la vez que la luz debía de aumentar para permitir pasar la carretera a sección Redia, es decir, a unos 12 m de luz libre como mínimo. En la figura 4 vemos el puente en curso de construcción, con las vigas de una vía ya colocadas, apreciándose bien la mejora que supone.

La Jefatura Regional de Carreteras de Oviedo elaboró el proyecto de la sustitución. El paso está constituido por dos tableros gemelos de 12,70 m de luz de cálculo y 5 m de ancho. Cada tablero está formado por dos vigas Preflex situadas debajo de los ejes de los carriles. Sobre las vigas se hormigona una losa de un espesor medio de 25 cm. Cada viga pesa unas 10 t.

El canto total del tablero es de 70 cm, lo que ha permitido pasar el gálibo de la carretera a 4,60 m en todo su ancho. La construcción se está haciendo actualmente por Huarte, sin interrupción del tráfico, ni de la carretera ni del ferrocarril (fig. 4).

PUENTE DEL RIO ROCA

Este puente se ha construido para una variante de la Nacional VI, de Madrid a La Coruña, entre Baamonde y Guitiriz, en la provincia de Lugo, para el Plan de Accesos a Galicia.

El puente es un tablero isostático de 22 m de luz, constituido por cuatro vigas Preflex, cuyas longitudes oscilan entre 22,50 y 21,90 m, separadas entre sí 3,30 m. La losa entre vigas tiene 20 cm de espesor y tiene a ambos lados voladizos de longitud variable, entre 1 y 1,50 m, pues la planta del puente es curva. Además, el eje de la carretera forma con el eje transversal del puente un ángulo de 45° de esviaje. El canto total del tablero es de 1,10 m, y las vigas pesaban 13 t. En la figura 5 se aprecia la facilidad con que se manejan las vigas Preflex.

El proyecto es de la Jefatura Regional de Carreteras de Oviedo y la empresa constructora Helma.

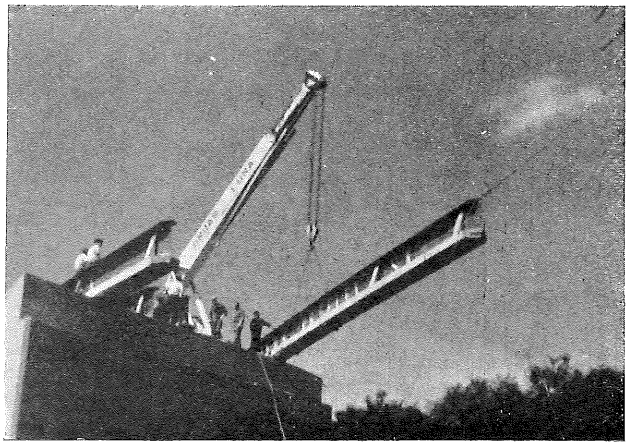


Figura 5.

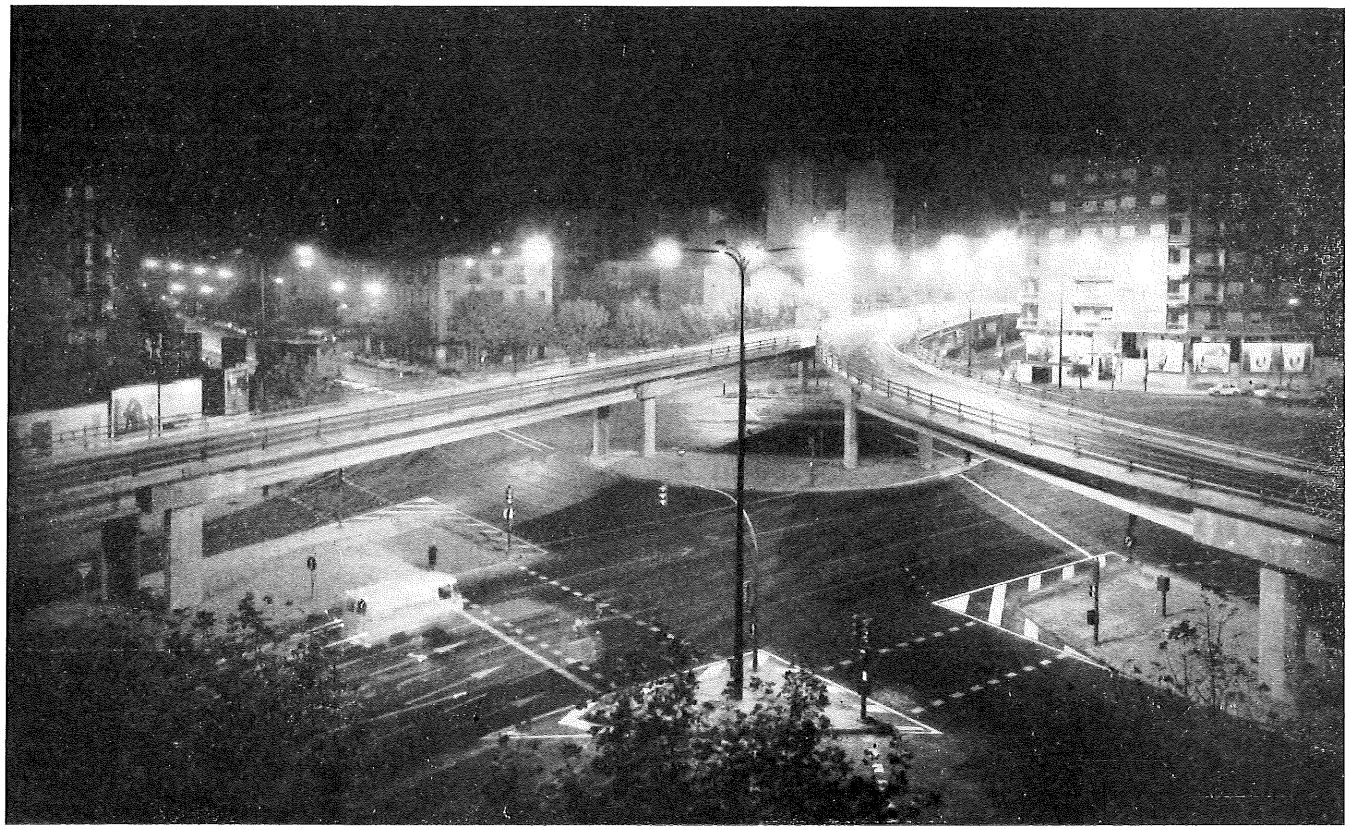


Figura 6.

PASO ELEVADO DEL CAPITAN CORTES, DE MADRID

Para mejorar la circulación en la plaza del Capitán Cortés, de Madrid, donde confluyen varias calles de mucho tráfico, el Ayuntamiento proyectó un paso superior con planta en forma de Y, con luces de 20 y 40 m, y ancho entre 8 y 14 m (fig. 6).

Mientras que uno de los ramales es recto, el otro tiene en planta una curva de 100 m de radio, que se construyó también sobre vigas rectas.

Los tramos de 14 m de ancho llevan tres vigas por vano, y los de 8, sólo dos.

La separación entre vigas oscila entre 3,50 y 5,30 m. La losa de hormigón tiene espesores de 20 y 25 cm, y vuela entre 2 y 2,60 m.

El canto total del tablero oscila entre 1,40 y 1,61 m.

Las vigas de los vanos largos, de unas 58 t de peso, fueron transportadas desde Avilés por ferrocarril hasta la estación de Atocha, y el resto, por camión con "dolly". Las de 20 m, de unas 15 t, lo fueron por carretera.

El paso fue construido sin apeos, sustentando el encofrado en las mismas vigas y sin interrupción de la circulación bajo él.

El proyecto original de D. Antonio Valcárcel fue reformado, incluyendo las vigas Preflex por D. Ramón Valls, con la colaboración de D. José Antonio Torroja. La empresa constructora fue Cubiertas y Tejados, S. A.

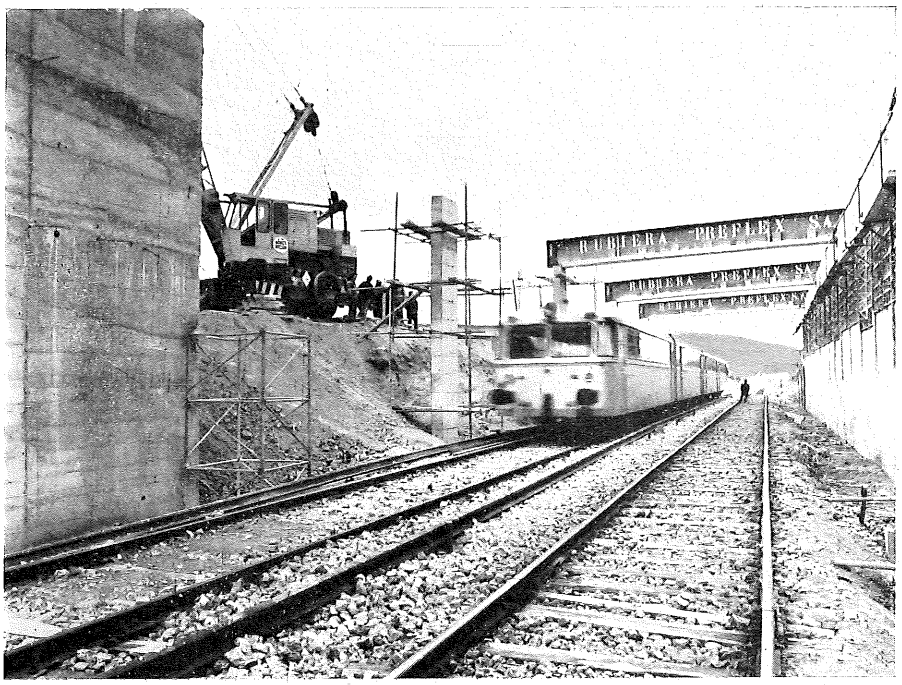


Figura 7.

PUENTE DE ALMANSA

Se ha construido para la supresión de un paso a nivel en la N-330, de Madrid a Alicante, sobre el ferrocarril de la misma línea. Debido al gran esviaje entre la carretera y el ferrocarril, se tuvo que acudir a la solución de puente pérgola, con nueve dinteles perpendiculares al ferrocarril de 12 m de luz, separados entre sí 13 m.

Los dinteles están constituidos por vigas Preflex de 12,50 m de longitud, articulados en un extremo y apoyados en el otro de 1,42 m de canto total.

Longitudinalmente el tablero está formado por vigas secundarias prefabricadas pretensadas de 12,80 m de longitud, separadas 1,36 m entre ejes, sobre las que se hormigona una losa de 20 cm de espesor.

El dintel Preflex llega a soportar las reacciones de 20 vigas pretensadas, lo que equivale, con el puente cargado, a una sobrecarga uniforme de 32 t/m l. Cada viga soporta unas 400 t en total, mientras pesa sólo 10,5 t, es decir, soporta 40 veces su propio peso.

El montaje, tanto de las vigas Preflex como de las vigas pretensadas, se realizó sin interrumpir en ningún momento el tráfico del ferrocarril (fig. 7).

El puente, ya en servicio, ha sido proyectado por la Jefatura Regional de Obras Públicas de Valencia, y la empresa constructora ha sido Fomento de Obras y Construcciones.

CUBIERTA DEL METRO DE URGEL

En la ampliación de una línea del Metro de Barcelona, a la altura de la plaza de la Universidad, por razones geométricas, en una zona de la cubierta se disponía de muy poco canto para su sección resistente.



Figura 8.

Las luces variaban desde 10 m hasta 16,70 m, y el canto disponible, entre 30 y 80 centímetros.

En otra zona adyacente, donde las exigencias de canto eran mucho menores, se colocaron vigas prefabricadas pretensadas.

La obra lleva 42 vigas Preflex separadas 50 cm y 20 vigas separadas 1,50 m. En la fotografía de la figura 8 se ve la gran esbeltez del tablero comparada con el vecino de hormigón pretensado. A pesar de ello, la flecha máxima de las vigas, calculada con un

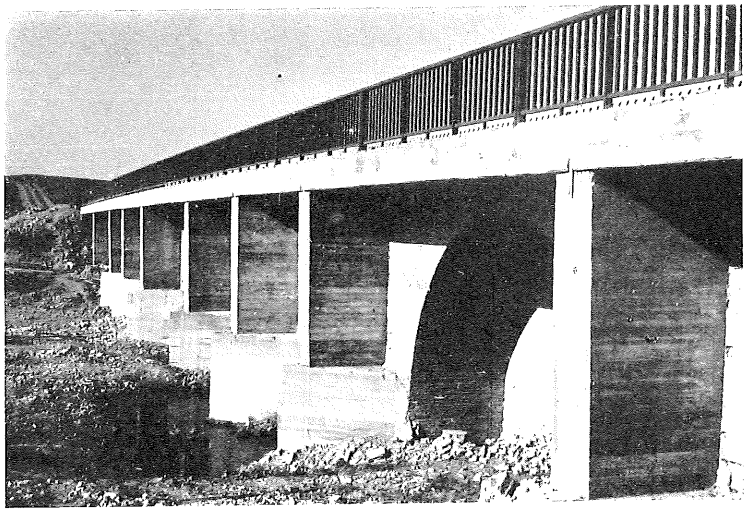


Figura 9.

programa de losa ortótropa en un ordenador, no pasaba de 16 mm para la posición más desfavorable de los trenes 3 y 4 de la antigua Instrucción, incluyendo la marcha de los convoys transversalmente a las vigas.

El cálculo se realizó en la oficina de proyectos de Huarte y Cía., y esta empresa lo ha construido para la Segunda Jefatura de Construcción de la Dirección General de Transportes Terrestres.

ENSANCHE DEL PUENTE DE CARLOS III EN LUISIANA (SEVILLA)

El puente de la N-IV, Madrid-Cádiz, sobre el arroyo Madrefuentes, cerca de La Luisiana, ha sido objeto de un ensanche de 2 m a cada lado, para pasar la carretera a sección Redia. El puente es de arcos, de la época de Carlos III, y para suprimir el cambio de rasante y evitar tapar la clave sólo se disponía de un canto constructivo de 30 cm. Las luces varían entre 6,70 y 11,90 m (fig. 9).

Cada lado del ensanche es de 2 m, y se ha resuelto con cuatro vigas Preflex, separadas 0,50 m. La losa entre vigas es de 15 cm de espesor.

El proyecto es de la Jefatura de Obras Públicas de Sevilla y la empresa constructora Alcazamsa.

591 - 2 - 64

algunas realizaciones

J. MANTEROLA

Vamos a pasar revista a una serie de obras proyectadas por los ingenieros Carlos Fernández Casado, Leonardo Fernández Troyano y el autor de este artículo.

PUENTE DE CAPARROSO (NAVARRA)

Situación: Carretera Madrid-Pamplona, sobre el río Aragón.
Propiedad: Diputación Foral de Navarra.
Dirección de obra. Ingeniero de Caminos señor Pinilla.
Construcción: Fernández Constructor.
Asesoría geotécnica: Geoexpert, S. A.
Sistema de pretensado: C.C.L. y Dywidag.
Proyecto: 1970.

Se compone de un tramo de acceso in situ y el tramo sobre el río construido por voladizos sucesivos hormigonados in situ (figs. 1 y 2).

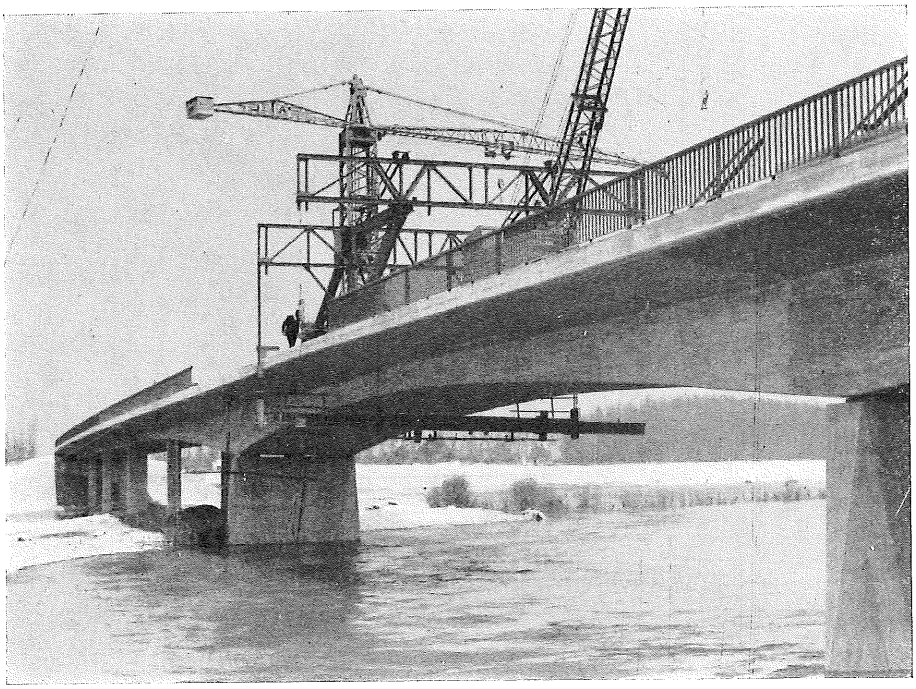
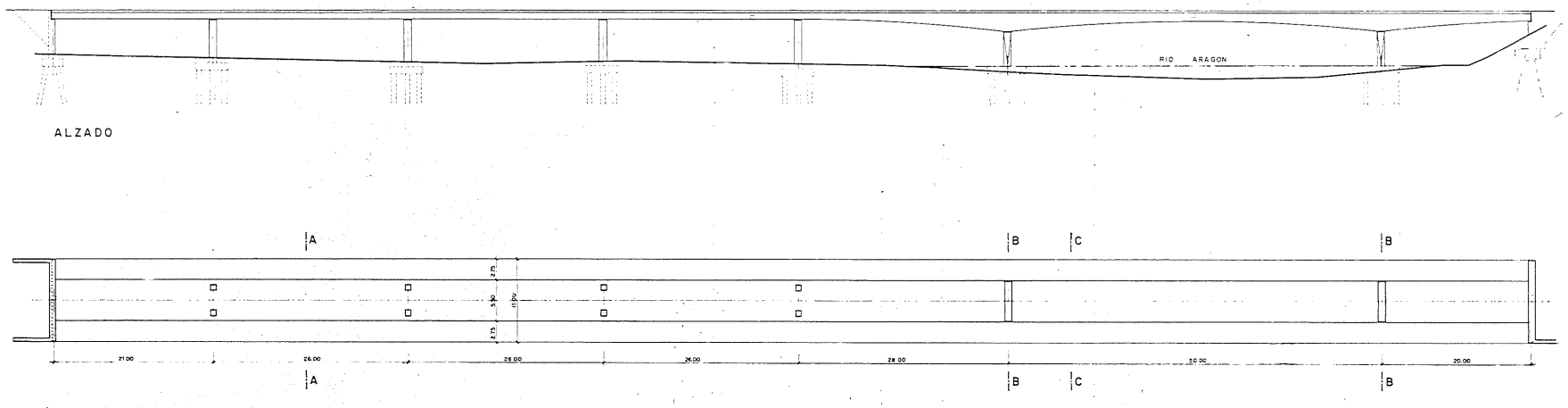


Figura 1.


RIO ARAGON
ALZADO
A
B
C
B
21.00
26.00
26.00
26.00
28.00
20.00
A
B
C
B
PLANTA INFERIOR

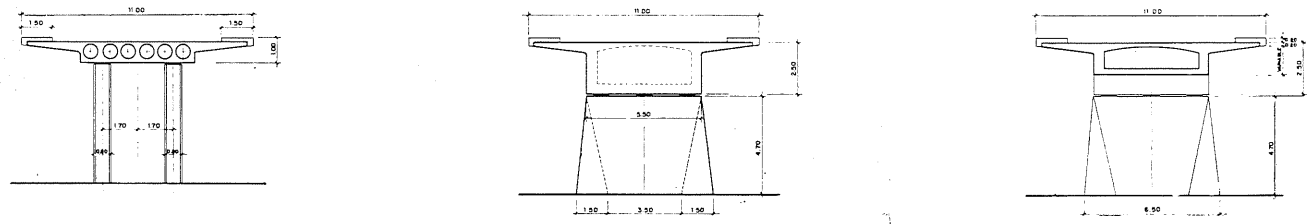

11.00
1.50
1.50
1.70
1.70
SECCION A-A
11.00
5.50
1.50
3.50
1.50
SECCION B-B
11.00
6.50
SECCION C-C

Figura 2.

PUENTE DE LOS VADOS (GRANADA)

Situación: Carretera Granada-Málaga, sobre el río Genil.

Propiedad: Jefatura de Obras Públicas de Granada. Dres. Ings. D. Manuel Prieto Moreno y Jesús Bobo.

Dirección de obra: D. Jesús Bobo.

Construcción: Hidrocivil y Fernández Constructor.

Sistema de pretensado: C.C.L.

Proyecto: 1965.

Puente continuo de inercia variable, construido por dovelas prefabricadas en avance por voladizos sucesivos (figs. 3, 4 y 5).

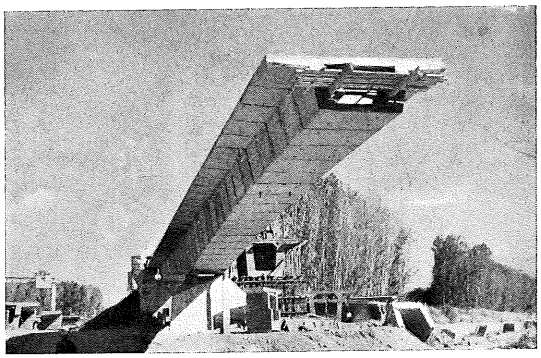


Figura 3.

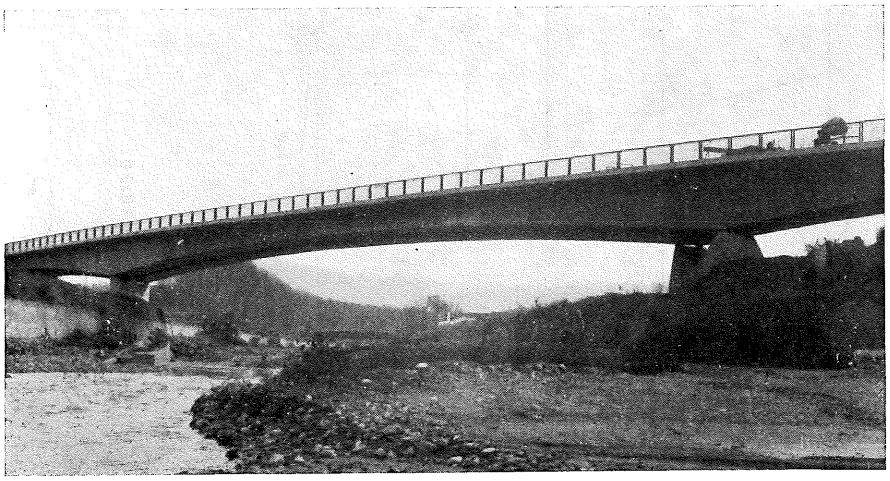
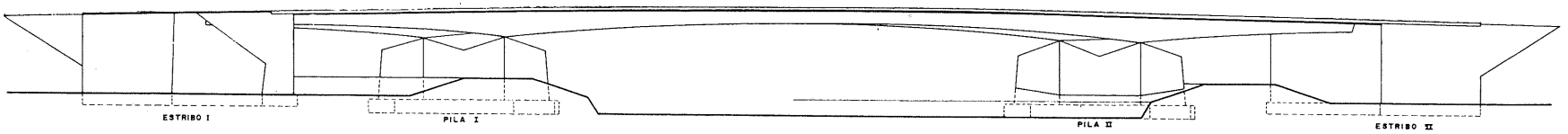
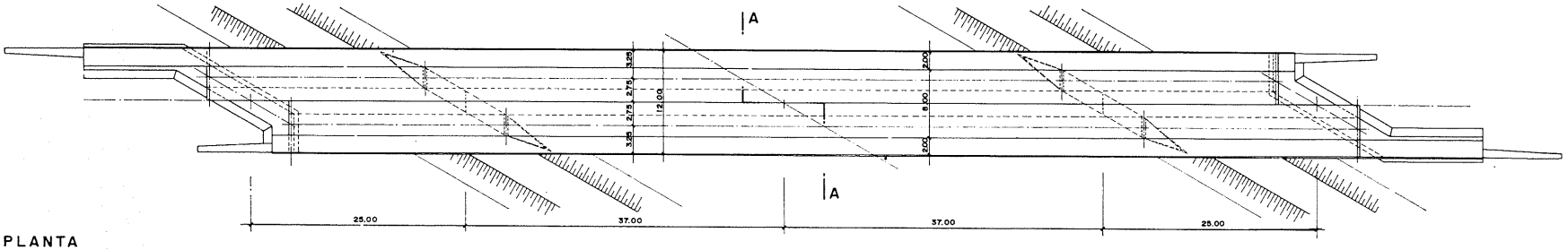


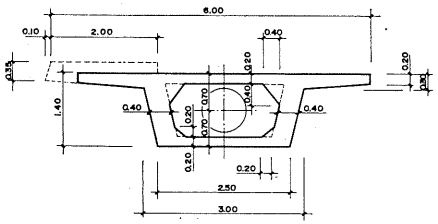
Figura 4.



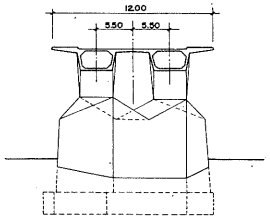
ALZADO



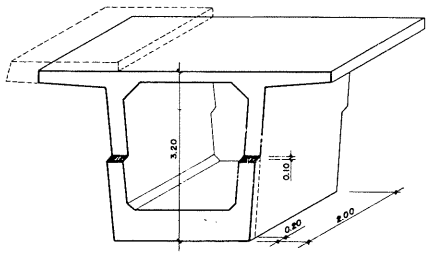
PLANTA



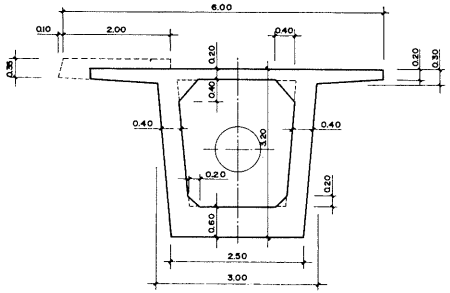
SECCION POR ESTRIBO



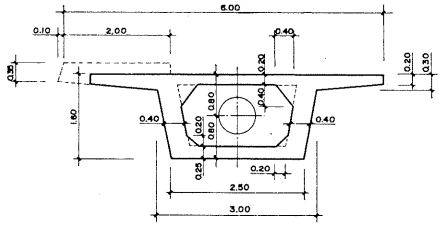
SECCION A - A



PERSPECTIVA DE DOVELA



SECCION POR APOYO



SECCION POR CLAVE

Figura 5.

PUENTE SOBRE EL RIO TORMES (SALAMANCA)

Propiedad: M. O. P. Jefatura Provincial de Carreteras de Salamanca.

Dirección de obra: Dr. Ing. D. Pablo de Felipe.

Construcción: Hidrocivil.

Pretensado: C.C.L.

Proyecto: 1968.

Puente hormigonado in situ y ejecutado por tramos de 23 m. La cimbra se apoyaba en isletas que se hicieron a lo largo del río (figs. 6, 7 y 8).

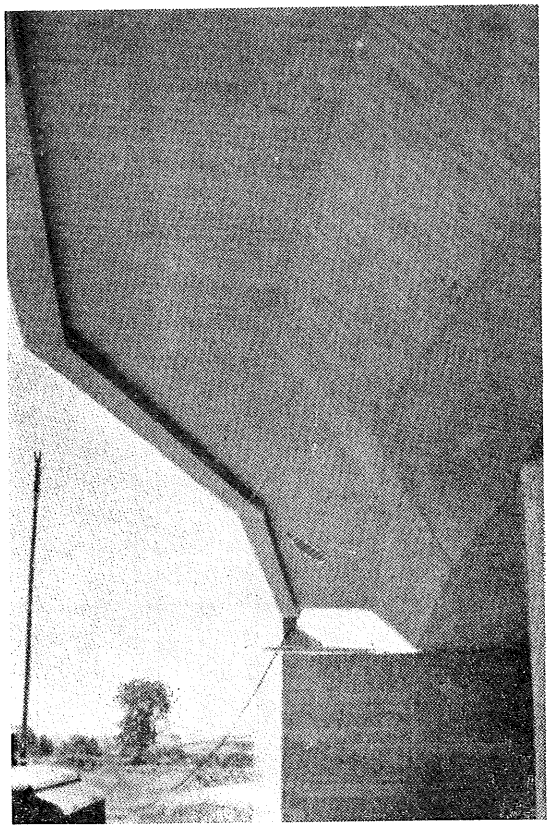


Figura 6.

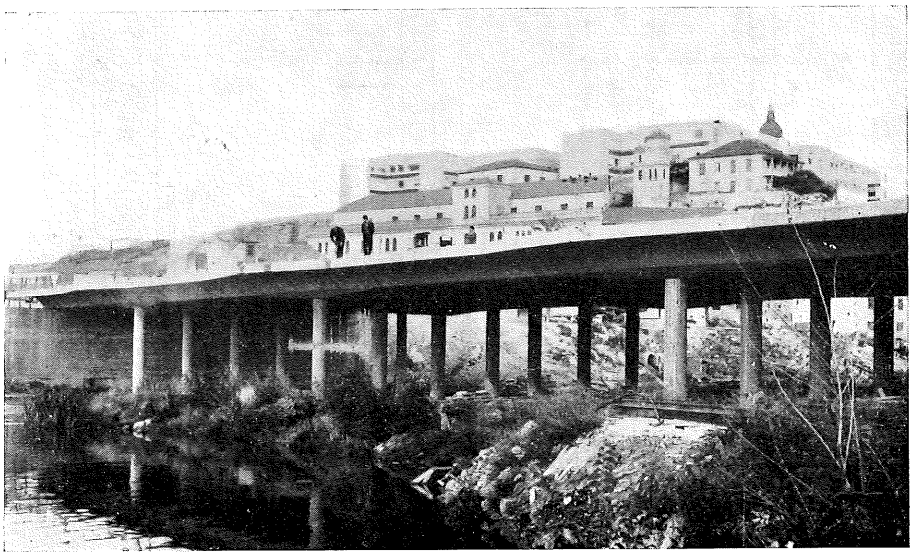
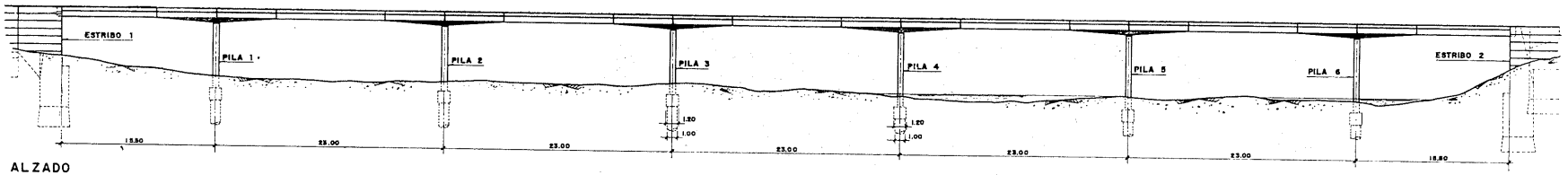
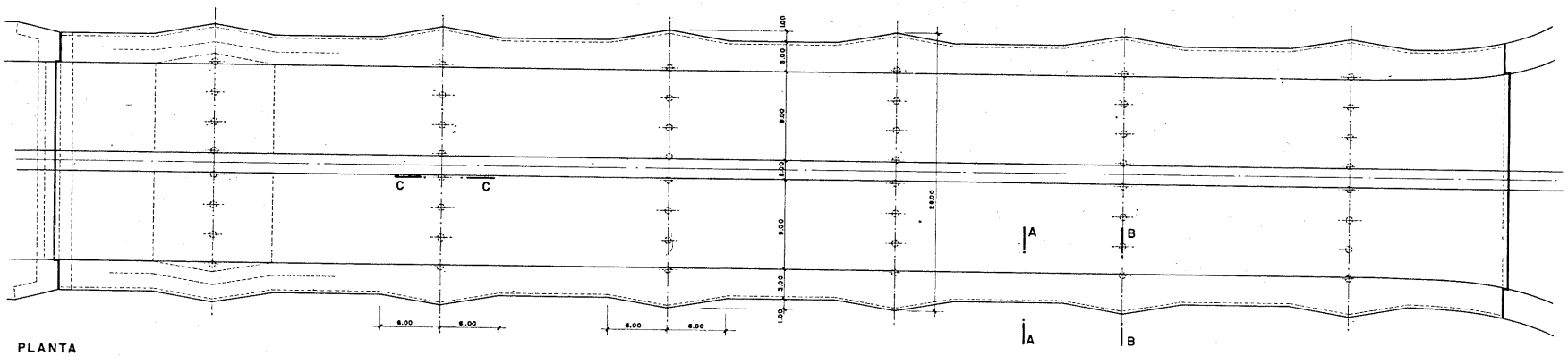


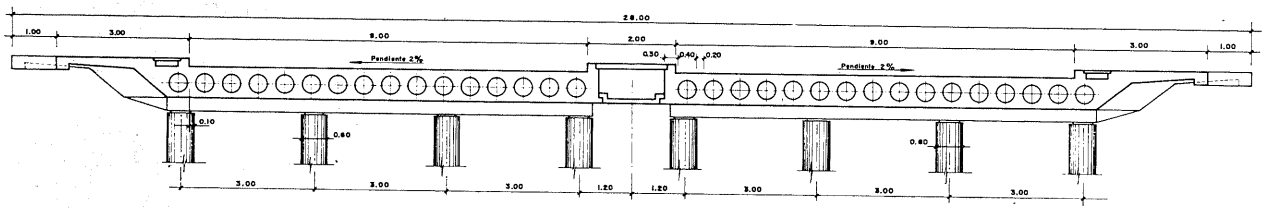
Figura 7.



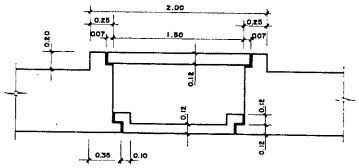
ALZADO

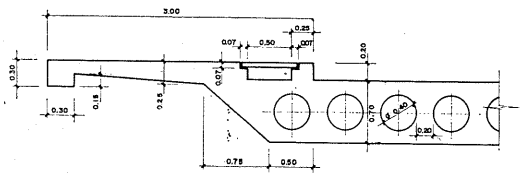


PLANTA

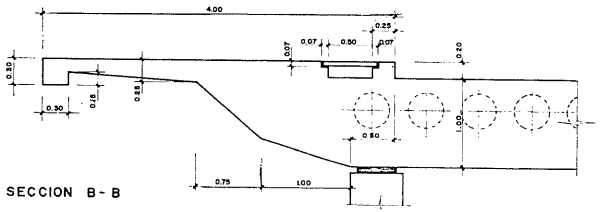


SECCION TRANSVERSAL POR VANO

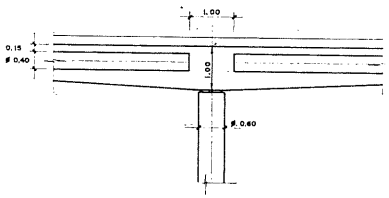




SECCION A-A



SECCION B-B



SECCION C-C

Figura 8.

VIADUCTO BT-II EN LA AUTOPISTA BARCELONA-TARRAGONA

Situación: Cruce sobre el río Llobregat.
Propiedad: Autopistas del Mediterráneo, S. A.
Dirección de obra: Dres. Ings. Luis Muñoz y Angel Cajal.
Construcción: Huarte y Cía, S. A. Dres. Ings. Angel Martínez y Juan Carlevaris.
Pretensado: B.B.R.
Apoyos: C.T.T.
Proyecto: 1970.

Puente prefabricado y lanzado. Vigas de 40 m de luz y separación entre ellas de 3,25 m. Una vez lanzadas las vigas se les daba continuidad por armadura pasiva (figuras 9 y 10).

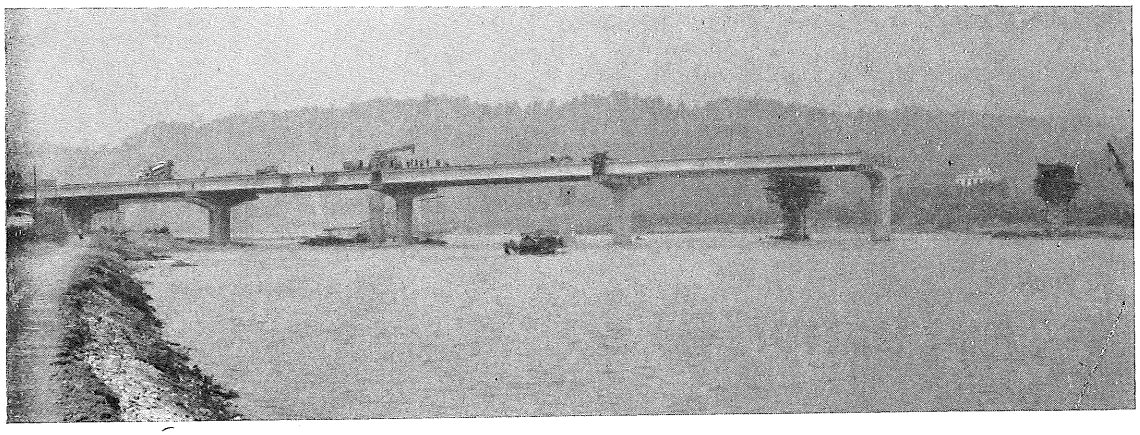


Figura 9.

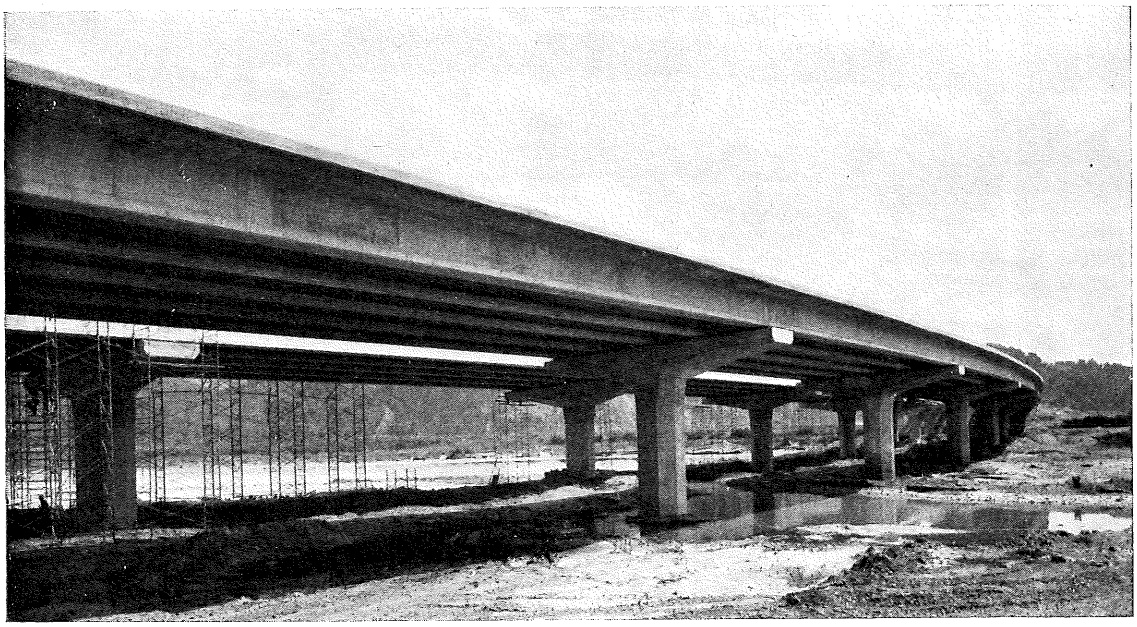


Figura 10.

PUENTE DE EL ALCALDE (LA CORUÑA)

Situación: La Coruña.

Propiedad: Ministerio de la Vivienda. Dres. Ings. Leopoldo Ridruejo, Sanz Pareja y Felipe Ortega.

Dirección de obra: Dr. Ing. Sr. Molezún.

Construcción: Hidrocivil.

Pretensado: Barredo.

Proyecto: 1968.

El puente de El Alcalde es un pórtico biarticulado de 41,4 m de luz ejecutado in situ (figs. 11 y 12).

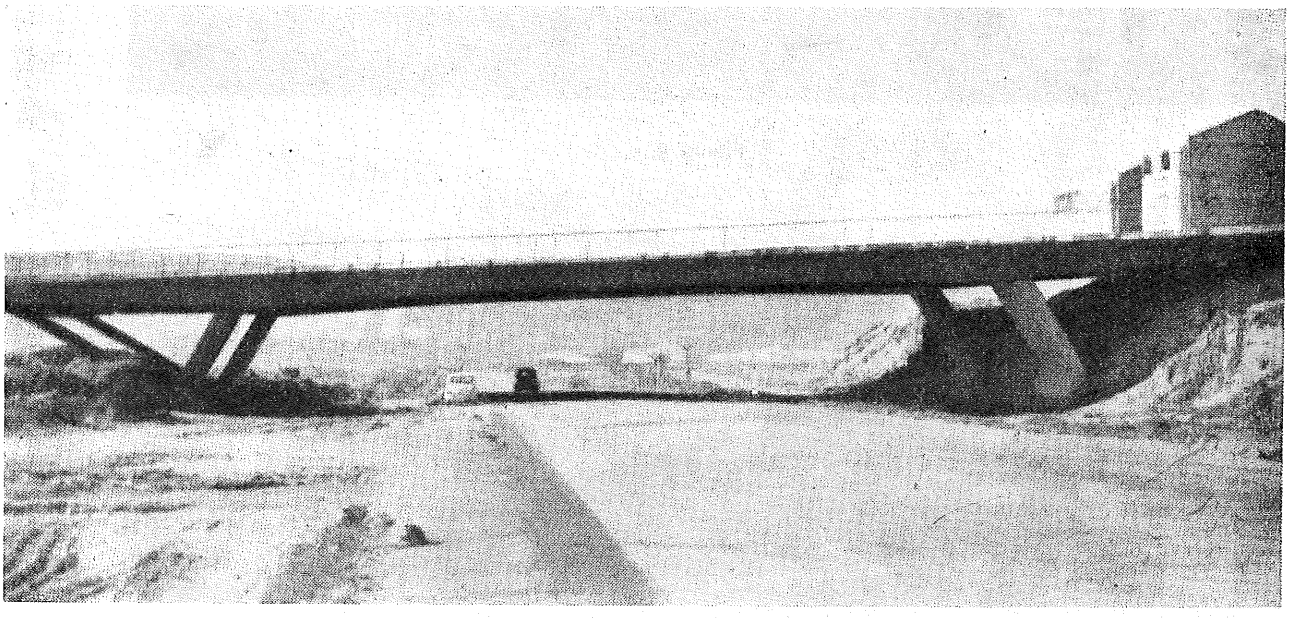


Figura 11.

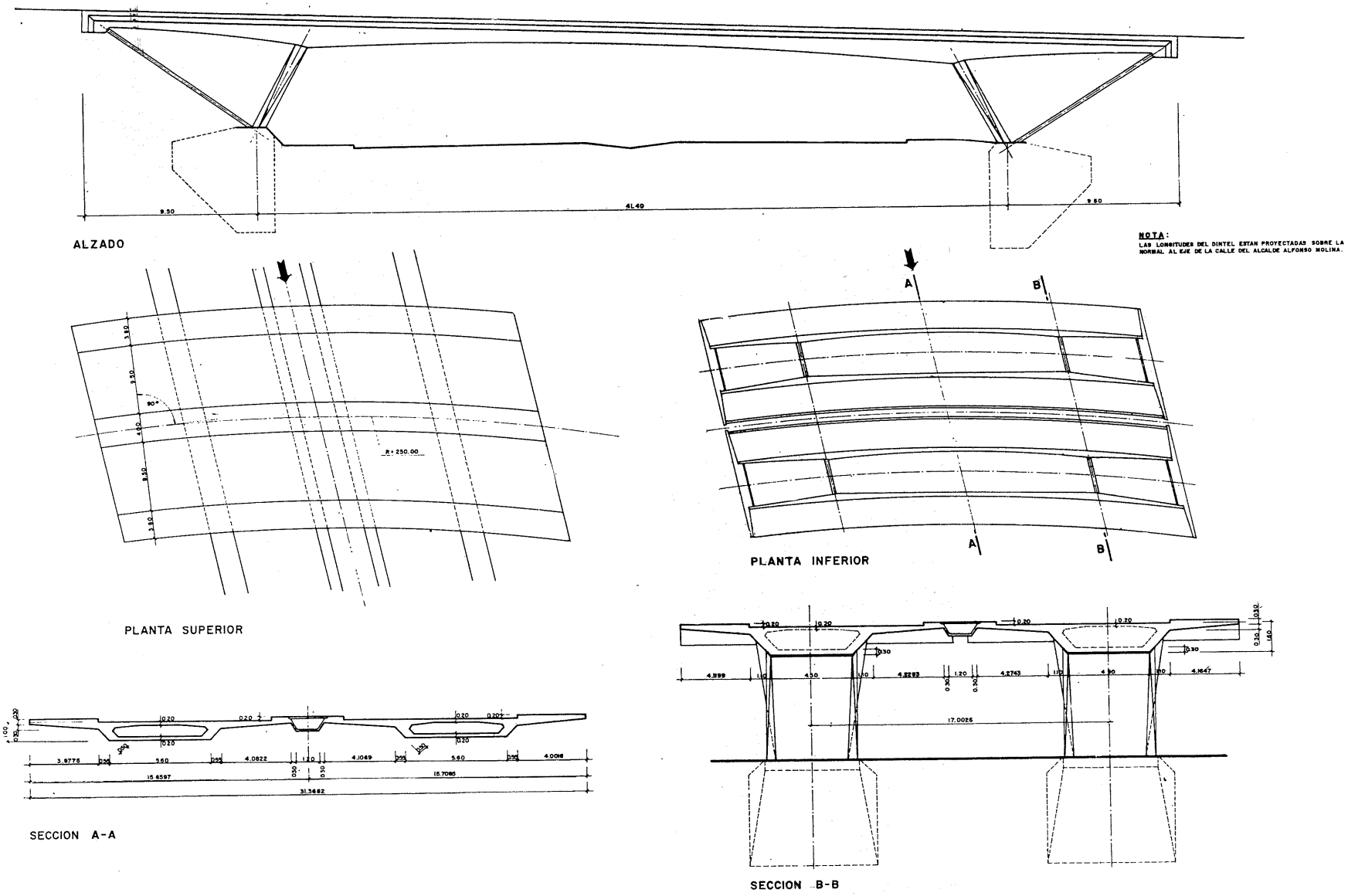

ALZADO
NOTA:
LAS LONGITUDES DEL DINTEL ESTAN PROYECTADAS SOBRE LA NORMAL AL EJE DE LA CALLE DEL ALCALDE ALFONSO MOLINA.
PLANTA SUPERIOR
PLANTA INFERIOR
SECCION A-A
SECCION B-B

Figura 12.

PASO SUPERIOR EN LA PLAZA DE LAS GLORIAS CATALANAS (BARCELONA)

Propiedad: Excmo. Ayuntamiento de Barcelona. Dres. Ings. Sr. Pujadas y Sr. Soler.
Dirección de obra: Ing. Sr. D. Bernardo Monclús.
Construcción: Huarte y Cía., S. A. Ings. D. José Luis García Guimarains y Sr. Sardá.
Pretensado: B.B.R.
Prefabricación: C.A.D.E.
Proyecto: 1972.

Este paso se compone de dos partes claramente diferenciadas. La primera, realizada in situ, cubre las zonas de acceso y los tramos cuya realización in situ no presenta problemas de ejecución. La segunda parte, constituida por vigas prefabricadas y colocadas con grúa, corresponde al cruce sobre el ferrocarril y sobre la llegada a Barcelona de la carretera de la costa (figs. 13 y 14).

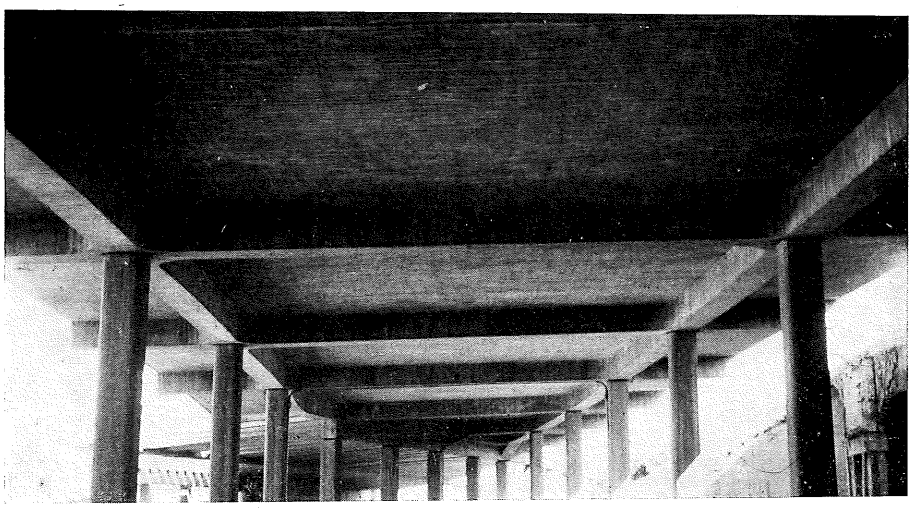


Figura 13.

Figura 14.



PASO INFERIOR DIAGONAL-CARLOS III (BARCELONA)

Situación: Barcelona.

Propiedad: Excmo. Ayuntamiento de Barcelona. Dres. Ings. Sr. Pujadas y Sr. Soler.

Dirección de obra: Ing. Sr. Monclús.

Proyecto vial: Traesa.

Asesoría geotécnica: Geoexpert.

Construcción: Huarte y Cía, S. A., Ingenieros Sr. Salaverri y Sr. Teulón.

Pantallas hincadas: Rodio.

Sistema de pretensado: B.B.R.

Proyecto: 1971.

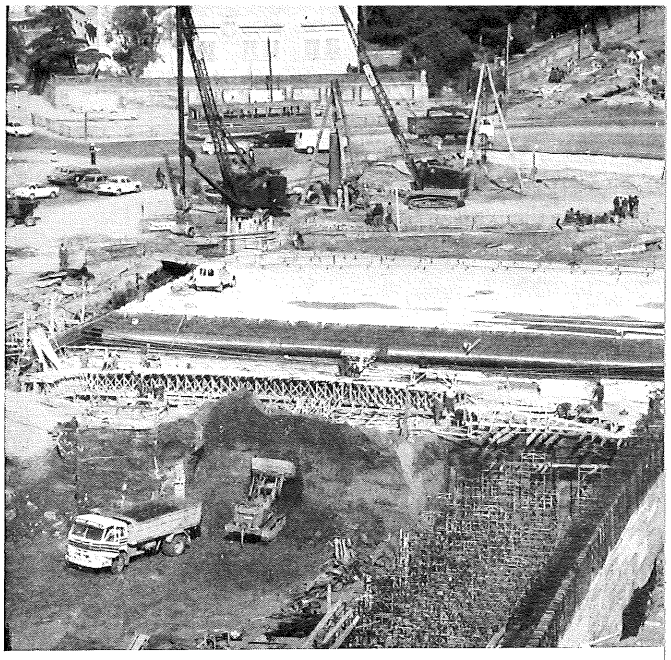


Figura 15.

Paso inferior de gran anchura, 36 m de luz y 1,4 m de canto. Se construía en tres fases para perturbar al mínimo el tráfico de la zona.

La construcción se realizaba perforando y hormigonando las pantallas verticales que constituyen el apoyo de la losa y la contención lateral de las tierras. Se hormigonaba la losa sobre las tierras no excavadas y se pretensaba.

Por este procedimiento se realizaron las tres fases, dando tráfico por una u otra según avanzase la construcción.

Por último se excavaron las tierras bajo la losa (figs. 15, 16 y 17).

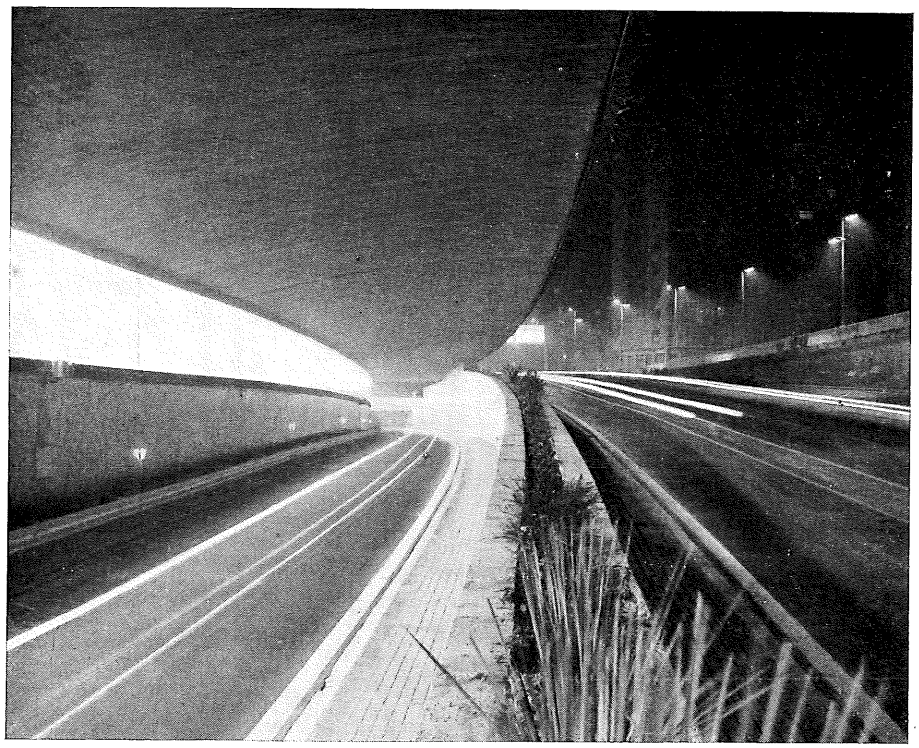


Figura 16.

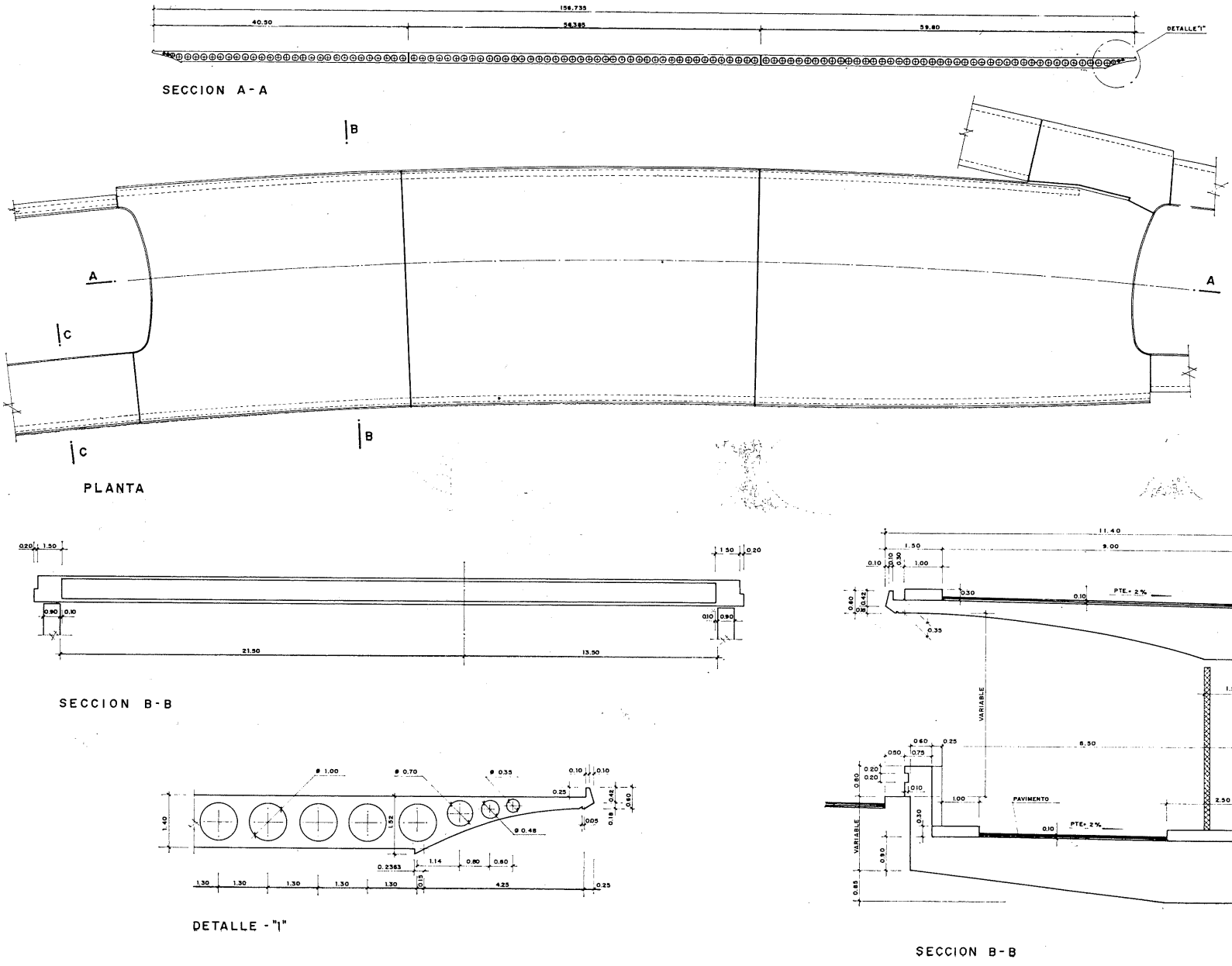

156.735
40.50
56.385
59.80
DETALLE "I"
SECCION A-A
B
A
C
PLANTA
21.50
13.50
SECCION B-B
DETALLE - "I"
PTE. 2%
VARIABLE
PAVIMENTO
SECCION B-B

Figura 17.

PASARELAS DE PEATONES EN BARCELONA

Situación: Barcelona.
Propiedad: Excmo. Ayuntamiento de Barcelona. Dres. Ings. Sr. Pujadas y Sr. Soler.
Dirección de obra: Ing. Sr. Monclús.
Construcción: Huarte y Cía., S. A., Ings. D. José Luis García Guimarains y J. Teulón. Fomento de Obras y Construcciones, Ing. Sr. Sardá.
Asesoría geotécnica: Geoexpert.
Pretensado: B.B.R.
Proyecto: 1971-1972.

Pasarela sobre Gran Vía de Carlos III junto a Diagonal.

Esta pasarela se construyó in situ cuando el Cinturón de Ronda estaba fuera de servicio. El esquema resistente es un pórtico continuo. La escalera en voladizo compensa sus empujes a través de la pasarela en la otra escalera recta.

NOTA: Esta pasarela fue realizada únicamente por Huarte y Cía, S. A. (figs. 18 y 21).

Pasarelas en la plaza de las Glorias Catalanas 3 y 4.

Las escaleras se hormigonaron in situ. Las pasarelas se prefabrican y se colocan con grúa para no perturbar el tráfico. Se utilizan las zancas de escalera para apoyo de la pasarela (figs. 19 y 22).

Pasarela de las Glorias Catalanas 1.

Pasarela ejecutada in situ por ausencia de tráfico durante la construcción. La sección se forma por una doble "T" de 1,2 m de canto y 42,8 m de luz. Esta viga se apoya sobre dos pilas extremas y se empotra en las escaleras, con lo que se rigidiza a torsión y vuelco.

NOTA: En estas pasarelas realizadas en la plaza de las Glorias Catalanas intervino como constructor Fomento de Obras y Construcciones, además de Huarte y Cía., S. A. (figs. 20 y 23).

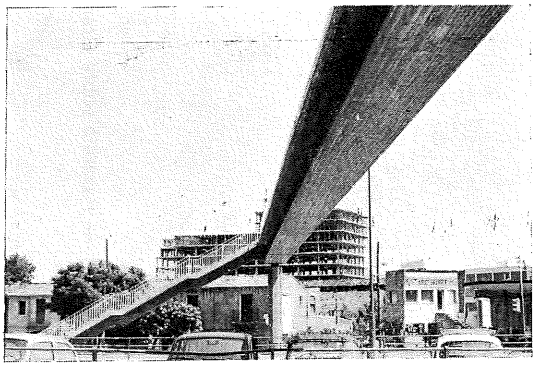


Figura 20.

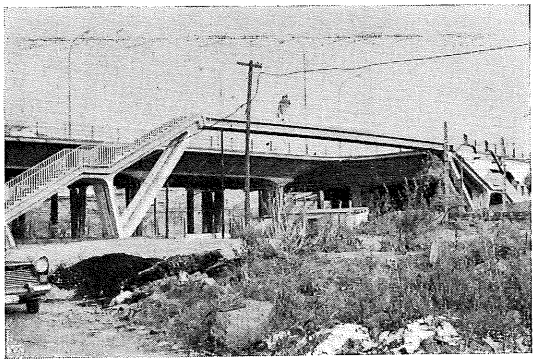


Figura 19.



Figura 18.

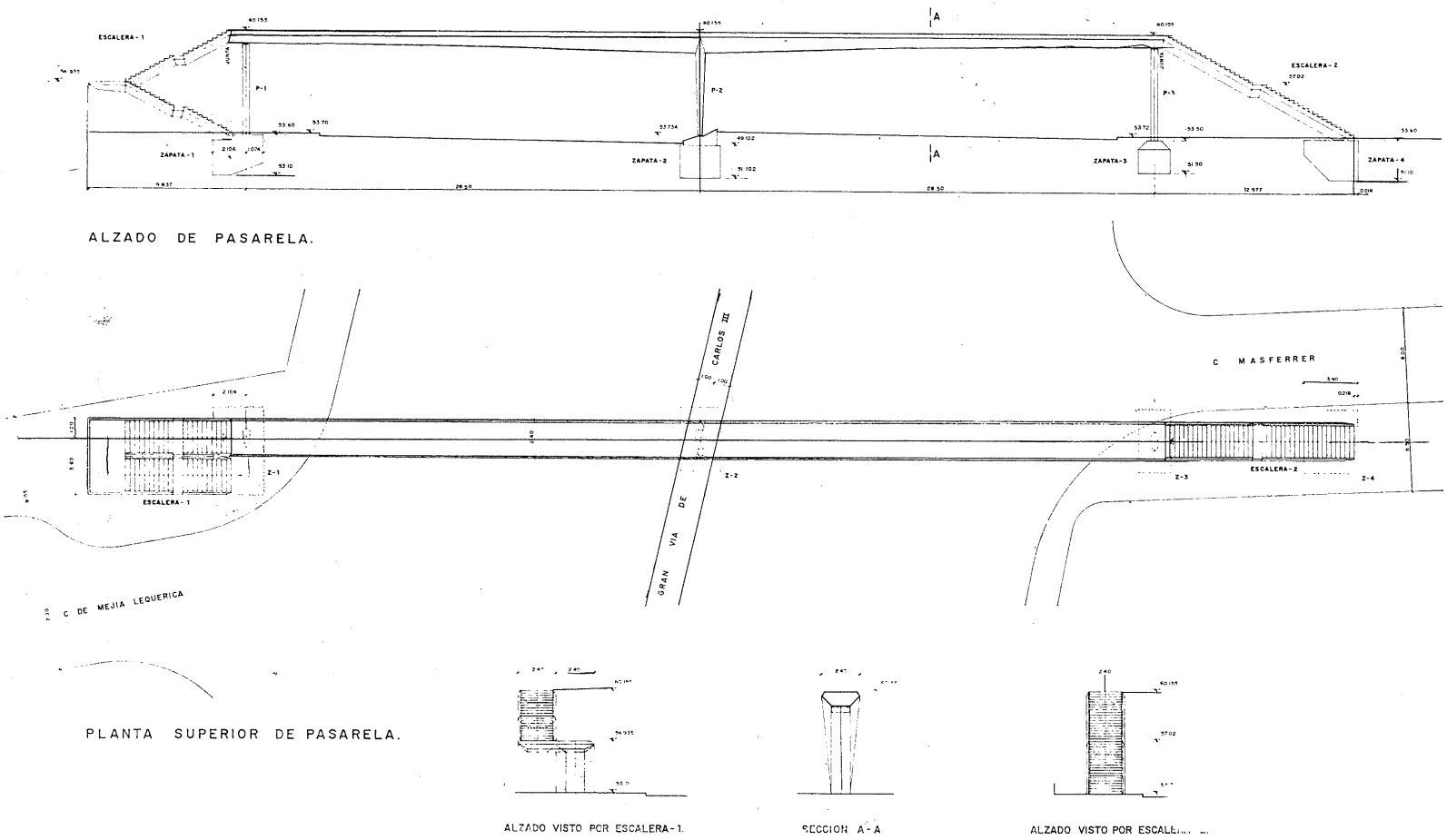
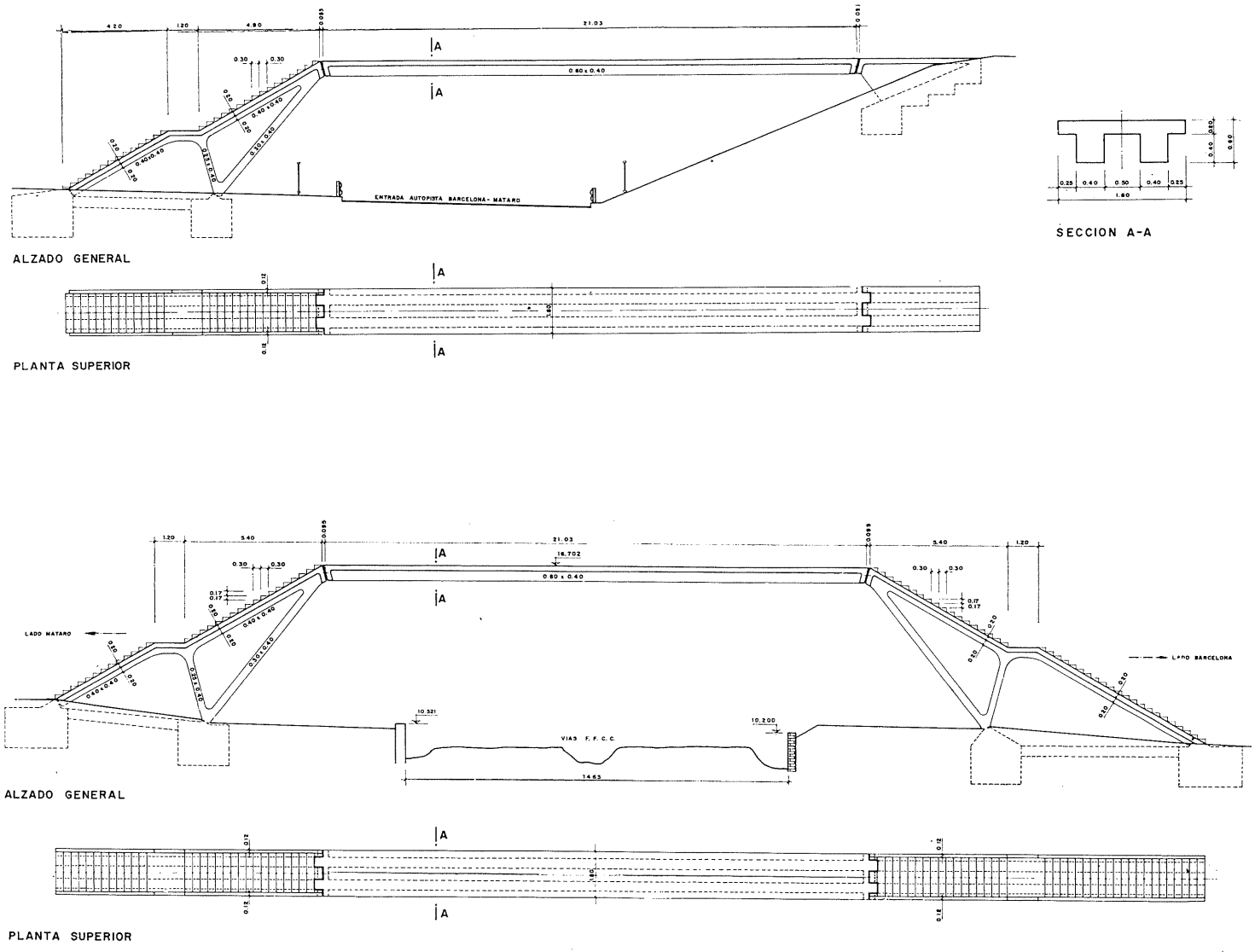
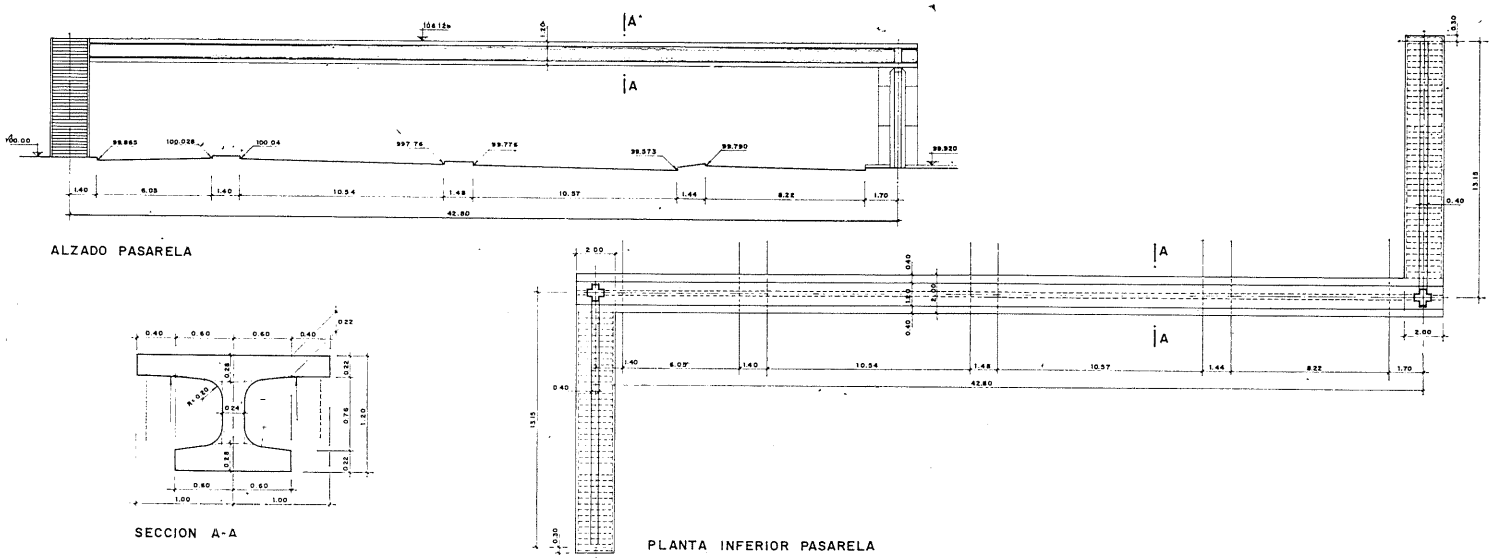


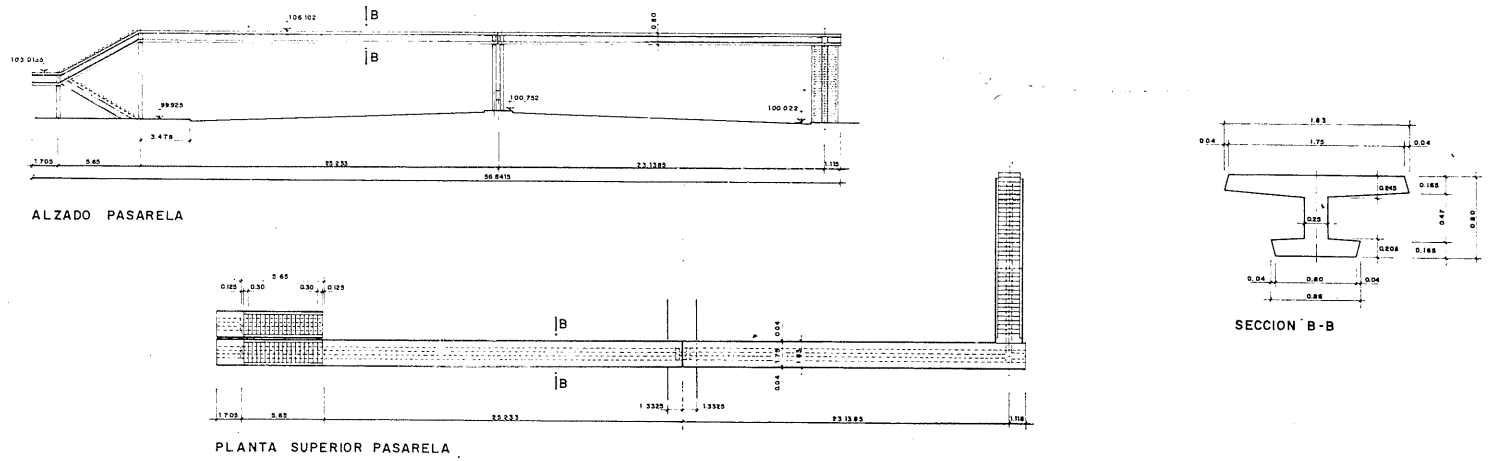
Fig. 21. — Pasarela sobre Gran Vía Carlos III, entre las calles Mejía Lequerica y Más Ferrer.



Fog. 22. — Plaza de las Glorias Catalanas. Pasarelas 3 y 4.



Plaza de las Glorias Catalanas. Pasarela 1.



Pasarela en la Avda. José Antonio. Calle Química.

Figura 23.

diversas realizaciones

L. FERNANDEZ TROYANO

A) Presentamos primeramente dos obras urbanas cuya característica principal es el estar apoyadas sobre pilas cilíndricas con libre articulación en todas direcciones, por lo que la torsión se acumula a lo largo de todo el dintel.

I. NUDO CERDA

Nudo a tres niveles en Barcelona para el Ayuntamiento de esta ciudad, construido por Huarte y Cía., S. A., y pretensado C.C.L.

Está formado por tres pasos con características muy diferentes. Para dar homogeneidad a los dinteles se resolvieron en todos los casos con sección casi trapecial (ya que la losa inferior es horizontal y la superior tiene el peralte correspondiente a la calzada) con voladizos.

Los apoyos se han realizado mediante pilas únicas cilíndricas de diámetro 1,20 en todos los casos, ya que su isotropía en planta hace que no se vea afectada por la oblicuidad del dintel.

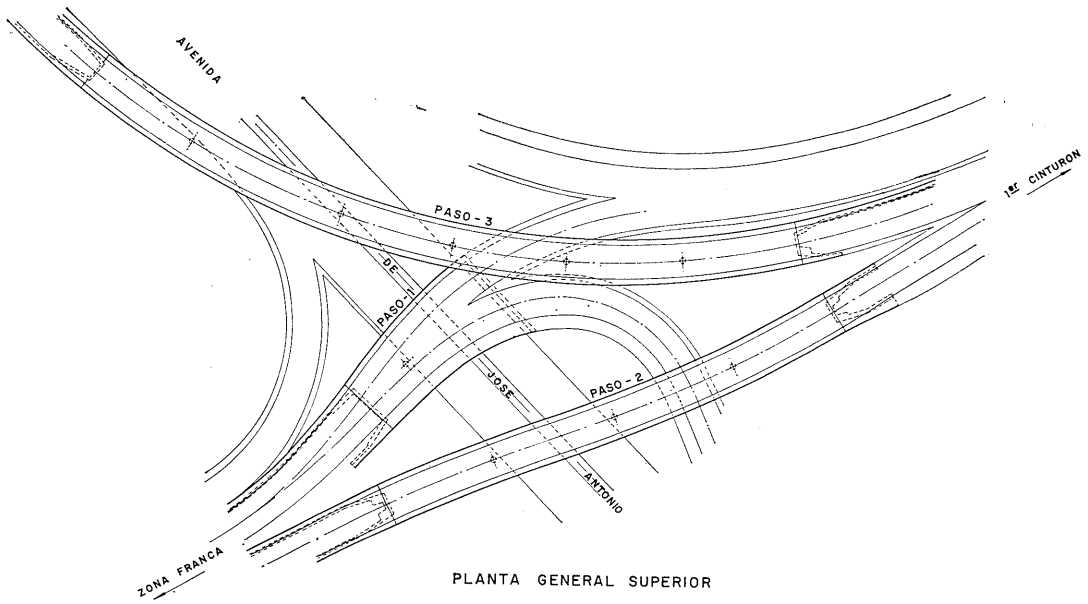
Paso 1. — Es el más importante por ser el más largo y de mayor luz. Estas son de $26 + 36 + 25 \times 4$. El canto medio es de 1,30, ancho 10 m y sección cajón.

La planta es circular de radio constante, lo que ayuda a la estabilidad total del dintel.

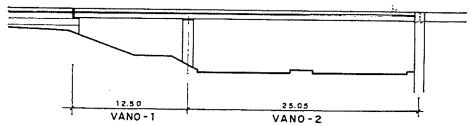
Los apoyos se realizan mediante neopreno-teflón con giro en todas las direcciones salvo en estribo, que llevan cables verticales de anclaje para absorber la torsión que se acumula a todo lo largo del dintel por no estar ésta coaccionada por las pilas. El puente se fija horizontalmente en un estribo y las guías de los apoyos deslizantes se disponen radialmente al estribo fijo, por lo que en las pilas sólo aparecen esfuerzos de flexión por viento, fuerza centrífuga y una componente del frenado, al no ir éste en la dirección de las guías.

Paso 2. — Formado por luces de $25 + 2 \times 28 + 25$ y canto medio de 1,10. No pudo darse el mismo canto que al 1 por exigencias de gálibos. La planta está formada por dos clotoides asimétricas, por lo que en planta es casi recto. Las disposiciones de sección, pilas y estribos es análoga al paso 1.

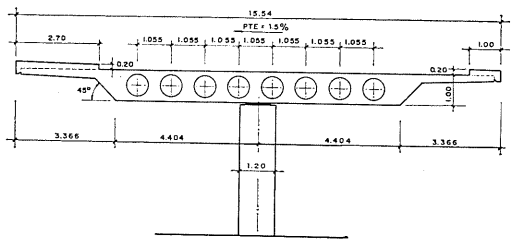
Paso 3. — Con luces de 12,5 y 25 m, de ancho variable y mucho mayor que los anteriores, se resuelve mediante losa aligerada con tubos.



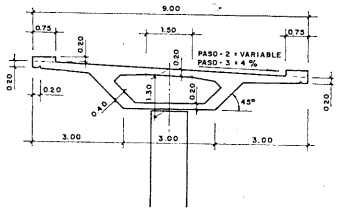
PLANTA GENERAL SUPERIOR



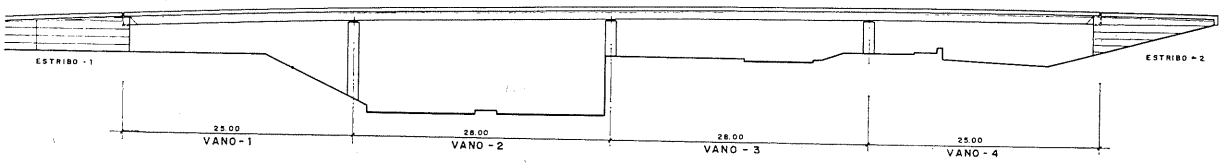
PASO - 1 - ALZADO



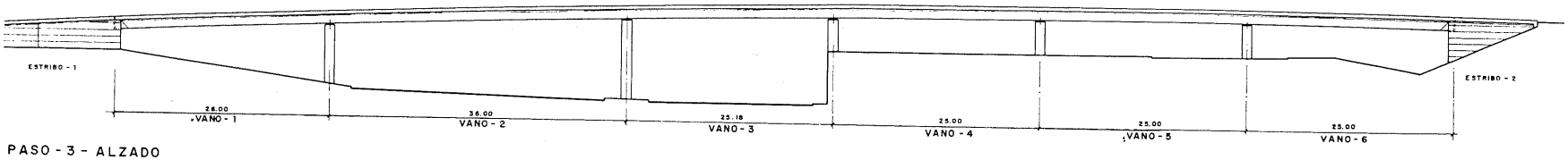
SECCION TIPO PASO - 1



SECCION TIPO PASOS 2 y 3



PASO - 2 - ALZADO



PASO - 3 - ALZADO

Nudo Cerdá. Planos generales.

La losa está apoyada en los dos estribos y en la pila cilíndrica intermedia.

La armadura de pretensado se dispone según tabiques longitudinales y una riostra transversal sobre la pila.

Existe también un pretensado transversal en cara superior para recoger parcialmente la flexión de los vuelos y el momento negativo residual en losa, después de considerar el efecto del pretensado de la riostra.

Propiedad: Ayuntamiento de Barcelona. Ings. Sr. Pujadas y Sr. Soler.

Dirección de obra: D. Bernardo Monclús.

Construcción: Huarte y Cía., S. A. Ing. D. José Luis García Guimaraens.

Asesoría geotécnica: Geoexpert, S. A.

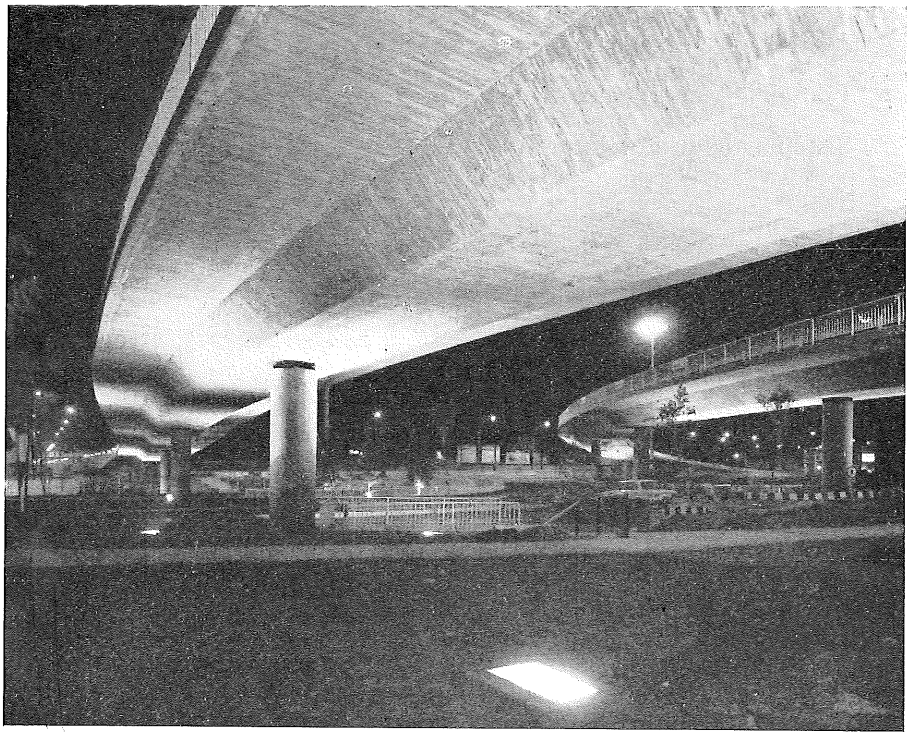
Pilotaje: Rodio, S. A.

Sistema de pretensado: C.C.L.



Paso 1.

Pasos 1 y 2.



II. PASO DE LA AVANZADA, EN BILBAO

Para el Ayuntamiento de esta ciudad, construido por Huarte y Cía., S. A. Pretensado B.B.R.V.

Formado por un paso sobre la carretera de la Avanzada que se abre en dos ramales para empalmar con ésta. Las luces son de $12 + 20{,}5$, en la parte común, y en los ramales $20{,}5 + 5 \times 16 + 12$, en uno, y $20{,}5 + 3 \times 16 + 12$, en el otro. El canto es de un metro.

La sección, análoga a la de Cerdá, aligerada con tubos.

Las pilas son columnas circulares de 1 m de diámetro articuladas al dintel mediante neopreno, salvo dos pilas fijas en la bifurcación, articulados mediante garganta de hormigón.

La torsión de las rampas se recoge en el extremo final mediante anclajes de armadura pasiva al estribo, y en la unión de las dos mediante una riostra fuertemente pretensada que sirve de enlace entre los dos dinteles.

Es de destacar aquí la importancia de la torsión producida por el hiperestatismo de la excentricidad respecto del centro de torsiones de las fuerzas horizontales de curvatura del pretensado. En este caso, más del 40 por 100 de la torsión total, siendo menos importante en Cerdá, ya que la curvatura era menor.

Propiedad: Ayuntamiento de Bilbao.

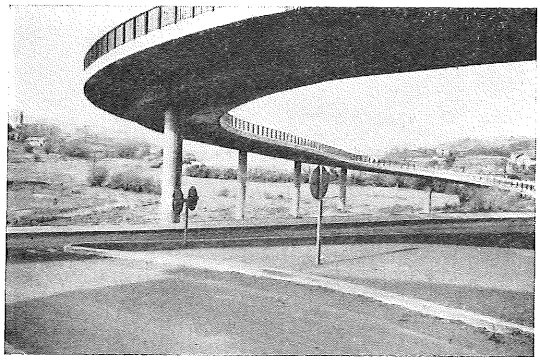
Dirección de obra: D. Mariano de la Lastra.

Construcción: Huarte y Cía., S. A.

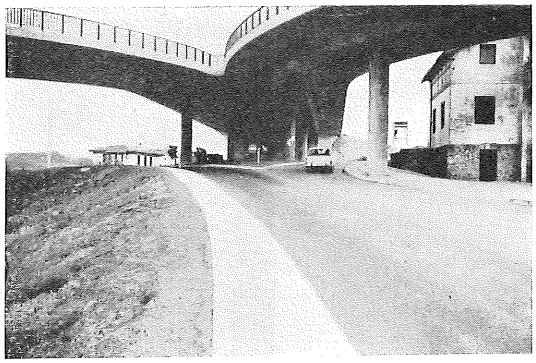
Asesoría geotécnica: Geoexpert, S. A.

Pilotaje: Construcciones Arregui, S. A.

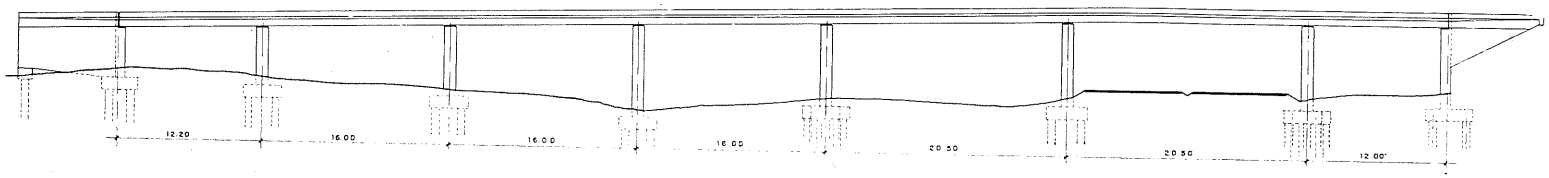
Sistema de pretensado: B.B.R.V.



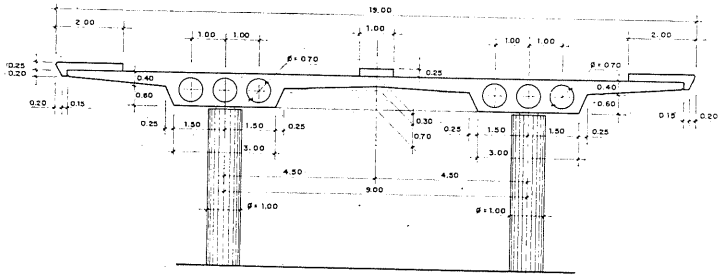
Vista de uno de los ramales.



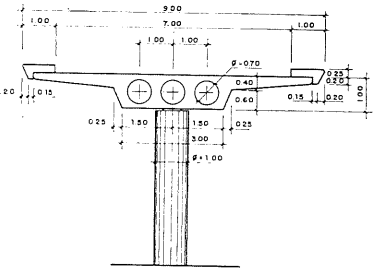
Bifurcación de los ramales.



ALZADO.- VISTA POR "A"



SECCION A-A



SECCION B-B

PLANTA GENERAL INFERIOR

Paso de La Avanzada. Planos generales.

B) Dos viaductos urbanos continuos apoyados sobre tabiques trapeciales.

I. VIADUCTO DE ZARAMAGA, EN VITORIA

Para la Diputación de Vitoria, construido por Caminos y Puertos. Pretensado C.C.L.

Dintel continuo con luces de $21 + 7 \times 25 + 21$ con sección trapecial de doble quiebro y voladizos. Esta sección va aligerada mediante alvéolos circulares.

La viga continua se ha cortado en tramos de varios vanos mediante articulaciones a media madera entre cuartos y quintos de la luz, para evitar la acumulación de deformaciones longitudinales y poder realizar los apoyos sobre pilas mediante articulaciones fijas y neopreno. En este caso los apoyos en las articulaciones a media madera se pudieron realizar también mediante neopreno, a pesar de su mayor movimiento.

Esta solución de apoyos y articulaciones nos ha resultado la más económica en los casos estudiados.

La construcción se ha realizado sobre cimbra por fases de tres vanos.

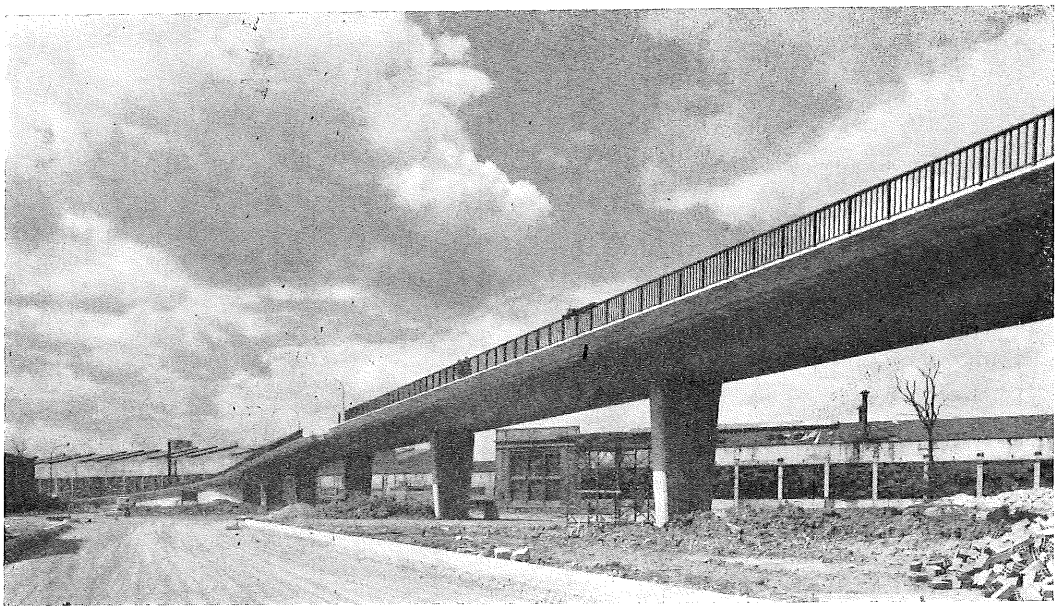
Propiedad: Diputación Foral de Alava.

Dirección de obra: D. Santiago Alzu.

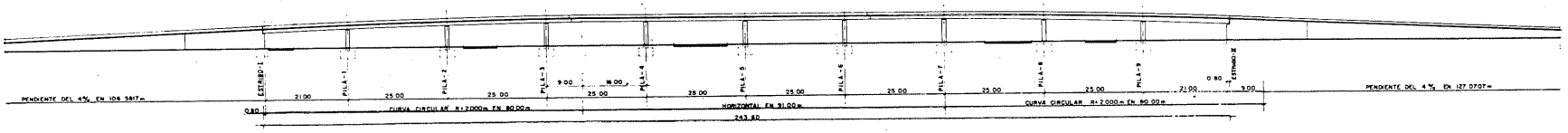
Construcción: Caminos y Puertos, S. A.

Asesoría geotécnica: Geoexpert, S. A.

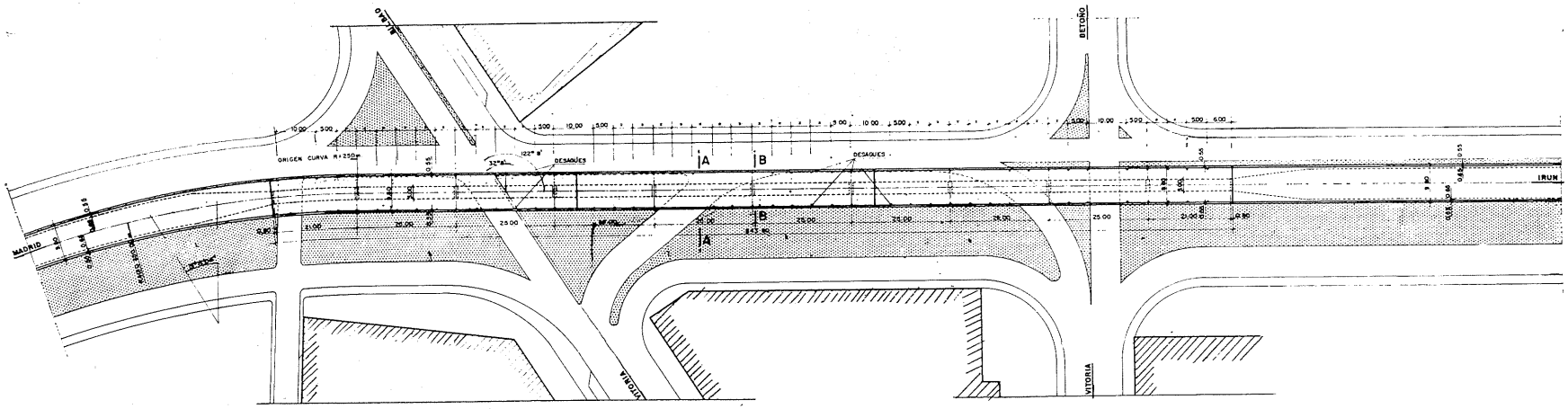
Sistema de pretensado: C.C.L.



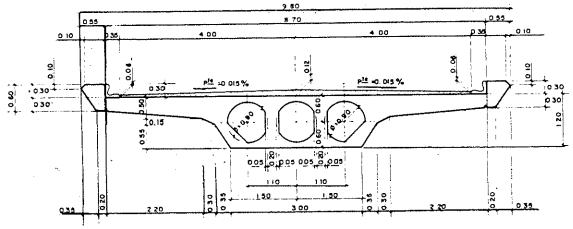
Vista general del viaducto.



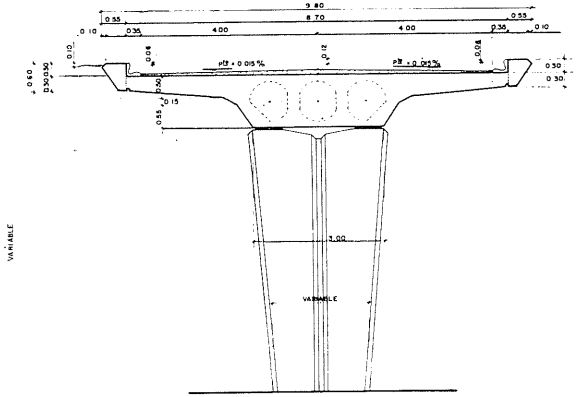
ALZADO



PLANTA



SECCION A-A POR VANO



SECCION B-B POR APOYO

Paso elevado de Zaramaga. Planos generales.

II. VIADUCTO DE UNION DE LAS CALLES DE DR. ESQUERDO Y MENDEZ ALVARO, SOBRE LAS VIAS DE LA ESTACION DE ATOCHA

Para el Ayuntamiento de Madrid y construido por Huarte y Cía., S. A. Pretensado Freyssinet.

Tiene 600 m de longitud con luces de 32 m, con canto de 1,40, sección trapecial con voladizos y una zona vertical inferior.

Se aligera mediante tubos circulares.

Este viaducto comienza con un ancho de 16 m, incorporándose a rampas de 6 m de ancho, siguiendo luego con un ancho de 23 m.

La solución que se ha adoptado es de realizar la primera parte con dintel único, incorporar posteriormente las dos rampas y continuar luego con dos dinteles independientes, produciéndose una zona de transición del paso de los tres dinteles a los dos.

La disposición del dintel es la misma que la de Vitoria, salvo que han sido necesarios apoyos de neopreno-teflón en las articulaciones a media madera.

La construcción se hacía sobre cimbra de dos en dos vanos, que era el ritmo más aconsejable en este caso. El paso sobre las vías de la estación de Atocha se realizó con una cimbra superior de 30 m de luz, solución cara y difícil que no sería aconsejable si el puente se limitara a este vano, pero su incidencia en el total de la obra es despreciable.

Propiedad: Ayuntamiento de Madrid.

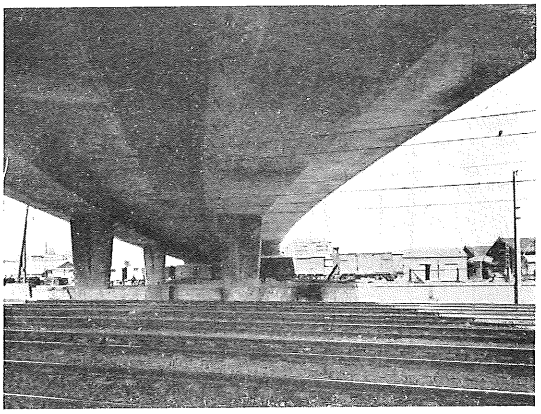
Dirección de obra: D. Félix Cristóbal y D. Fernando Catalá.

Construcción: Huarte y Cía., S. A. Ing. D. Juan Olavarría.

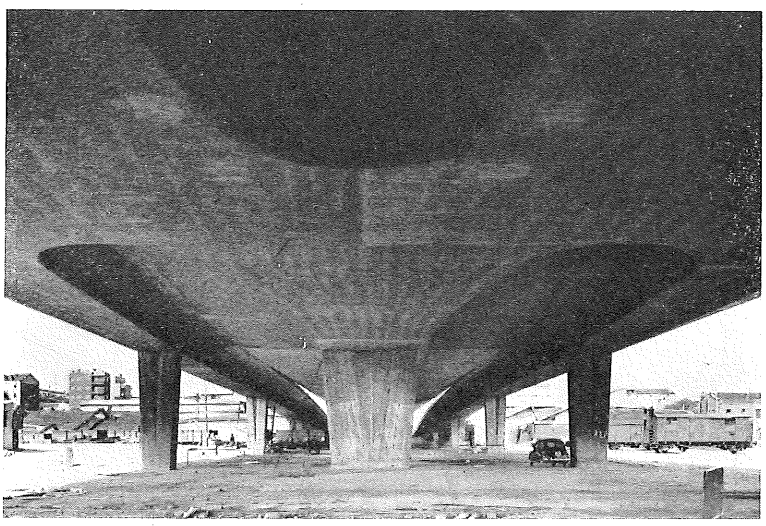
Asesoría geotécnica: Geoexpert, S. A.

Pilotaje: HICEOSA.

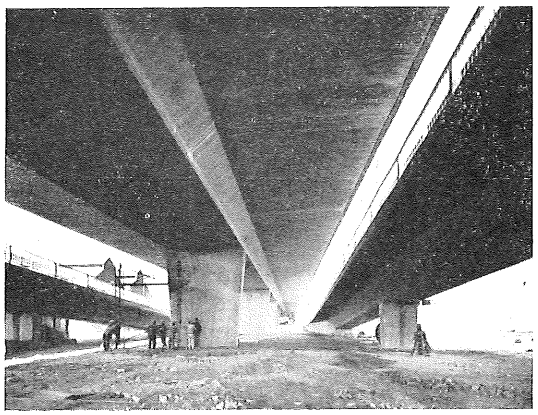
Sistema de pretensado: Freyssinet.



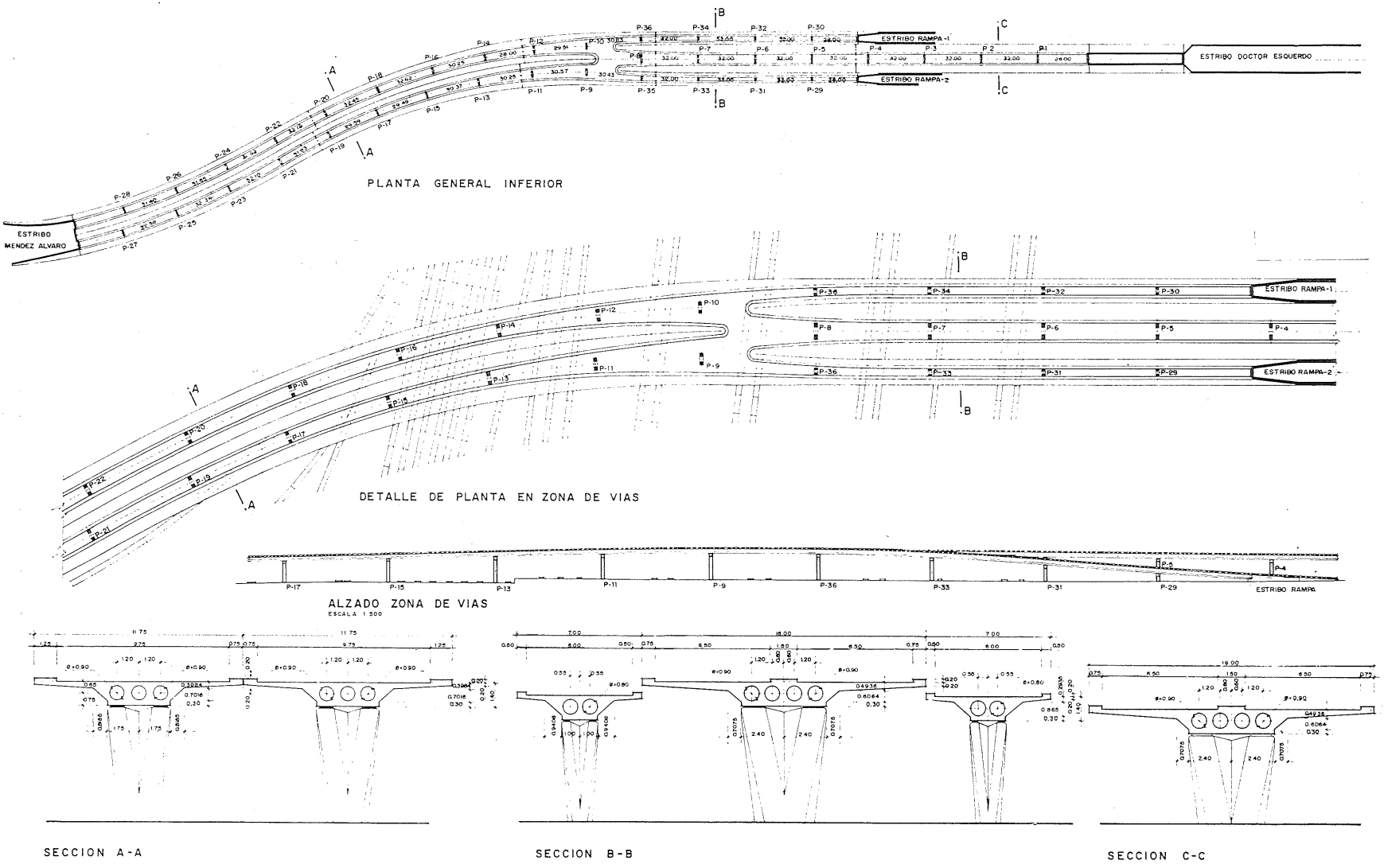
Zona de dintel desdoblado.



Zona de incorporación de las rampas y bifurcación del dintel.



Vista de la zona inicial de dintel único y rampas de incorporación.



Enlace Doctor Esquerdo-Méndez Alvaro, sobre las vías de Atocha. Planos generales.

I. VIADUCTO DE GERONA

Para la Segunda Jefatura de Ferrocarriles del M. O. P. y construido por Dragados y Construcciones y Huarte y Cía., empresarios agrupados. Pretensado Freyssinet.

Para evitar el corte de la ciudad por el ferrocarril se ha elevado éste en todo su paso por ésta, con estación de viajeros y todo.

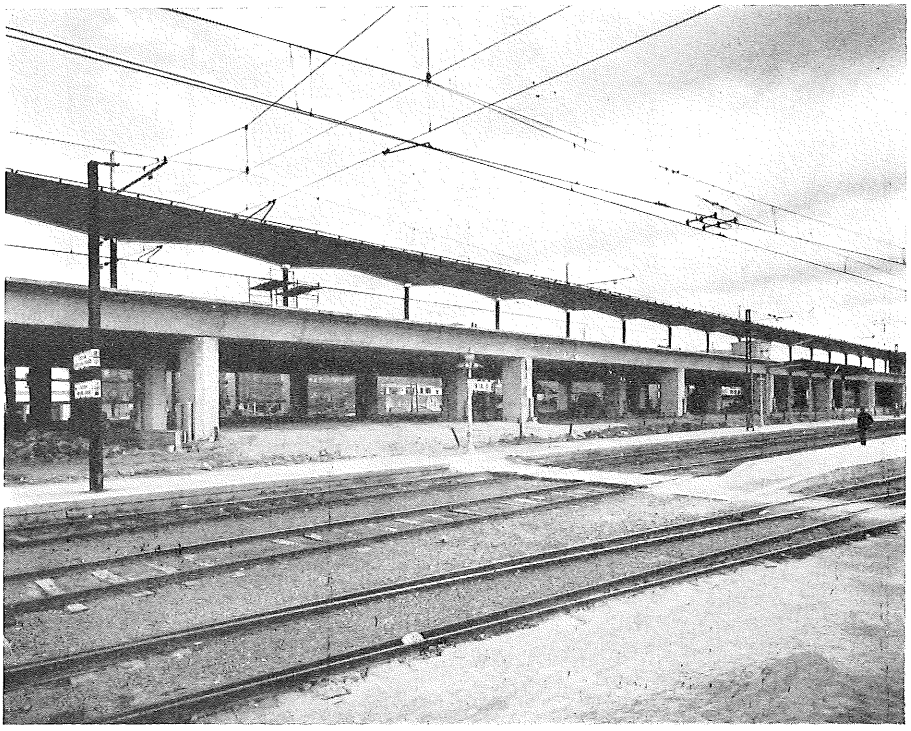
Tiene este viaducto una longitud total de 2 km, pero supone una longitud de vía de cerca de 6 km.

El viaducto se ha resuelto mediante viga continua de sección trapecial con voladizos, con luz media de 20 m y canto de 1,20, aligerada con dos alvéolos circulares, con dintel independiente por vía, solución necesaria por tenerse que hacer primero una vía y dar tráfico por ésta y después realizar la otra.

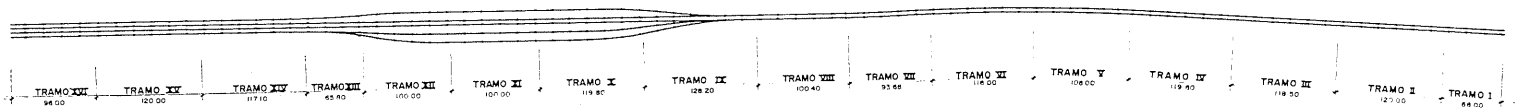
La construcción se ha realizado mediante cimbra autoportante y, dada la gran longitud del viaducto, han sido necesarias dos cimbras independientes.

Para acelerar el proceso de construcción de cada vano se ha dispuesto de un pórtico móvil sobre el dintel, que permitía la prefabricación de toda la armadura y las vainas correspondientes a un vano sobre el vano anterior, trasladándose luego ésta colgada del pórtico a su posición sobre la cimbra y enhebrándose posteriormente los cables.

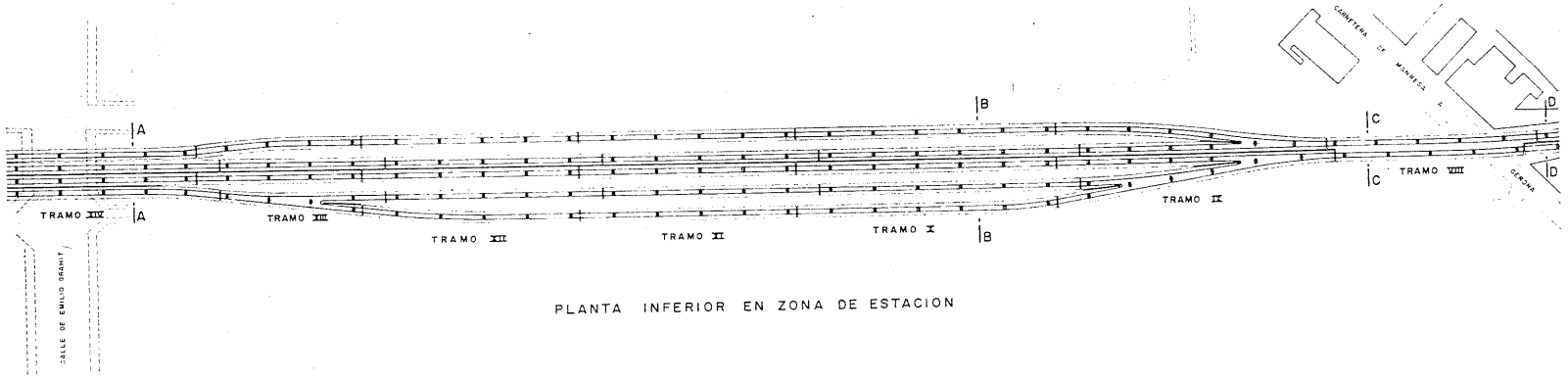
Con esto se ha conseguido un ritmo de cuatro días por vano en cada cimbra, mediante el ciclo siguiente: tres días para hormigonado y endurecimiento del hormigón y



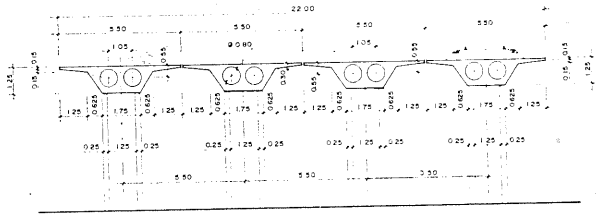
Vista de la zona de estación y la marquesina superior.



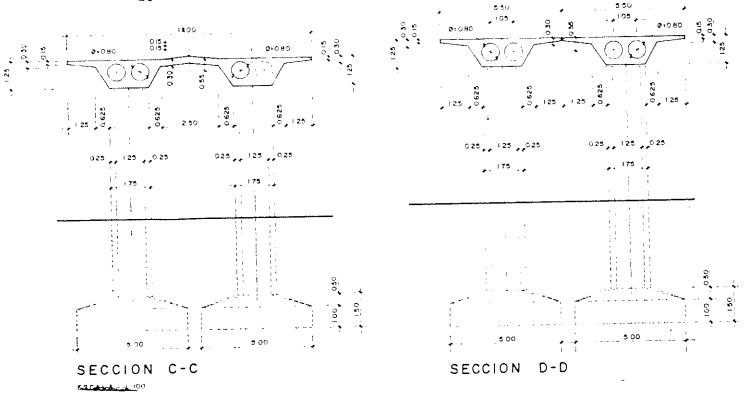
ESQUEMA DE LA PLANTA GENERAL



PLANTA INFERIOR EN ZONA DE ESTACION

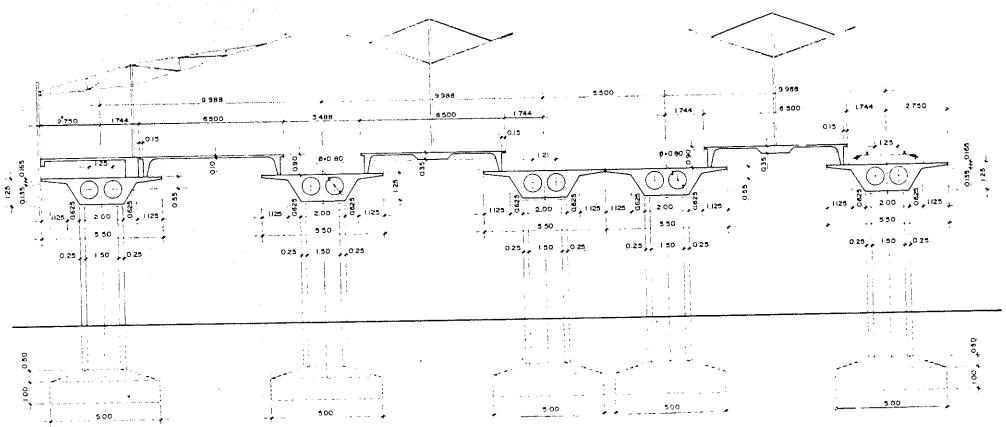


SECCION A-A



SECCION C-C

SECCION D-D



SECCION B-B

ESCALA 1:100

Supresión de pasos a nivel en la ciudad de Gerona. Planos generales.

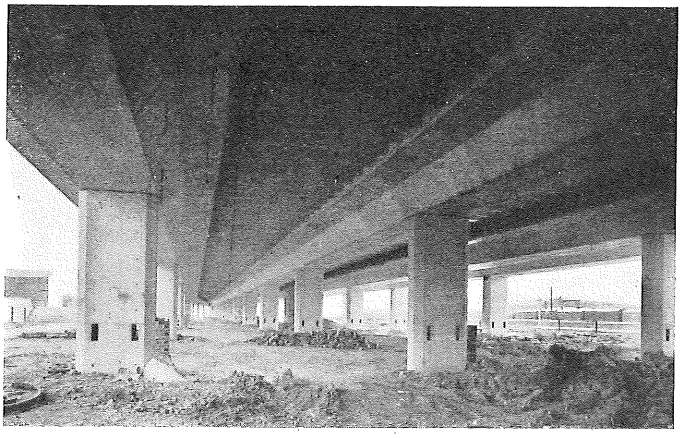
prefabricación de la armadura del vano siguiente. Un día para tesar el vano, traslado de cimbra, traslado de armadura mediante el pórtico y enhebrado de cables.

Las zonas de bifurcación de vías se ha resuelto mediante bifurcación de los dinteles, realizándose estas zonas in situ.

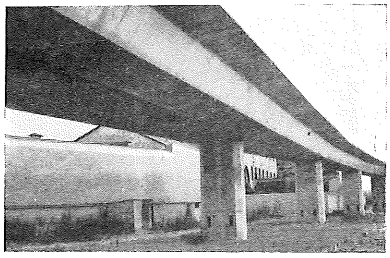
Los andenes sobre los que va la marquesina están formados por una losa nervada realizada con un encofrado sobre ruedas que corre sobre los dos dinteles.

La disposición del dintel es la misma de Dr. Esquerdo, con apoyos mediante articulaciones fijas y neopreno y apoyos de neopreno-teflón en las articulaciones.

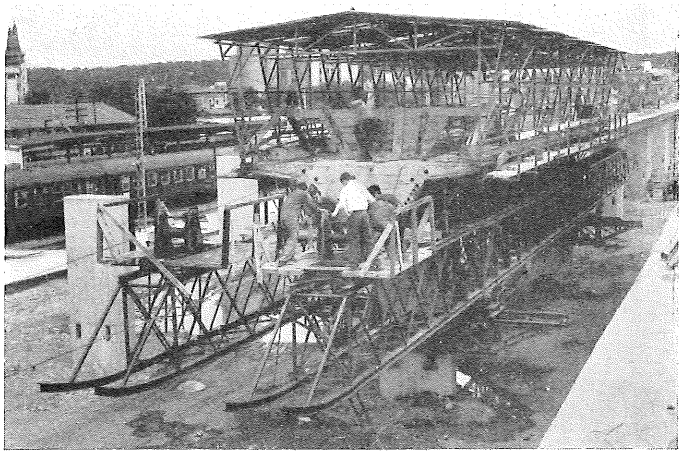
Propiedad: M. O. P. Dirección General de Transportes Terrestres.
Dirección de obra: D. Carlos Avilés.
Construcción: Dragados y Construcciones, S. A., y Huarte y Cía., S. A. Ings. D. Carmelo Cortés y D. Ignacio Iturbe.
Asesoría geotécnica: Geoexpert, S, A.
Pilotaje: ICOS.
Sistema de pretensado: Freyssinet.



Vista inferior de la zona de estación.



Vista del dintel y una de las bifurcaciones.



Vista de un dintel sobre la cimbra con la armadura prefabricada del vano siguiente ya realizada.

II. VIADUCTO DE VILLAVERDE-VICALVARO, SOBRE EL RIO MANZANARES

Para la Primera Jefatura de Ferrocarriles del M. O. P. y construido por Huarte y Caí., S. A. Pretensado B.B.R.V.

Tiene una longitud de 500 m y doble vía. Se ha realizado mediante dinteles unidos por la losa superior con luces de 20 m y canto constante de 1,70 m y sección trapecial, aligerado mediante un alvéolo circular, salvo la zona central que tiene que salvar el río y la futura autopista del Manzanares, por lo que existen cuatro luces de 38,5 m, que se han resuelto con canto variable de 3,5 en apoyos y 2,5 en clave y sección cajón.

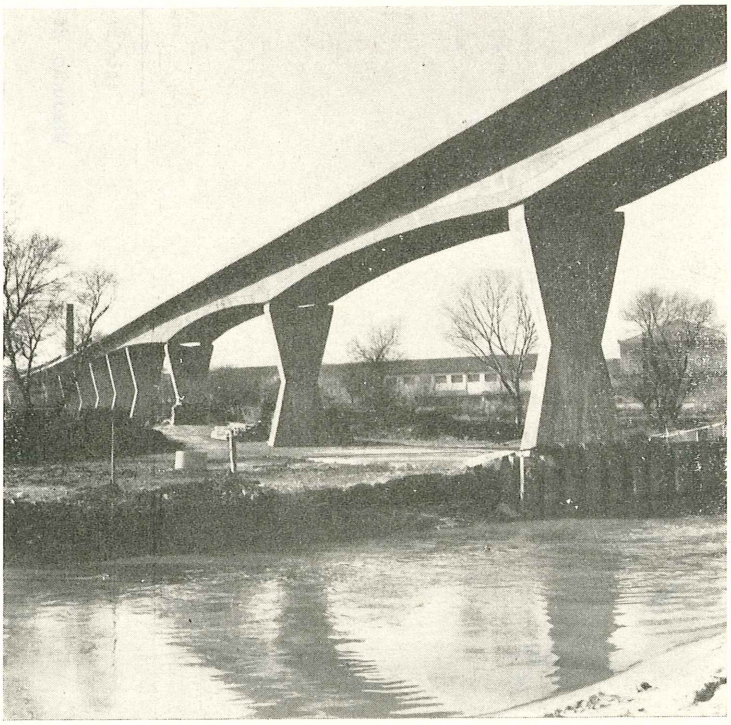
Esta zona central no ha hecho posible la rentabilidad de una cimbra autoportante, por lo que se ha construido mediante cimbra convencional de dos en dos vanos en la zona de luces de 20 m y de vano en la zona de 38,5 m, realizándose los dos cajones junto y solidarizados por la losa superior.

El cruce del río ha planteado el mismo problema del cruce de las vías de Dr. Esquerdo, con una luz más pequeña en este caso, por lo que el costo es también despreciable en el conjunto de la obra.

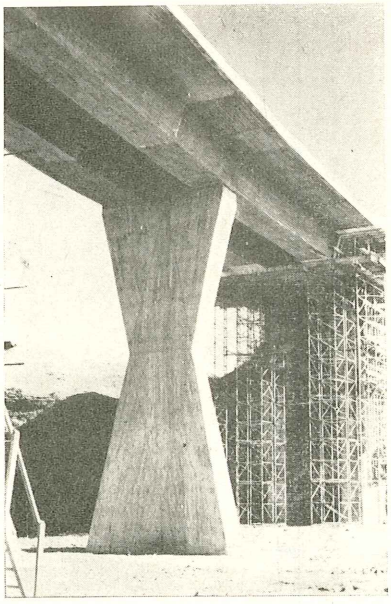
La disposición de apoyos y articulaciones es la misma que en Gerona, salvo en la zona de luces grandes que va sobre apoyos de neopreno-teflón.

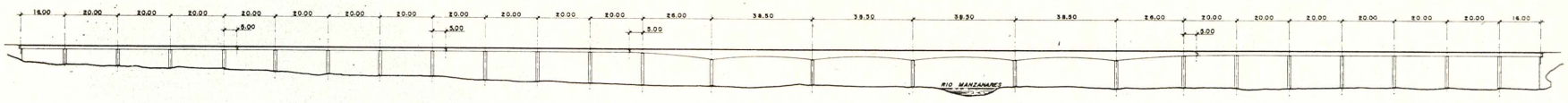
Propiedad: M. O. P. Dirección General de Transportes Terrestres.
Dirección de obra: D. José Aponte Sánchez.
Construcción: Huarte y Cía., S. A. Ing. D. Leonardo Buján.
Asesoría geotécnica: Geoexpert, S. A.
Pilotaje: Rodio, S. A., HICEOSA.
Sistema de pretensado: B.B.R.V.

Vista de la zona de canto variable sobre el río.

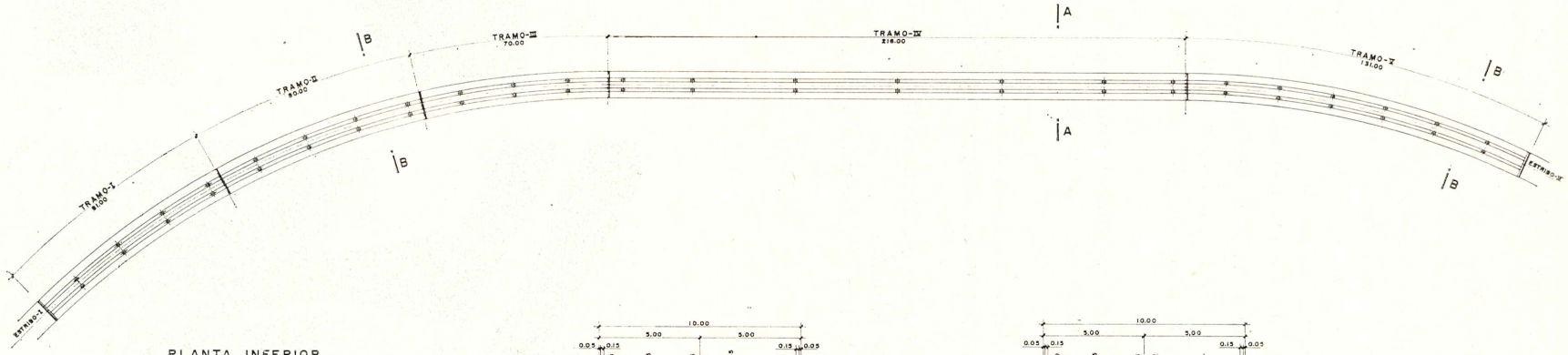


Vista del doble dintel y pila en la zona de canto constante.

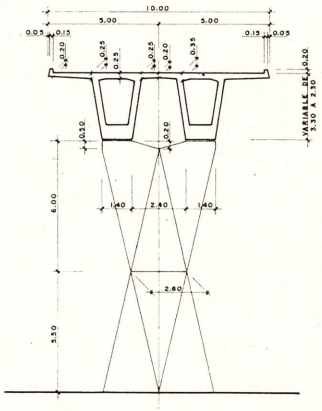




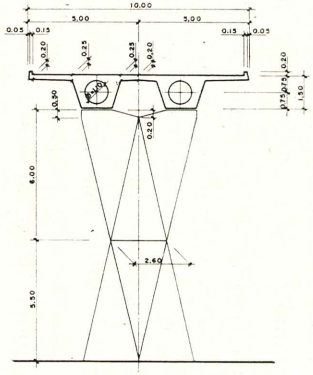
ALZADO



PLANTA INFERIOR



SECCION-A-A



SECCION-B-B

Viaducto de Villaverde-Vicálvaro. Planos generales.

III. PUENTE SOBRE EL RIO GUADALIMAR

Para la Renfe, construido por Huarte y Cía., S. A., y pretensado C.C.L.

Este puente, con luces de $38 + 54 + 2 \times 38$, se ha realizado mediante una sección en cajón rectangular de 3,5 m de canto.

La importancia de la sobrecarga en puentes de ferrocarril hace que el dintel sea apto para absorber momentos importantes durante el proceso constructivo, por lo que el método de construirlo en la orilla y lanzarlo mediante empuje resulta especialmente indicado en estos puentes, ya que el mayor inconveniente de este sistema son los importantes momentos que se producen durante el lanzamiento.

No es este puente el más indicado para este proceso, pues al tener una luz importante sobre el río obliga a disponer una pila provisional en medio de éste para empujar de un solo lado, o empujar desde los dos y cerrar en clave.

Hemos optado por esta segunda solución aunque obligue a trasladar el parque de una orilla a la otra, pues no nos pareció razonable correr el riesgo de realizar una cimentación en el río cuyo costo podía ser mucho mayor de lo supuesto.

El pico de lanzamiento para reducir momentos de ménsula tiene 14 m y se sujeta a la estructura mediante cables unitarios de media pulgada.

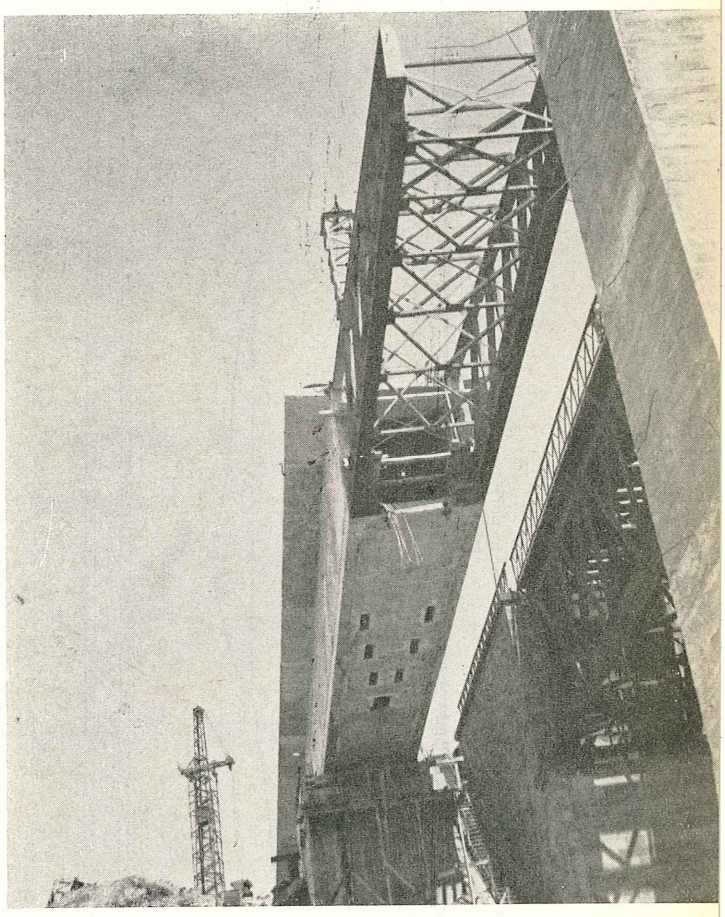
Propiedad: Renfe.

Dirección de obra: D. Javier Pérez Rodríguez.

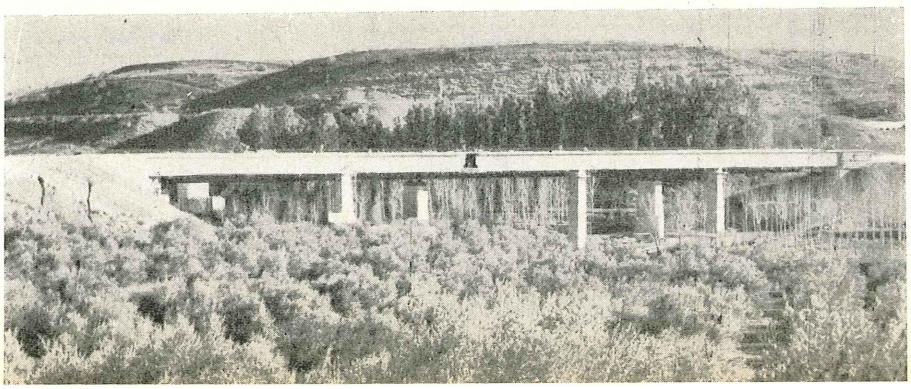
Construcción: Huarte y Cía., S. A. Ing. D. Bernardo Prieto.

Asesoría geotécnica: Geoexpert, S. A.

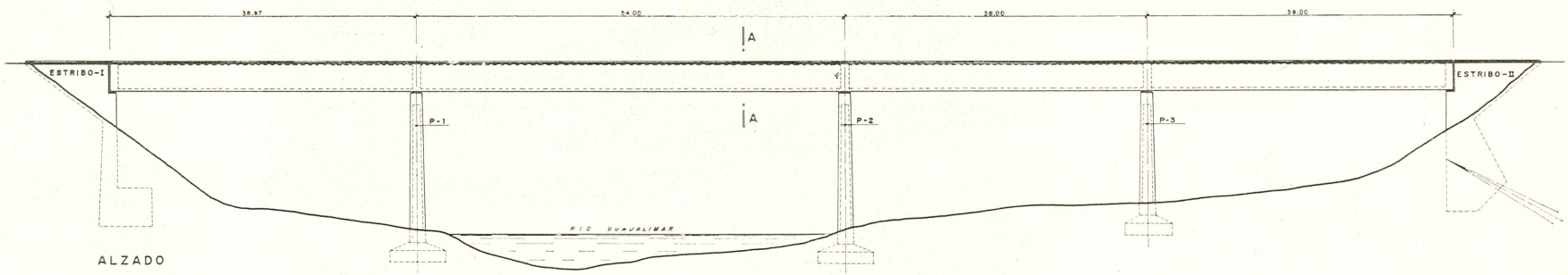
Sistema de pretensado: C.C.L.



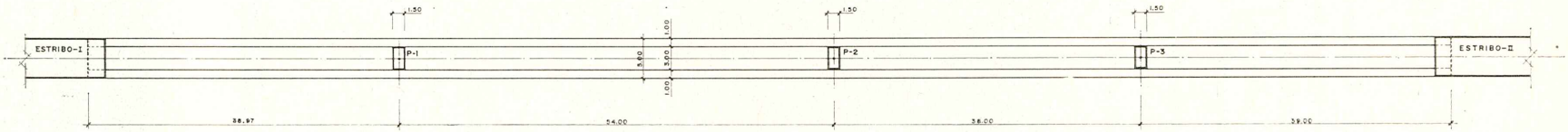
Vista del dintel durante el lanzamiento.



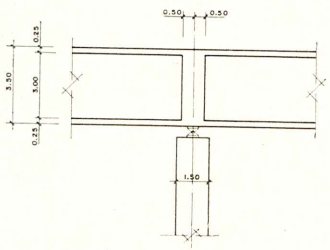
Vista general del puente durante el cierre de la obra.



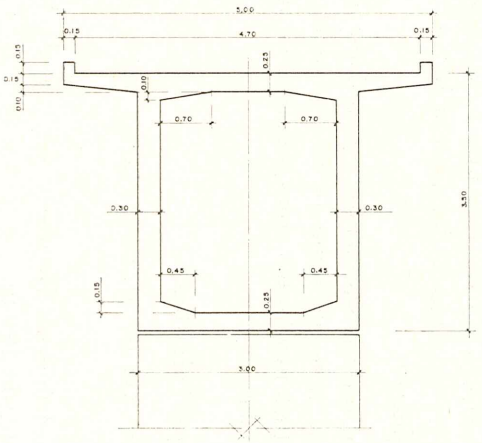
ALZADO



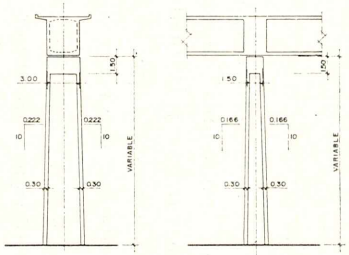
PLANTA INFERIOR



RIOSTRA EN PILAS



SECCION-A-A



CARACTERISTICAS GEOMETRICAS DE PILAS

Puente de Guadalimar. Planos generales.

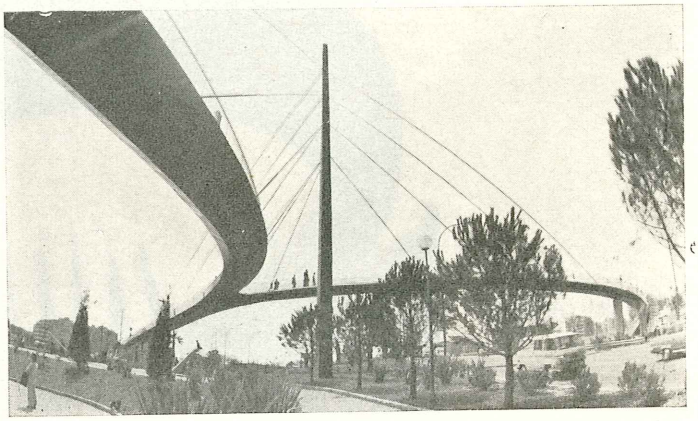
D) Pasarela colgada de la plaza de las Glorias.

Para el Ayuntamiento de Barcelona, construida por Huarte y Cía., S. A., y Fomento de Obras y Construcciones, empresarios agrupados. Pretensado B.B.R.V.

La construcción metálica fue realizada por los talleres de Subesa, en la Felguera.

Esta pasarela salva la autopista de Mataró y el ramal de unión con la Meridiana. La zona principal consta de una zona recta de 3 m de ancho colgada en su centro, que se desdobla en dos ramales curvos de 2 m de ancho, colgándose éstos desde uno de sus bordes, apoyándose el conjunto en tres puntos en triángulo isósceles, uno en cada ramal y otro en la zona recta, con una distancia entre apoyos de 97,5 m. La pila principal de donde parten los cables queda independiente del tablero y se encuentra situada en la bifurcación de los dos ramales curvos.

Dada la disposición triangular de los tres apoyos extremos de la zona colgada se dispusieron éstos con desplazamiento libre longitudinal y coacción transversal, lo cual



Vista de los dos ramales.

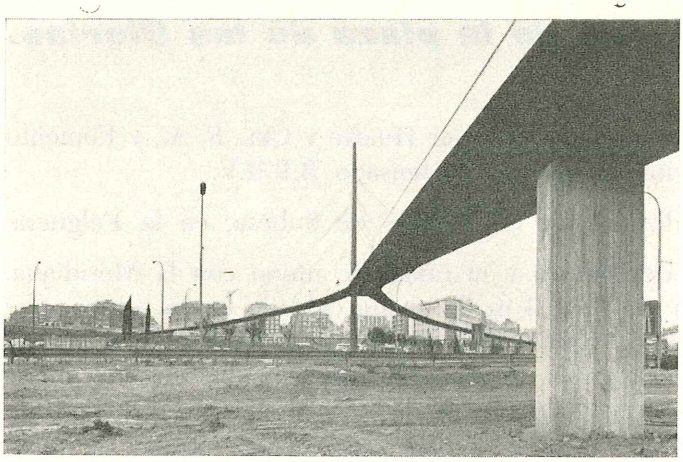
hace que la pasarela no pueda moverse en el plano horizontal y, sin embargo, no presente prácticamente coacción a las fuerzas horizontales producidas por los cables que se equilibran casi totalmente en el dintel, evitándose empujes en dichas pilas.

El montaje de la pasarela se hizo sobre castilletes, se descimbró luego, anclando a una carga reducida siete de los trece cables, tesándose posteriormente los restantes mediante gatos a las cargas fijadas de anteman

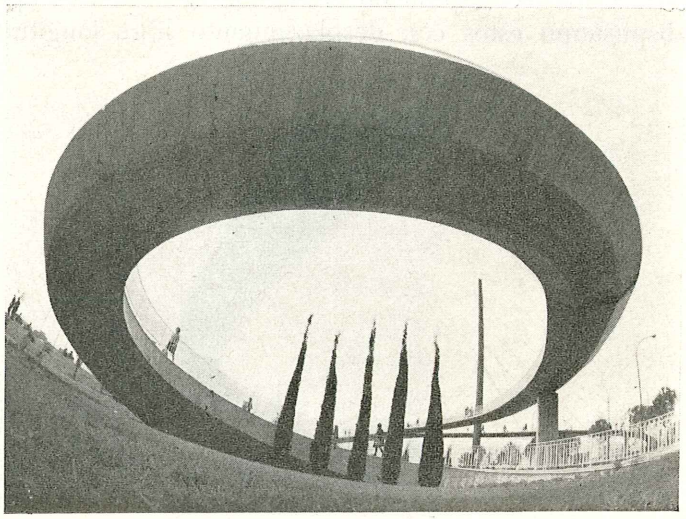
La fuerte torsión producida por el cuelgue desde un borde en las zonas curvas se absorbe en la pila mediante un cable pretensado en el borde del dintel y anclado a la pila.

Uno de los dos ramales termina en un caracol de hormigón en ménsula con un ángulo de giro de más de 180° y compensado por un vano posterior. La sección es en cajón de canto variable.

Debido a la gran curvatura de este caracol, hace que el esfuerzo principal sea el de torsión, por lo que se ha realizado todo el armado mediante armaduras pasivas, dispo-



Vista de la zona principal.



Vista general del caracol.

niéndose los cercos en la primera zona de forma helicoidal, por la mayor capacidad de esta disposición para absorber la torsión, que es siempre del mismo signo.

En el apoyo, el par transversal que produce la torsión se absorbe de la misma forma que en la pasarela, mediante cables verticales en el borde exterior de éste.

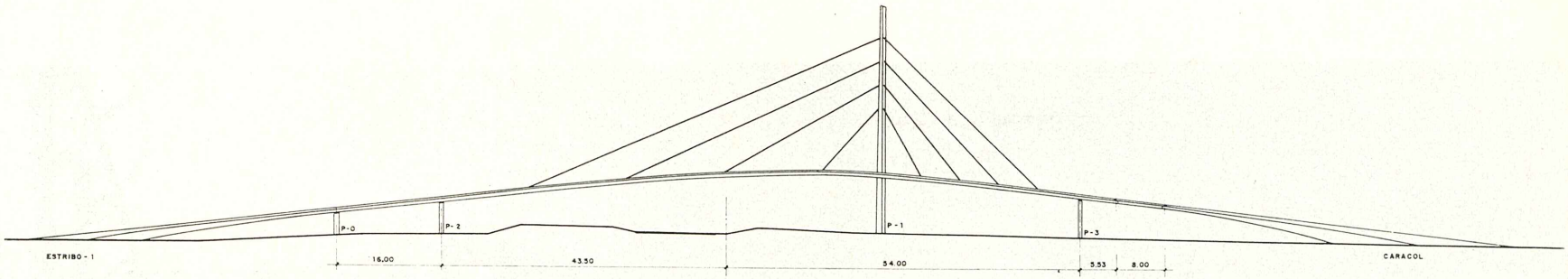
Propiedad: Ayuntamiento de Barcelona. Ings. Sr. Pujadas y Sr. Soler.

Dirección de obra: D. Bernardo Monclús.

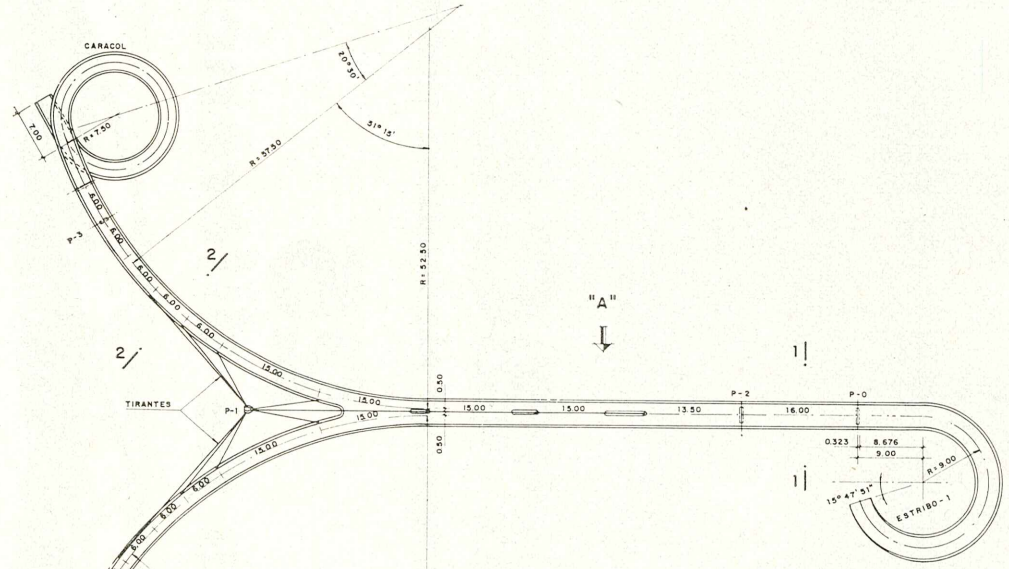
Construcción: Huarte y Cía., S. A., y Fomento de Obras y Construcciones, S. A. Ingenieros D. José Luis Guimaraens y D. Santiago Sardá.

Asesoría geotécnica: Geoexpert, S. A.

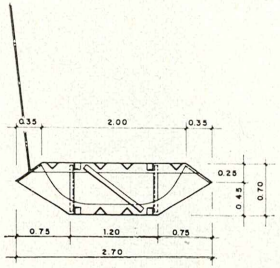
Sistema de pretensado: B.B.R.V.



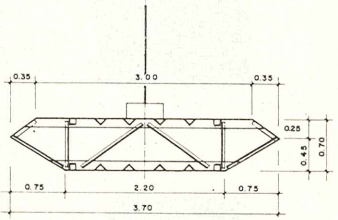
ALZADO DESARROLLADO VISTO POR "A"



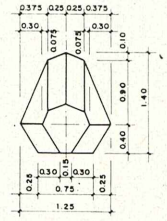
PLANTA GENERAL SUPERIOR



SECCION 2-2



SECCION 1-1



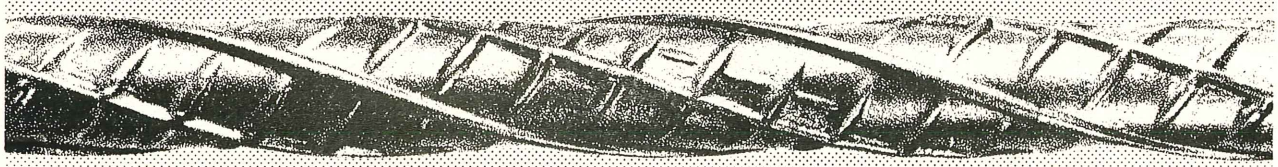
PLANTA SUPERIOR DE PILA

Pasarela colgada. Plaza de las Glorias Catalanas. Planos generales.

tetracero

ACERO CORRUGADO PARA ARMAR HORMIGON

25 años de diferencia



Fuencarral, 123 * Tels. 224 87 53 · 54 · 55 * Madrid, 10

cubiertas con elementos en V pretensados

ANTONIO PUERTA

En la Asamblea de Valencia presentamos unos ensayos con vigas V pretensadas, que cumplían la misión resistente de cubrición y de desagüe.

El esquema resistente de cada elemento se ve en la figura 1; puede observarse que la parte central está más alta al nivel del punto medio de la sección extrema o de apoyos. Esta pendiente transversal resuelve el desagüe hacia los extremos.

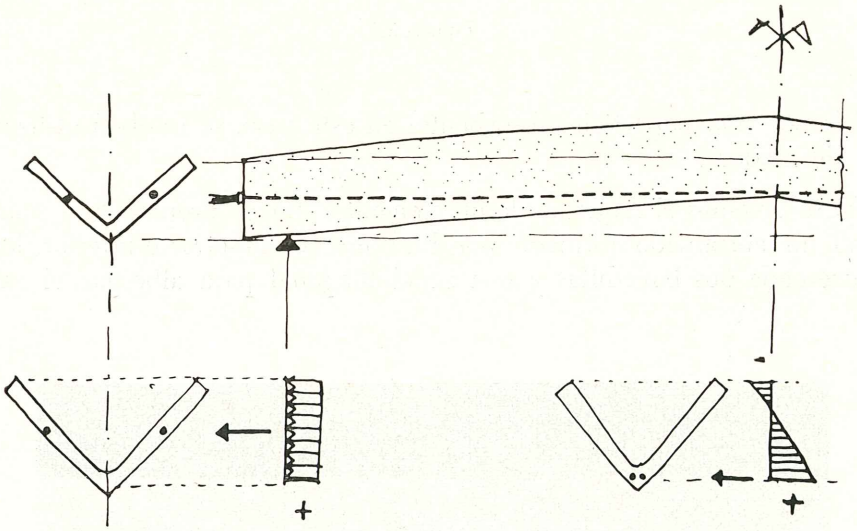


Figura 1.

La figura 2 nos muestra en perspectiva el esquema del pretensado, con tendones rectos y anclaje por adherencia. Los cables rectos son horizontales y pasan de una cara al plano opuesto. De esta manera se consigue un pretensado longitudinal y otro transversal, lo que mejora el comportamiento estructural de la lámina.

Vamos a exponer ahora una obra ejecutada para cubrir el salón de actos del Colegio de los Marianistas, de Carabanchel, según el proyecto del Arquitecto D. Luis Moya. Todo el edificio está proyectado con una red modular de 80 cm, y naturalmente las dimensiones de los elementos de la cubierta se ajustaron al módulo general de composición.

Como se trata de un salón de actos, el Arquitecto hizo previamente un estudio de la acústica del local, y se llegó a la conclusión de que prácticamente todo el intradós de la

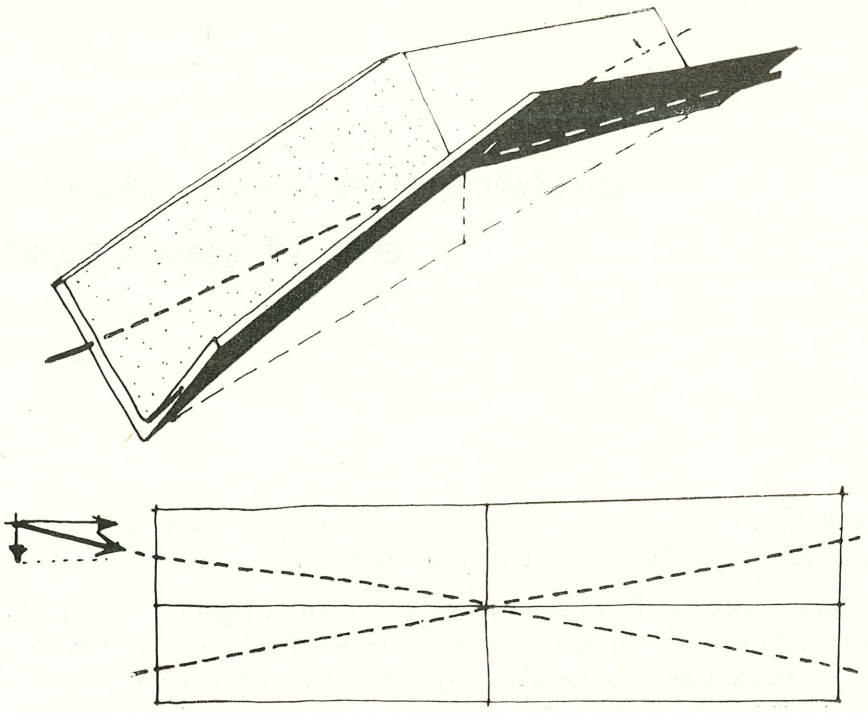


Figura 2.

cubierta debía ser una superficie absorbente; en este caso, se resolvió utilizando bovedillas de lana de madera.

En la figura 3 vemos el esquema de un elemento. No es propiamente una lámina superficial, sino un entramado formado por los cordones superior e inferior, los montantes o nervios entre cada dos bovedillas y una canal diagonal para albergar el cable de pretensado.

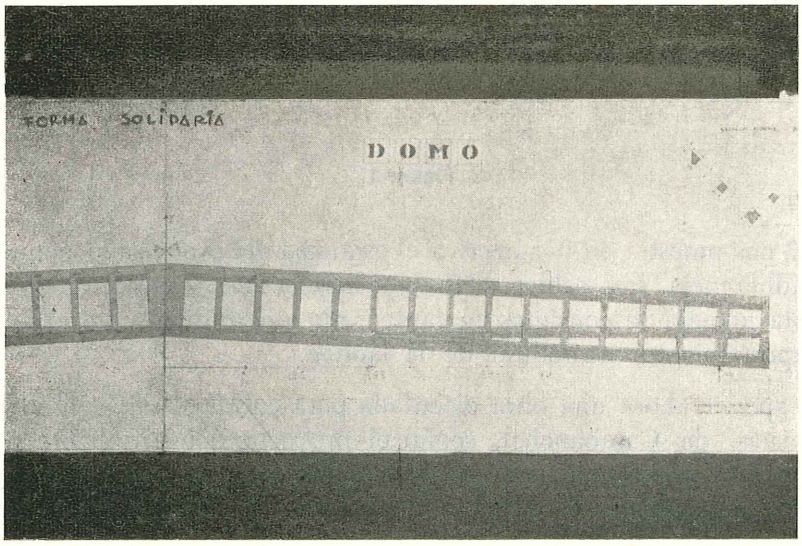


Figura 3.

Sin embargo, por la parte inferior sólo se manifiesta el hormigón en la arista inferior, quedando prácticamente vista toda la superficie rugosa, sin ningún revestimiento ni enlucido.

El cálculo se efectuó mediante un sencillo programa en una máquina Olivetti 101, y se analizaban todas las secciones para todas las hipótesis o combinaciones de ellas.

El resumen de las tensiones más desfavorables se ve en la figura 4. Se admitieron algunas pequeñas tracciones en el hormigón, que se cubría holgadamente con la armadura constructiva de acero T-42, con que se armaban los elementos.

LAMINA	SOLICITACION	COMPRES.MAX.	TRACCION MAX.
3	(PT) FABRIC.	94,8	12,2
4	(PTCP) FABRIC.	75,8	9,8
5	(PT + PP) MONTAJE	69,0	NO HAY
6	(PTCP + PP) MONTAJE	87,3	5,2
7	(PT + PP) IZADO 10 m.	31,4	NO HAY
8	(PTCP + PP) IZADO 10 m.	29,7	NO HAY
9	(PT + PP) SERVICIO	48,6	NO HAY
10	(PTCP + PP) SERVICIO	48,4	NO HAY
11	(PT + PP + SC) SERV.	74,7	5,7
12	(PTCP + PP + SC) SERV.	75,0	14,3

Fig. 4. — Resumen esfuerzos máximos.

PT: Pretensado sin pérdidas.
PTCP: Pretensado con pérdidas.
PP: Peso propio.
SC: Sobrecarga.

La longitud total es de 15,70 m; la luz entre apoyos, de 14,40 m; el ancho de cada elemento, de 1,60 m; la altura, de 0,80 m, y el espesor, de 10 cm, no teniendo capa de compresión. El peso total de cada forma era de 3.000 kg.

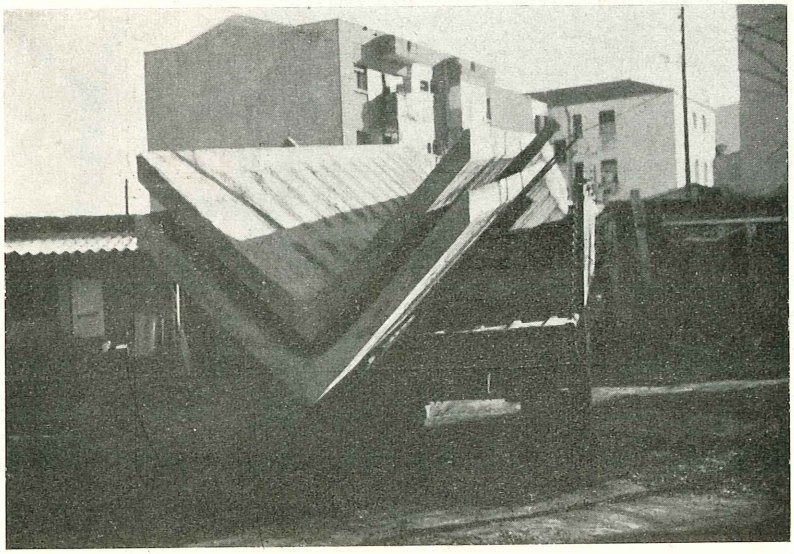


Figura 5.

Las formas se construyeron en molde metálico, curadas al vapor. Previamente se ensayó el efecto que el entumecimiento de la lana de madera en una atmósfera saturada de humedad podría producir sobre el fraguado del hormigón. Esto determinó el régimen de curado y destesado.

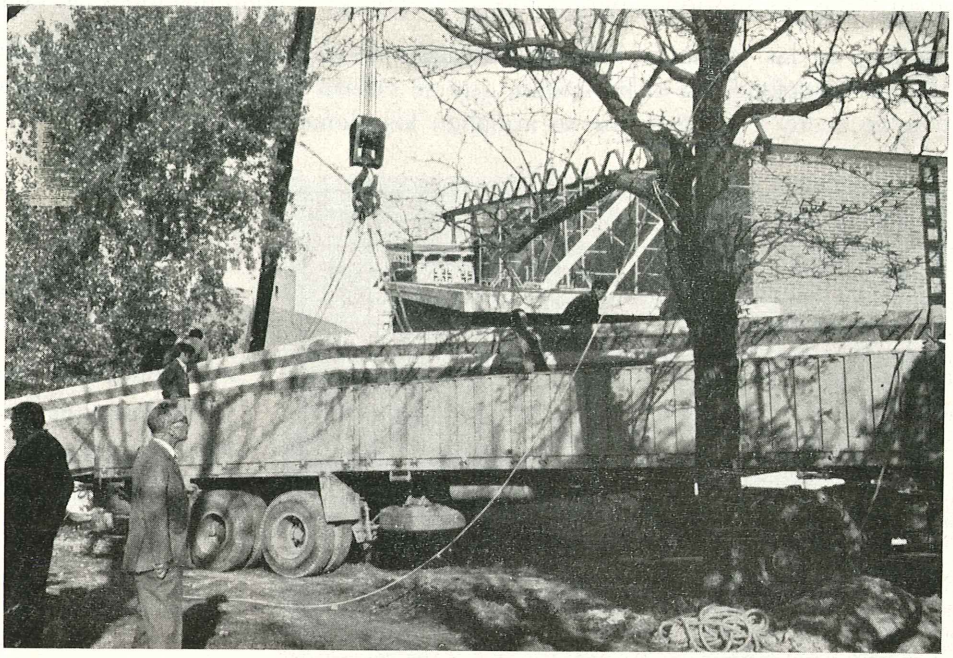


Figura 6.

El transporte se efectuó sobre plataformas de dos en dos piezas.

El montaje (figs. 6, 7 y 8) se hizo con autogrúa, pero desde el exterior del edificio, cosa sólo posible por el poco peso de las piezas.

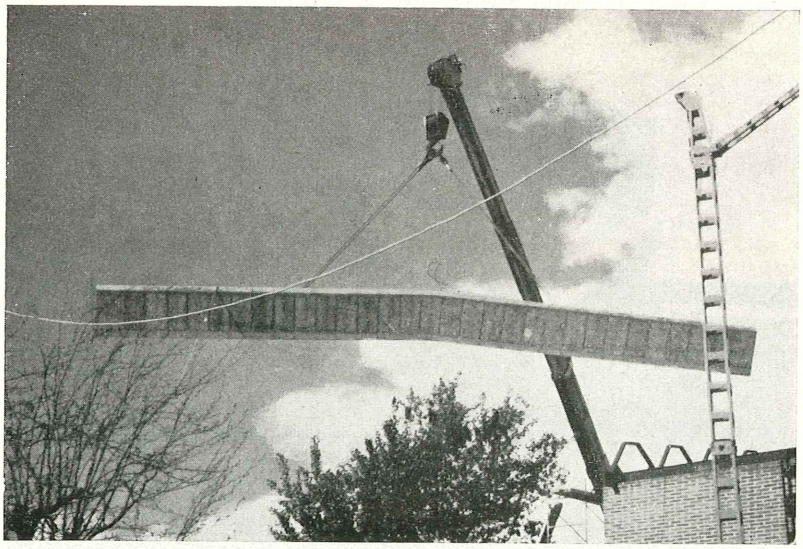


Figura 7.

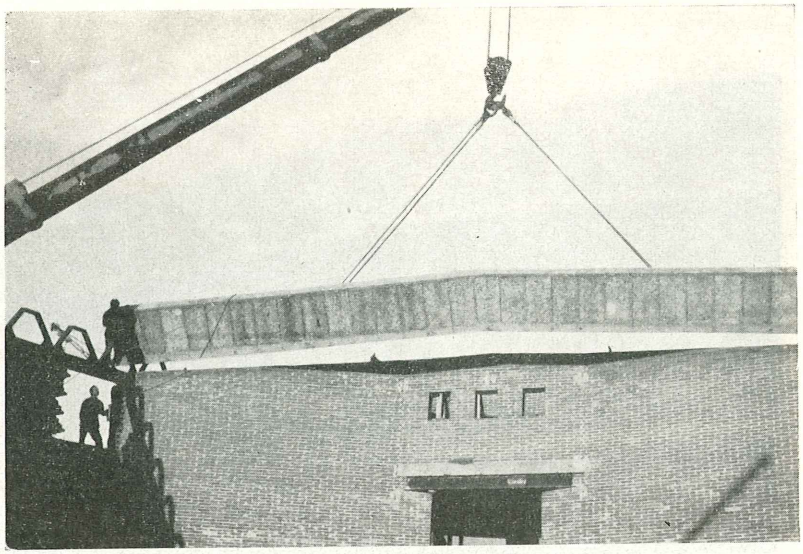


Figura 8.

El apoyo se hizo sobre unas cunas de perfil ⊏ 14, con vértice truncado. La estructura del edificio es metálica (fig. 9).

Las vigas se colocaron adosadas y se soldaron unas con otras en unos puntos, en los que previamente se habían dejado embebidas unas chapas metálicas (fig. 10).

Una vez terminado el montaje, que como hemos dicho se hizo totalmente en seco, se colocó una impermeabilización de lámina asfáltica; el desagüe ha funcionado perfectamente, ya que la pendiente transversal es del 5 por 100. El aislamiento térmico es también correcto (fig. 11).

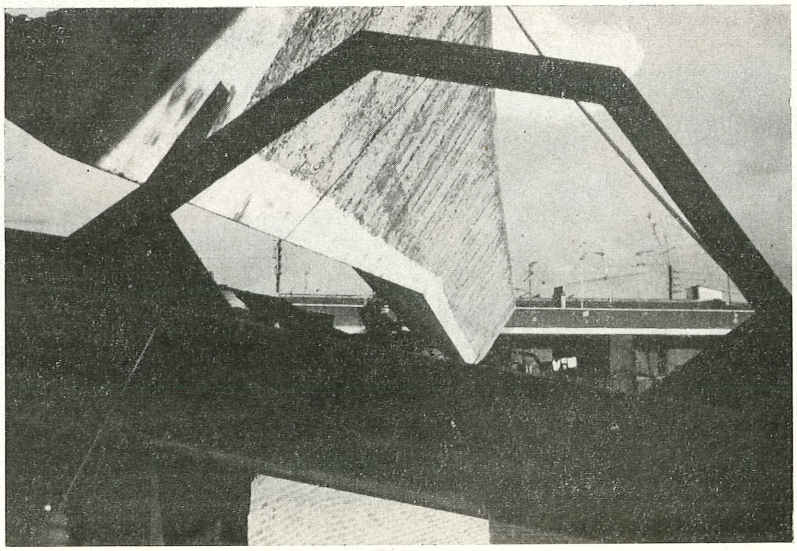


Figura 9.

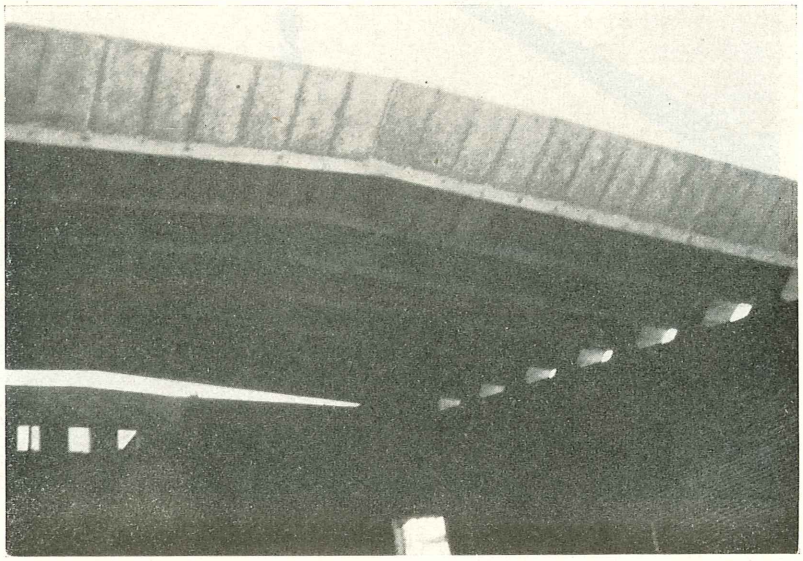


Figura 10

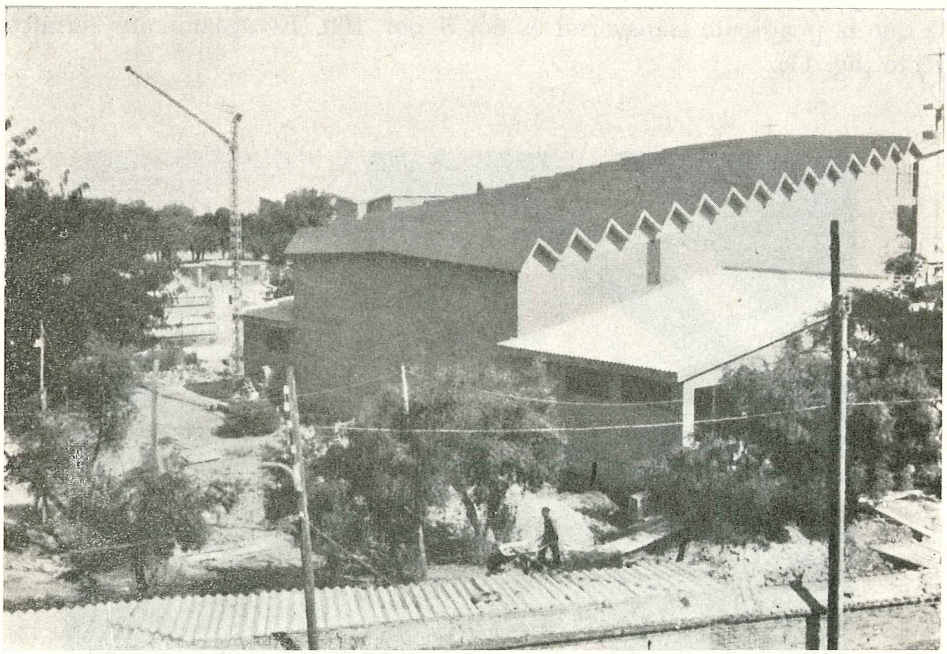


Figura 11.

El interior queda agradable y confortable con una buena terminación (fig. 12). Las condiciones acústicas son excelentes, como se ha podido comprobar durante el uso del local.

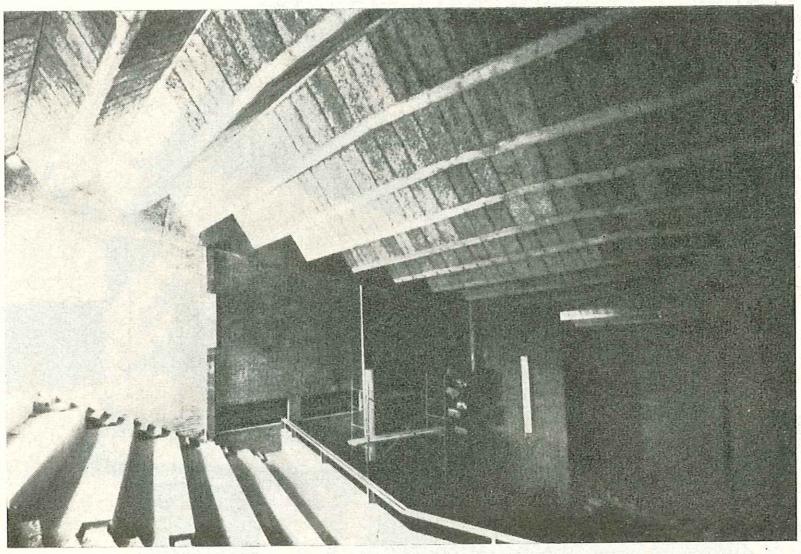
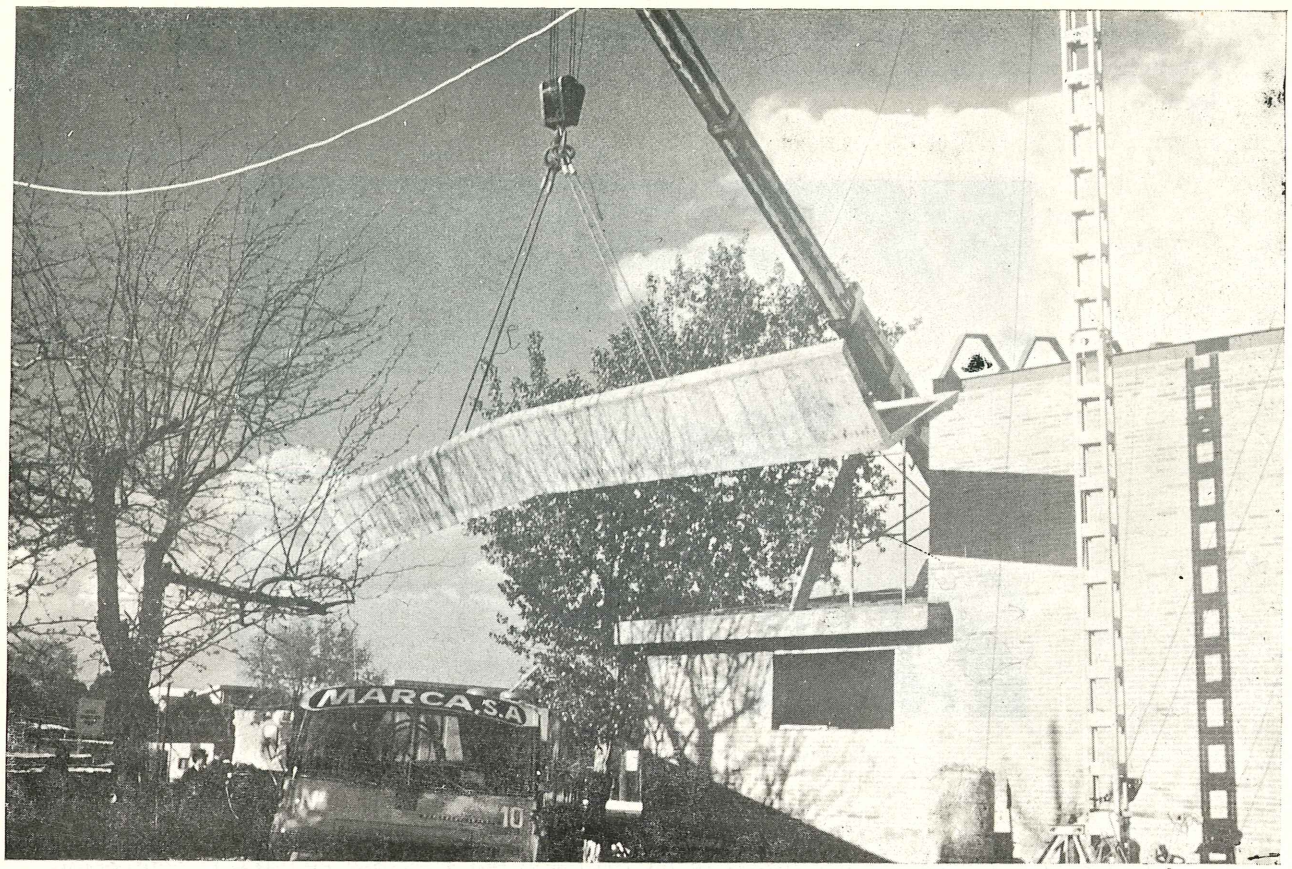


Figura 12.

El diseño y cálculo de las formas se ha realizado por Forjados DOMO; la confección y el montaje la realizó CADE. El proyecto, como dijimos, es del insigne Arquitecto D. Luis Moya, que fue auxiliado en la dirección por el Aparejador D. Faustino Olmos. El cálculo de la estructura se realizó en Estudio Técnico DOMO, bajo la dirección del Ingeniero D. Jesús Chomón, y la empresa constructora fue GONCASA.



EXPLOTACION INT.

— Proyecto de toda clase de estructuras.
— Especialistas de los forjados sin vigas.
— Fábricas de prefabricados.
— Fábricas de cerámica.
— Estudios y proyectos de instalaciones de pretensado.

DIRECCION CENTRAL Y ESTUDIOS TECNICOS:
HERMOSILLA, 64 - MADRID-1
TELEF. 276 94 03 (TRES LINEAS)
OFICINAS DE PROYECTOS Y ESTRUCTURAS:
HERMOSILLA, 64 - MADRID-1 - TELEF. 275 89 57

DOMO

cubierta del pabellón municipal de deportes de La Coruña

JOSE A. LOPEZ JAMAR

DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA

El pabellón municipal de deportes de La Coruña tiene una planta oblonga comprendida entre dos contornos parabólicos, de 112 por 72 m en la proyección de cubiertas (figura 1), y alturas comprendidas entre 12 m en los extremos apuntados y 21,50 m en la parte más alta de las cubiertas.

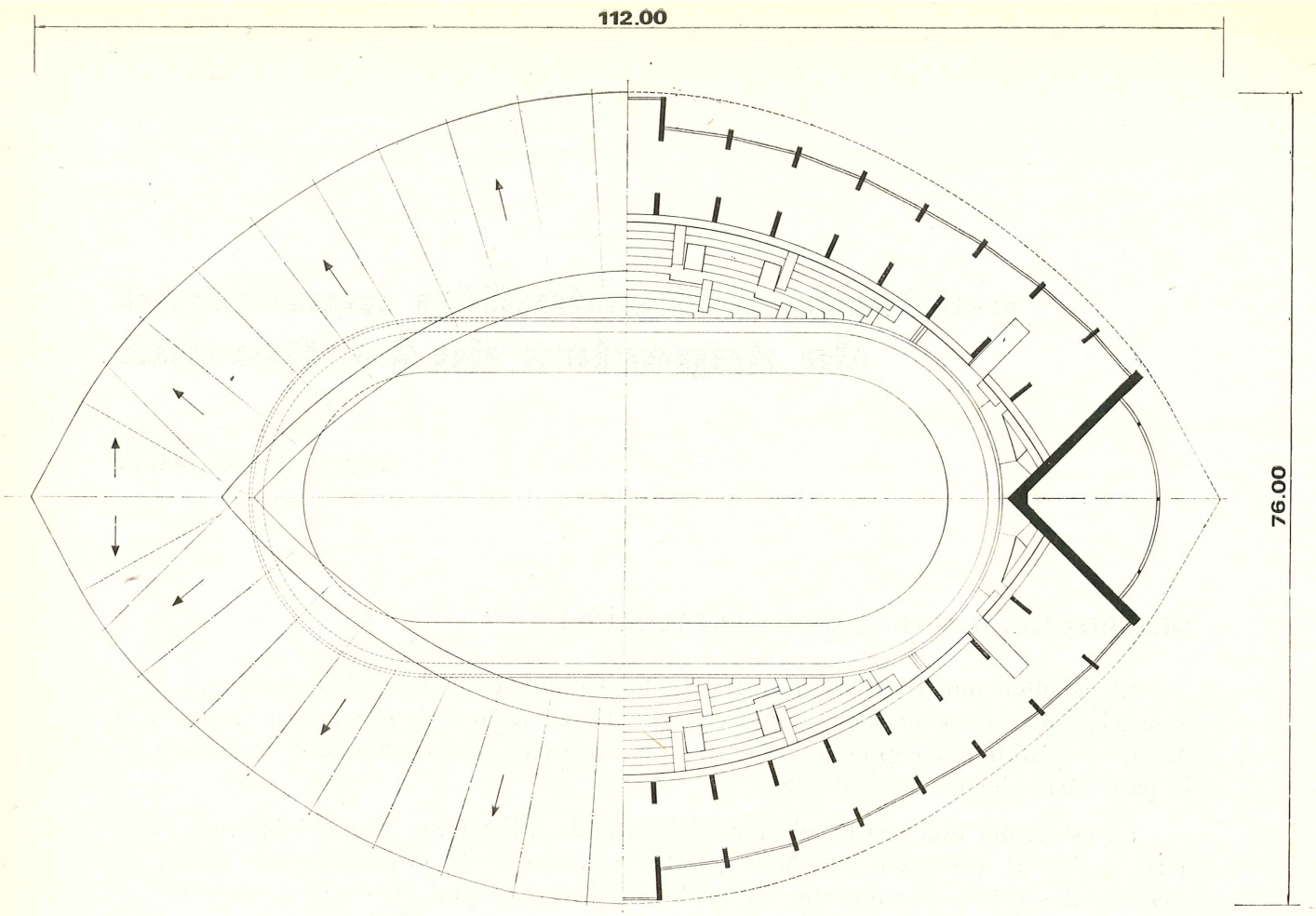
La estructura está constituida por 32 formas de tribuna con alturas totales desde 15 a 20 m (fig. 2), coronadas por unas grandes ménsulas de 18 m de luz y dos grupos de contrafuertes extremos, cada uno formando un diedro vertical. Toda esta estructura es de hormigón armado, soportando las gradas construidas pretensadas huecas especiales tipo Peiró-Castilla y una cubierta periférica de planchas onduladas de fibrocemento sobre viguetas pretensadas.

Los extremos de las ménsulas y los vértices superiores de los diedros extremos soportan dos grandes arcos de relinga de eje parabólico de segundo grado, con sus planos medios formando un diedro horizontal y pendientes de unos 24°; este arco tiene sección rectangular de 2,50 $\times$ 0,30 m, ligeramente armada y con un pretensado casi axial.

En el interior del espacio oblongo que limitan dichos arcos de relinga, y anclada en los mismos, va una cubierta colgada y tensada, de 73,60 por 38 m, cuya superficie es de traslación con generatrices transversales parabólicas con convexidad hacia el suelo (figura 3).

Esta cubierta está constituida por un forjado de placas prefabricadas de hormigón ligero celular Ytong, soportado por una malla de cables de 0,5, 0,6 y 0,7 pulgadas, ortogonales (en planta), anclados en los dos arcos de relinga mediante anclajes C.C.L. Esta malla se tensa mediante el tesado de los cables longitudinales, quedando los cruces alternados enlazados por anclajes especiales dobles, y todo el conjunto de la malla embebida por el mortero de relleno de los huecos que dejan las placas entre sí. Sobre este forjado se extiende una pequeña capa de mortero de regularización y un aislamiento impermeabilizante tipo Novanol.

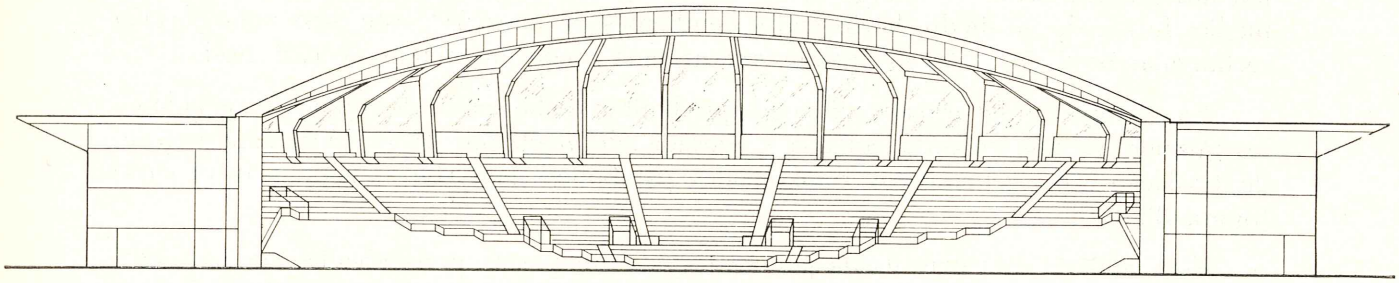
Un detalle interesante es que las tablas de encofrado, de madera barnizada, van colgadas de los cables y quedan incorporados a la cubierta, constituyendo un agradable detalle decorativo que evita la monotonía de la superficie del techo, marcando la situación de las generatrices y directrices de la malla.



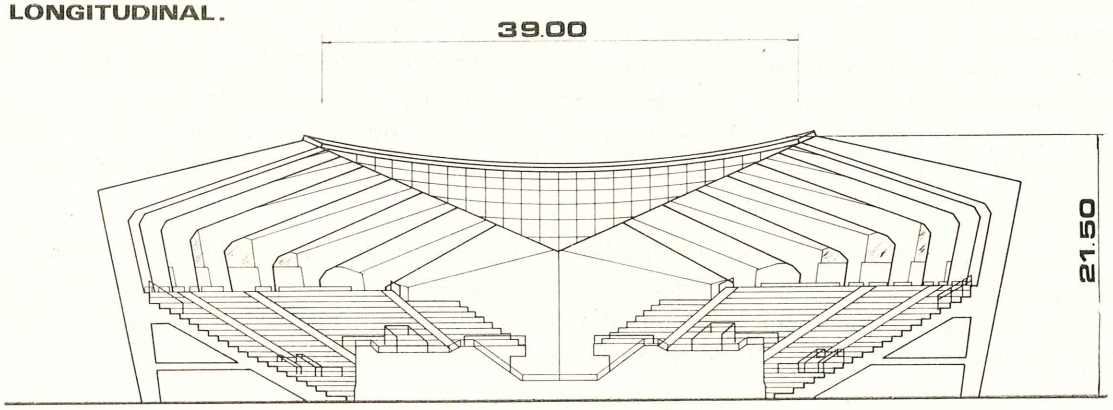
PLANTA DE CUBIERTA

PLANTA SECCION POR GRADERIOS

Figura 1.



SECCION LONGITUDINAL.



SECCION TRANSVERSAL.

Figura 2.

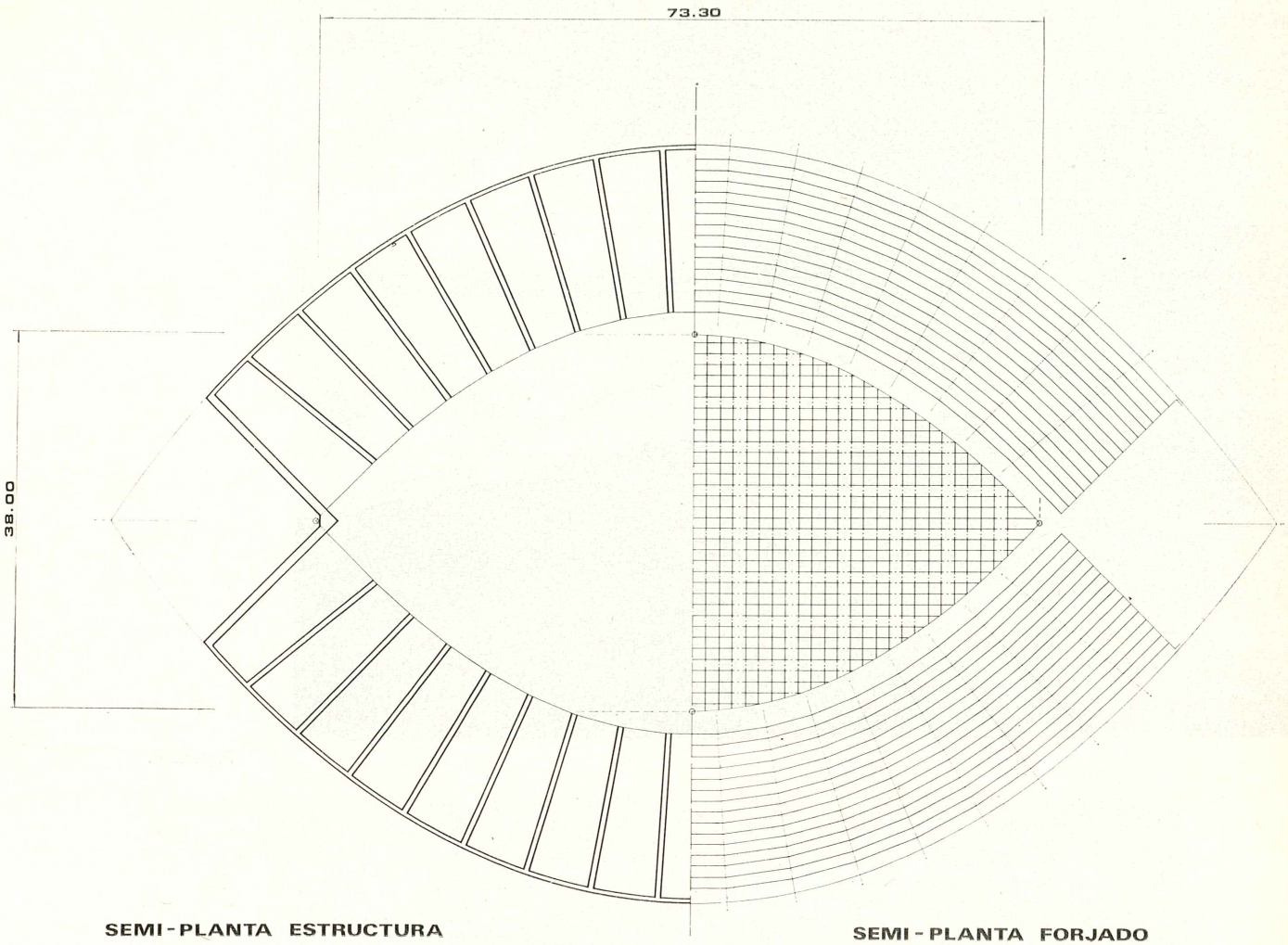


Figura 3.

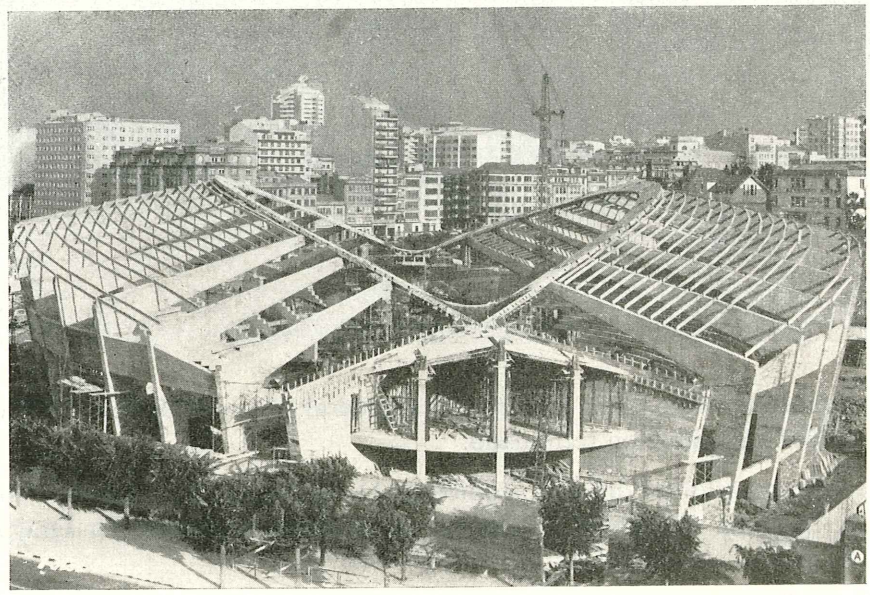
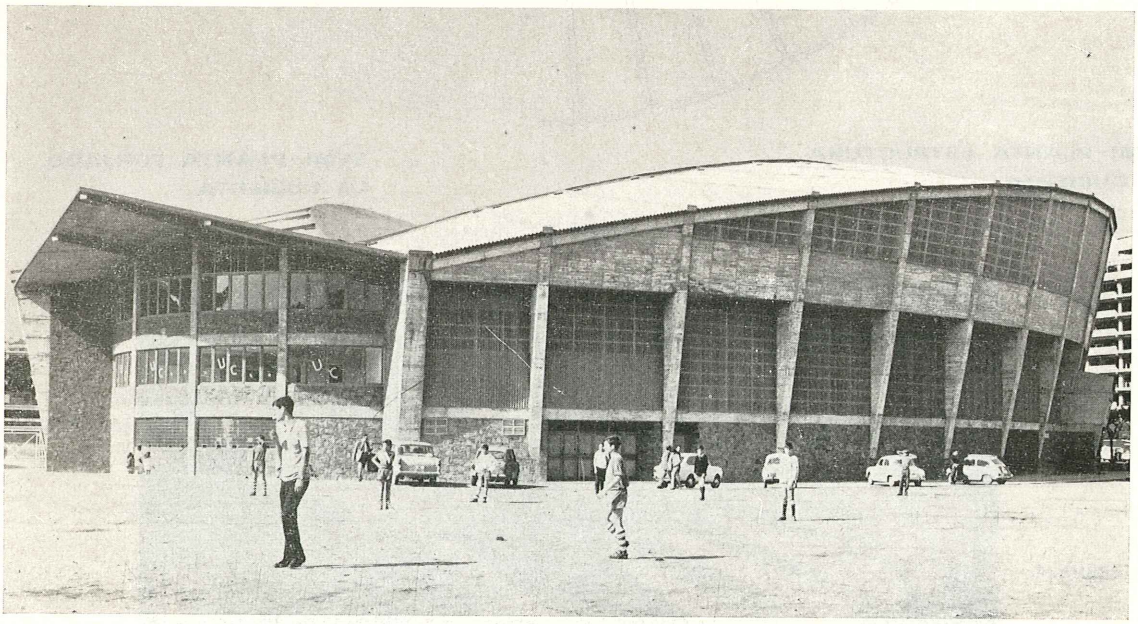


Figura 4.



Figura 5.

Figura 6.



En la figura 4 puede verse la estructura general. Y en las figuras 5 y 6 dos aspectos, interior y exterior, del pabellón terminado.

El proyecto es original del Dr. arquitecto D. Santiago Rey Pedreira, con la colaboración de la empresa consultora INTECSA; la obra fue realizada por Dragados y Construcciones, S. A.

casos singulares de utilización de pretensado en edificación y obras públicas

R. AMAT
Ingeniero de Caminos

OBRAS PUBLICAS

En el anterior Congreso celebrado en Valencia, se mostraron como unidades prefabricadas pretensadas en taller, vigas de 16 m de largo, 2,50 m de ancho y 30 t de peso. A continuación, y con gran satisfacción por mi parte, voy a indicar obras en las que dichas piezas han pasado a tener hasta 36 m de longitud y 40 t de peso. Este notable salto ha sido conseguido no ya por las propias condiciones de la prefabricación, ya que en los talleres a pie de obra han sido ampliamente pasados dichos valores, sino por el avance debido a los medios de transporte y montaje, que nos permite en la actual situación resolver en taller, naturalmente con precios competitivos, obras que hasta el presente habían de fabricarse a pie de obra.

Como ejemplo de lo últimamente dicho, les voy a exponer a ustedes unas obras en las que hemos participado; singulares para la prefabricación en taller, una de ellas por su longitud y la otra por una serie de características que a continuación veremos:

Fig. 1. — La viga saliendo de la nave, suspendida por la parte posterior por los puentes grúas y la anterior por una grúa que la está depositando en una vagoneta. La sección es de 1,50 m de ancho por 1,50 de canto.

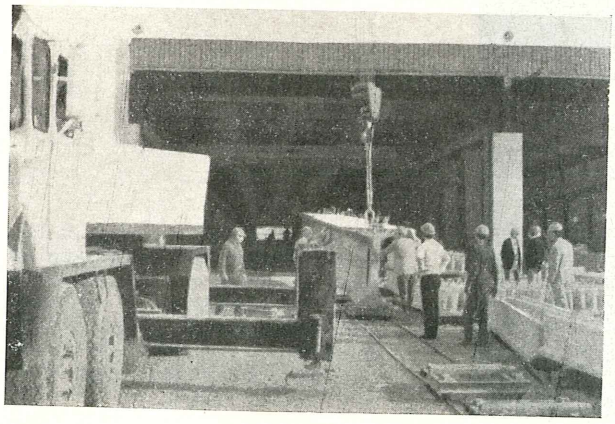


Fig. 2. — Una perspectiva de la viga con la grúa al fondo, cogiéndola ya para ponerla en el Dolly.

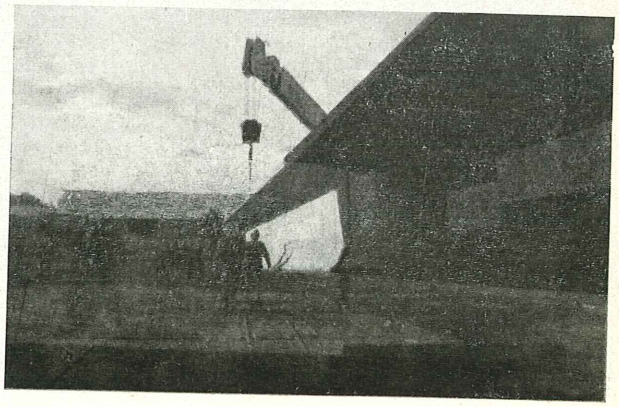
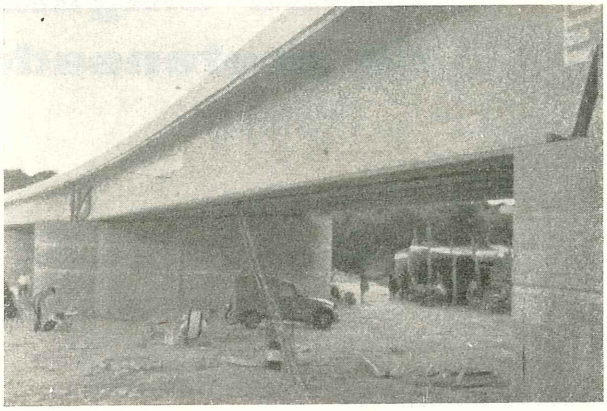




Fig. 3. — Vista del puente por su lado cóncavo. Se puede apreciar la curva de la cabeza superior y la línea recta de la arista de la fibra inferior.

Fig. 4. — Vista inferior del puente. También aquí se ve la forma convexa del ala.



La primera es una pasarela que se realizó hace dos años, que sirve de soporte a una tubería que salva el río Tajo a su paso por Aranjuez. La constructora fue Paviflex.

Era una viga isostática de 36 m de longitud, fabricada con armaduras rectas pretesas adherentes. La obra dista del taller 70 km (figs. 1 y 2).

Como ejemplo de lo que se va avanzando en este aspecto, dentro de pocos días se empezará la fabricación de 32 vigas de 38 m de longitud en nuestra fábrica de Barcelona, para un paso en la autovía de Castelldefells, y que dista 30 km del punto de fabricación, siendo más de la mitad del recorrido urbano.

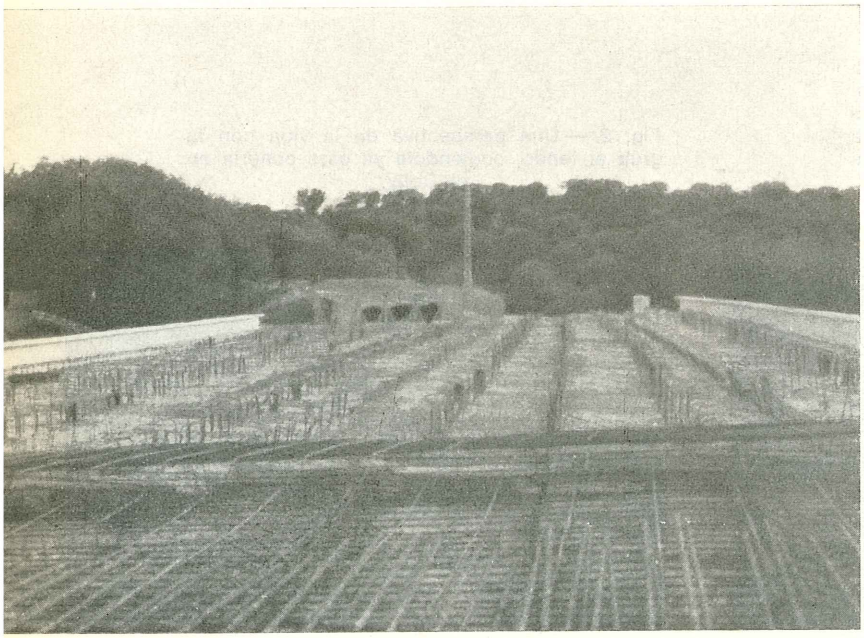


Fig. 5. — Una vista del segundo tramo empezándose a ferrallar. Aquí es donde se aprecia muy claramente las piezas prefabricadas en hormigón blanco en forma de U que servían de encofrado y al mismo tiempo daban una vista exterior muy agradable.

Para estas longitudes, en general, utilizamos el pretensado con tendones rectos adherentes, ayudados según los casos con unidades de postensado.

El segundo caso es un puente sobre el río Guadarrama, en la carretera de Boadilla del Monte a Brunete. El proyecto fue realizado por la Diputación Provincial de Madrid y construido por Tetrac Ibérica.

El puente de 125 m de longitud y 10 m de ancho, consta de cuatro tramos isostáticos, formado cada uno de ellos por siete vigas de longitud 30,80 m. Las vigas están unidas por su cabeza superior, de forma que no hubo necesidad de encofrar al verter los 20 cm de hormigón realizado *in situ* y tampoco dispone de riostras transversales.

Las vigas se prefabricaron en taller y se utilizaron dos moldes dispuestos en una bancada, de forma que se realizaban dos vigas en cada fabricación. La armadura activa se compone de: 370 t de pretensado adherente y 100 t de postensado.

Con los medios actuales en el transporte para dichas unidades, se puede conseguir una media de tres a cuatro vigas por día en un radio de 50 km del taller con cruce urbano y 100 km sin dicho cruce. Esta diferencia de radio es debida a la no coincidencia de permisos de horarios de circulación entre las carreteras y las vías urbanas.

Las condiciones anteriores permiten conseguir un ritmo de montaje de vigas de 100 a 180 metros cuadrados por día.

El montaje se realizó sin dificultad con dos grúas de 40 t, y el ritmo del mismo no estuvo condicionado al montaje propiamente dicho, sino al transporte. Por ser el trazado del puente en curva, las vigas laterales se realizaron con su ala superior de borde curva, adaptándose a la clotoide que describía en ese punto la carretera (figs. 3, 4 y 5).

La otra característica que creo interesante resaltar, es la continuidad que se ha conseguido, eliminando dos de las juntas, con lo que el puente queda dividido en sólo dos tramos de 62 m cada uno, por lo que hubo que aumentar los espesores de neopreno a casi el doble de lo que estaba proyectado. La realización fue sencilla, se creó una especie de rótula incapaz de absorber los momentos flectores y sí los cortantes. La supuesta rótula funcionó como tal al disponer las hipótesis más desfavorables en la prueba de carga que se hizo.

Fig. 6. — Vista parcial de la nave con algunos pilares, los más bajos son de entreplanta y los altos de cubierta.

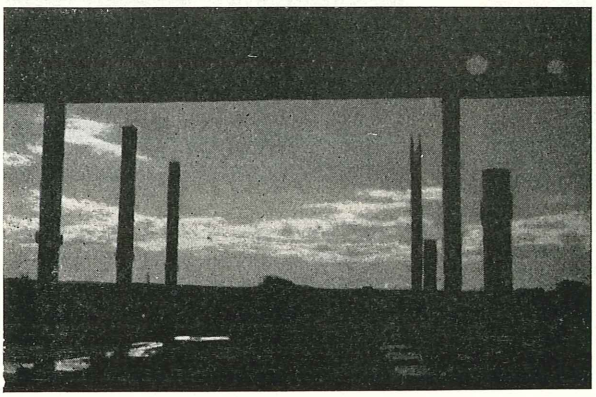
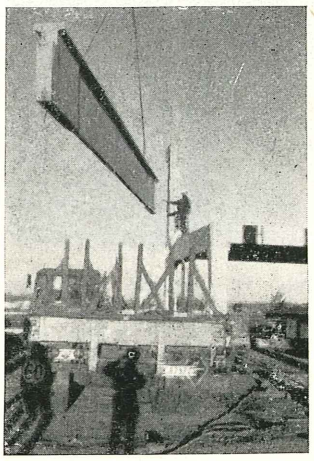


Fig. 7. — Los "traillers" iban preparados para llevar tres piezas por viaje.



EDIFICIO COMERCIAL CON ELEMENTOS PREFABRICADOS

Destinado a la venta de productos de todo género, y en contacto permanente con el público, por su función, categoría y magnitud, la consideramos una edificación singular, pues sin requerir el grado de acabado de las viviendas, dista mucho de la tipología de las naves industriales prefabricadas en nuestro país.

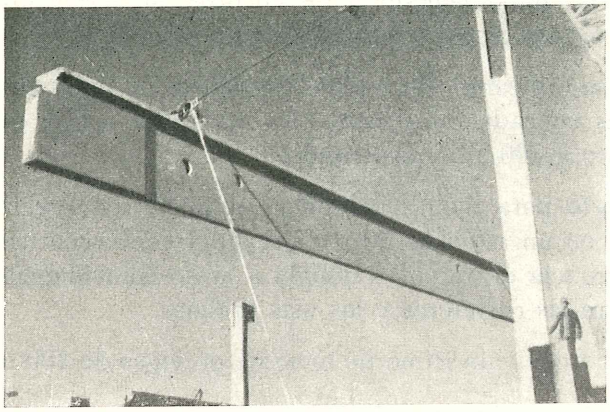


Fig. 8. — La viga iba cogida por dos cuerdas sujetadas desde abajo para evitar cabeceos. Esos agujeros que se ven en la viga son para el paso de las conducciones, y se aprecia perfectamente las orejas del pilar adonde luego va encajada la viga.

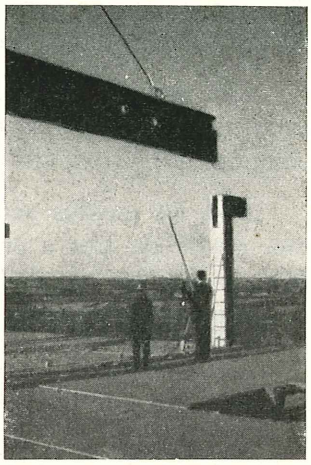


Fig. 9. — Una vista del pilar de fachada.



Fig. 10. — Puede apreciarse la holgura con que se encajaba la viga en el pilar (que era de 1 cm).

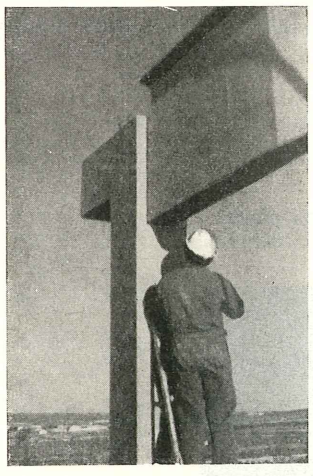


Fig. 11. — En toda la operación de montaje se venía a tardar del orden de un cuarto de hora. Aquí se está comprobando que el neopreno no quede saliente.

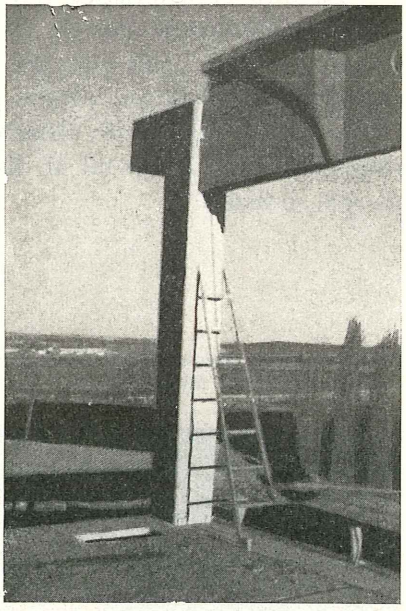


Fig. 12. — Una visita de cómo queda listo para hormigonar con mortero en su parte superior con una cuña, que lo que hace es mantenerlo vertical. En esa ranura se colocaba luego una tira de moltopreno que servía de junta estanca.

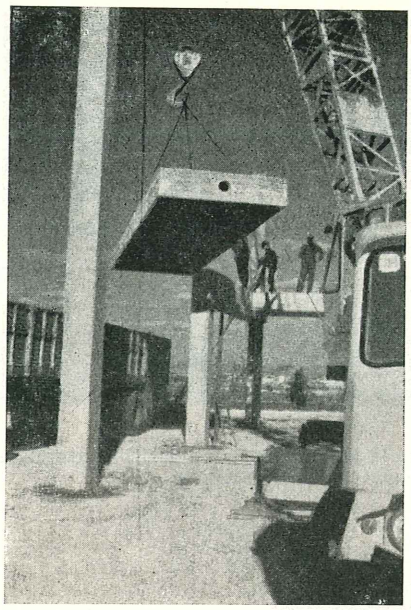


Fig. 13. — Esta es una vista del montaje de las artesas de planta intermedia.



Fig. 14. — Vista inferior de las artesas con sus agujeros para el paso de canalizaciones ya realizadas en taller.

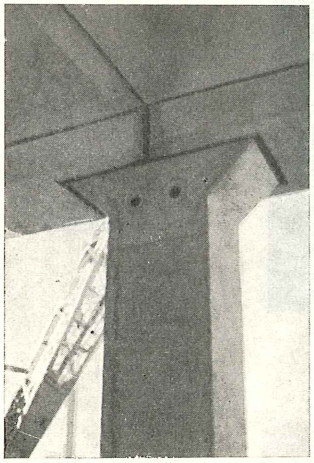
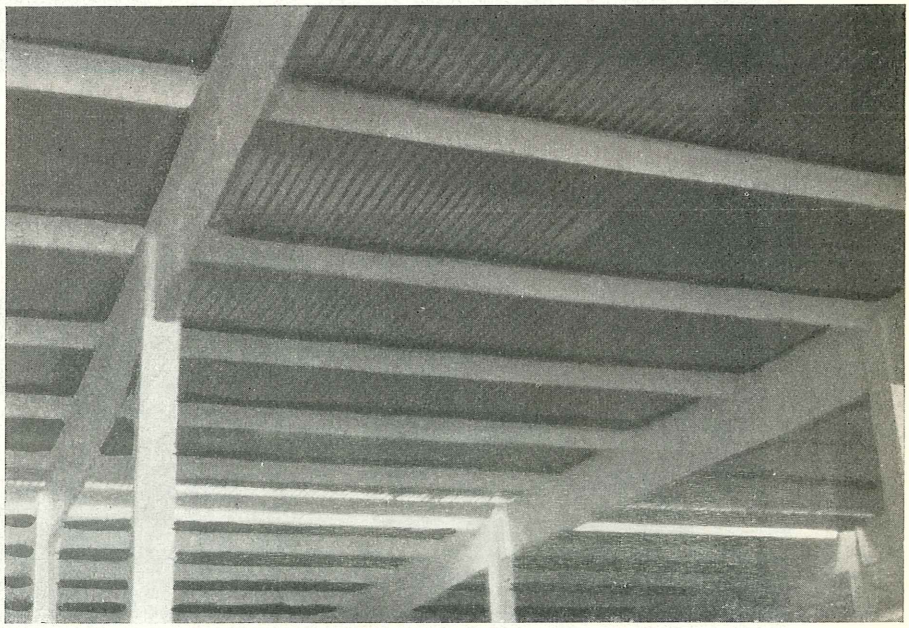


Fig. 15. — Nudo del pilar intermedio con las vigas de entreplanta y la artesa.

Fig. 16. — Vista de la cubierta ya terminada, con las correas a 3,5 m. La cubierta es de chapa galvanizada conformada en frío, encima una basa aislante de caucho y, por último, una impermeabilización.



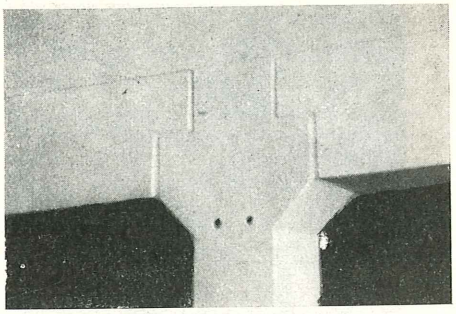


Fig. 17. — Detalle de unión de pilar y jácena de entreplantas con el aspecto en su terminación definitiva.

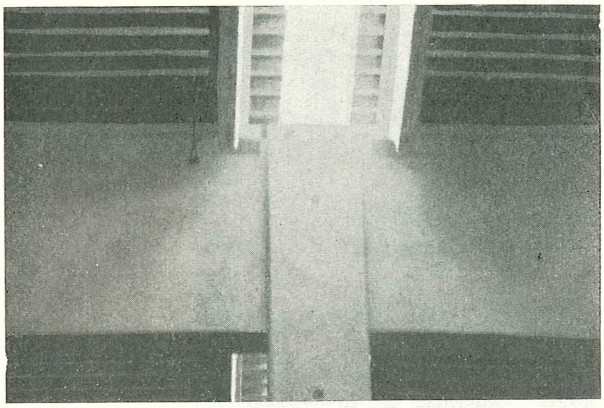


Fig. 18. — Detalle de la junta central de edificio conseguida a base de repetir correas.

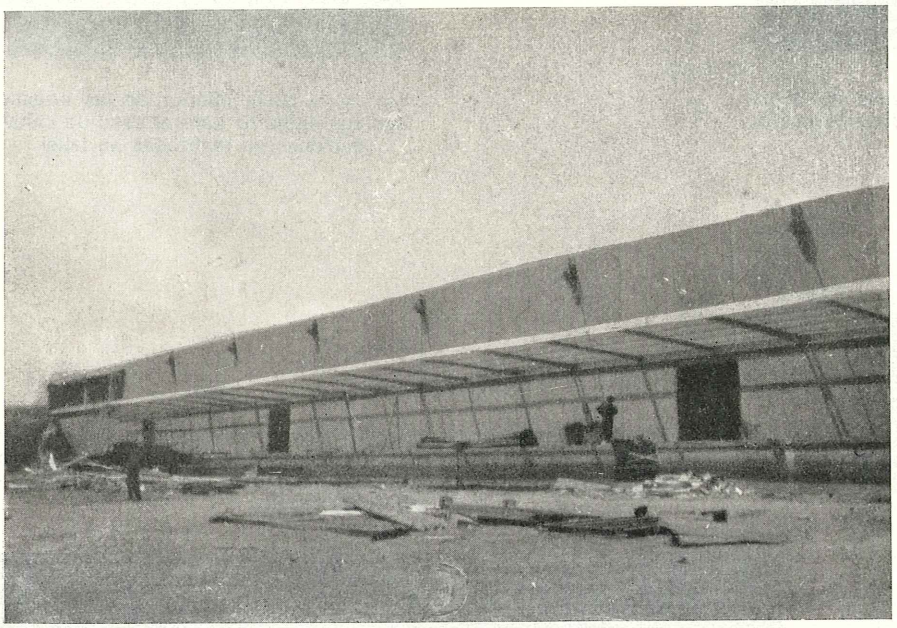


Fig. 19. — Vista general de la fachada a saliente para entrada de mercancías con un muelle de descarga y una marquesina.

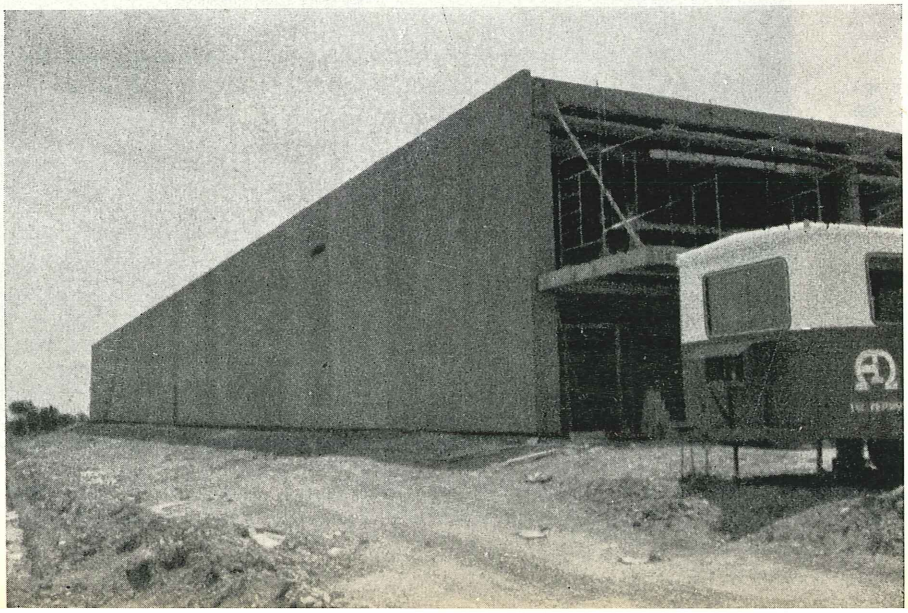


Fig. 20. — Esta es una vista de la fachada norte.

El edificio principal ocupa una superficie en planta de 80 × 90 (7.560 m²), con una planta intermedia para usos de oficina y comerciales con una superficie aproximada de 4.000 m². La altura hasta cubierta es de 7,60 m y la cota de entreplanta de 3,45 m (figura 6 y siguientes).

La modulación base es de 14 × 10 m, siendo la dirección de las vigas principales la de 14 m, quedando reducida esta magnitud a 7 m para pilares de entreplanta.

Los elementos constituyentes de la estructura son muy simples en forma y de reducido número, éstos son: pilares, jácenas y artesas de entreplanta. Vigas y correas de entreplanta.

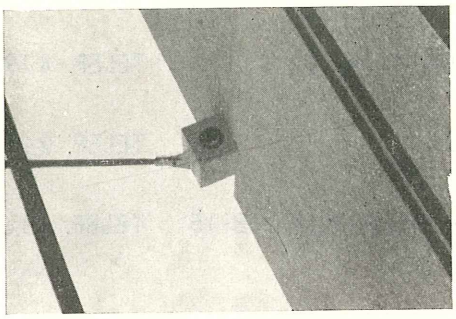


Fig. 21. — Detalle de la sujeción de la marquesina.

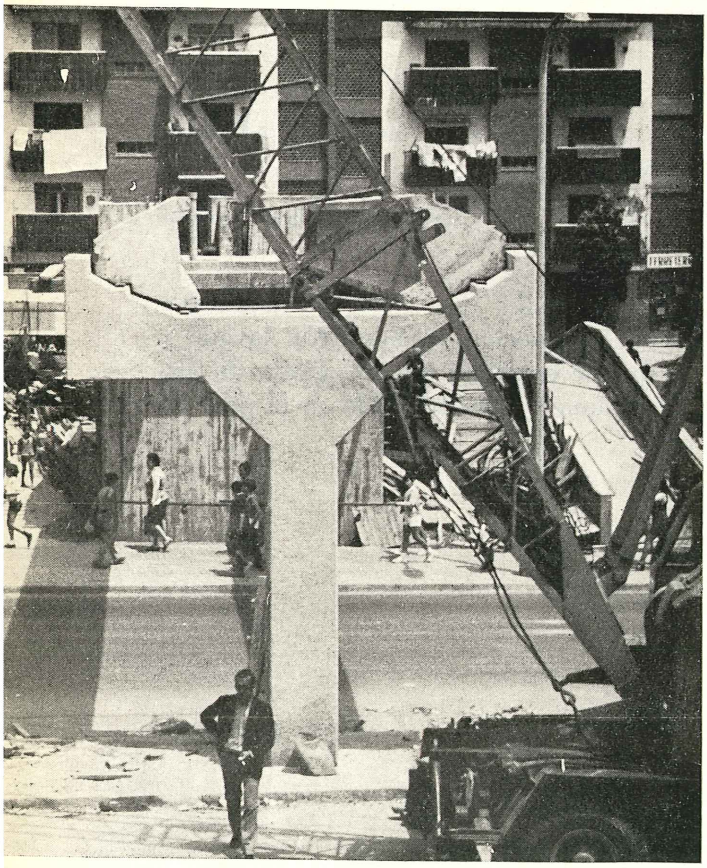
La prefabricación se realizó en taller, con pretensado a base de tendones adherentes (los pilares y artesas sólo llevan armadura pasiva).

El montaje de la estructura se comenzó el 10 de abril y se terminó, incluso hormigonado de juntas, el 30 de mayo.

A continuación se montaron los cerramientos de fachada, que están formados por placas de 7,65 m de altura por 2,50 m de ancho, con terminación en hormigón lavado y realizadas con áridos de arcilla expandida, con lo que se consigue un alto grado de aislamiento térmico y acústico y, por supuesto, un aligeramiento considerable en el peso de la pieza.

PREFABRICACION

M A D R I D	MONTE ESQUINZA, 30	TELEF. 4 19 24 12/16	CADE
BARCELONA	GERONA, 2	TELEF. 2 25 30 02/2 25 94 38	PIMOSA
S E V I L L A	Avda. de la BORBOLLA, 13-15	TELEF. 23 61 17	PRESUM



PASARELA PREFABRICADA
BARCELONA



las torres de Colón y la iglesia de Torre Ciudad

C. FERNANDEZ CASADO

Voy a referirme brevemente a dos edificaciones donde se han utilizado elementos estructurales pretensados de gran envergadura. No están terminadas, pero una de ellas (figura 1) debiera estarlo, de no haber ocurrido la malhadada paralización de dos años por motivos de interpretación de ordenanzas. Son las torres de Colón.

El pretensado se utiliza en los tres sistemas fundamentales: cimentación del núcleo, cabeza y péndolas para colgar los pisos por su contorno, ya que se trata de un edificio, en parte, colgante.

En cimentación se dispuso, provisionalmente, una zapata rectangular, con dimensiones menores que las definitivas, que aguantase las cargas del núcleo y las cabezas, dando tiempo a la ejecución de dicho núcleo mediante encofrados deslizantes, simultáneamente al vaciado total de tierras. Al terminar éste se hormigonaba el ensanchamiento de la zapata, uniéndolo a la inicial mediante ocho unidades de pretensado horizontales, tipo C.C.L. de 150 t.

En cabeza, las cuatro grandes ménsulas dobles sobresalientes del núcleo se pretensan mediante nueve unidades de la misma potencia, que se van tesando por etapas para adaptarse al crecimiento de las cargas procedentes del hormigonado de los pisos. También son pretensadas las vigas de borde que enlazan las extremidades de las ménsulas.

Los tirantes o péndolas son unidades pretensadas que comienzan con 12 cables ϕ 0,6" (unas 20 t) y se van anclando cada dos pisos.

El segundo edificio es la iglesia del conjunto residencial de Torre Ciudad, verdaderamente heterodoxa en toda la historia de la construcción de tipo basilical. La nave central, que desciende desde la cubierta con una luz de 14,40 m, se ensancha un módulo de 4,80 m a cada lado al iniciarse las naves laterales, tomando una anchura libre entre soportes de 24 m en la zona inferior.

Las cargas de fachada, mitad de la cubierta y viento, que se transmiten por pilares de fachada, había que encauzarlas longitudinalmente al desaparecer los pilares en la parte inferior, pues, dada su magnitud, no es posible trasladarlas transversalmente a los pilares inmediatos.

Surgen así dos grandes vigas longitudinales de 38,80 m de luz, que van desde el testero de la nave hasta el plano del arco triunfal. En este plano se forma un pórtico rígido que encuadra el altar.

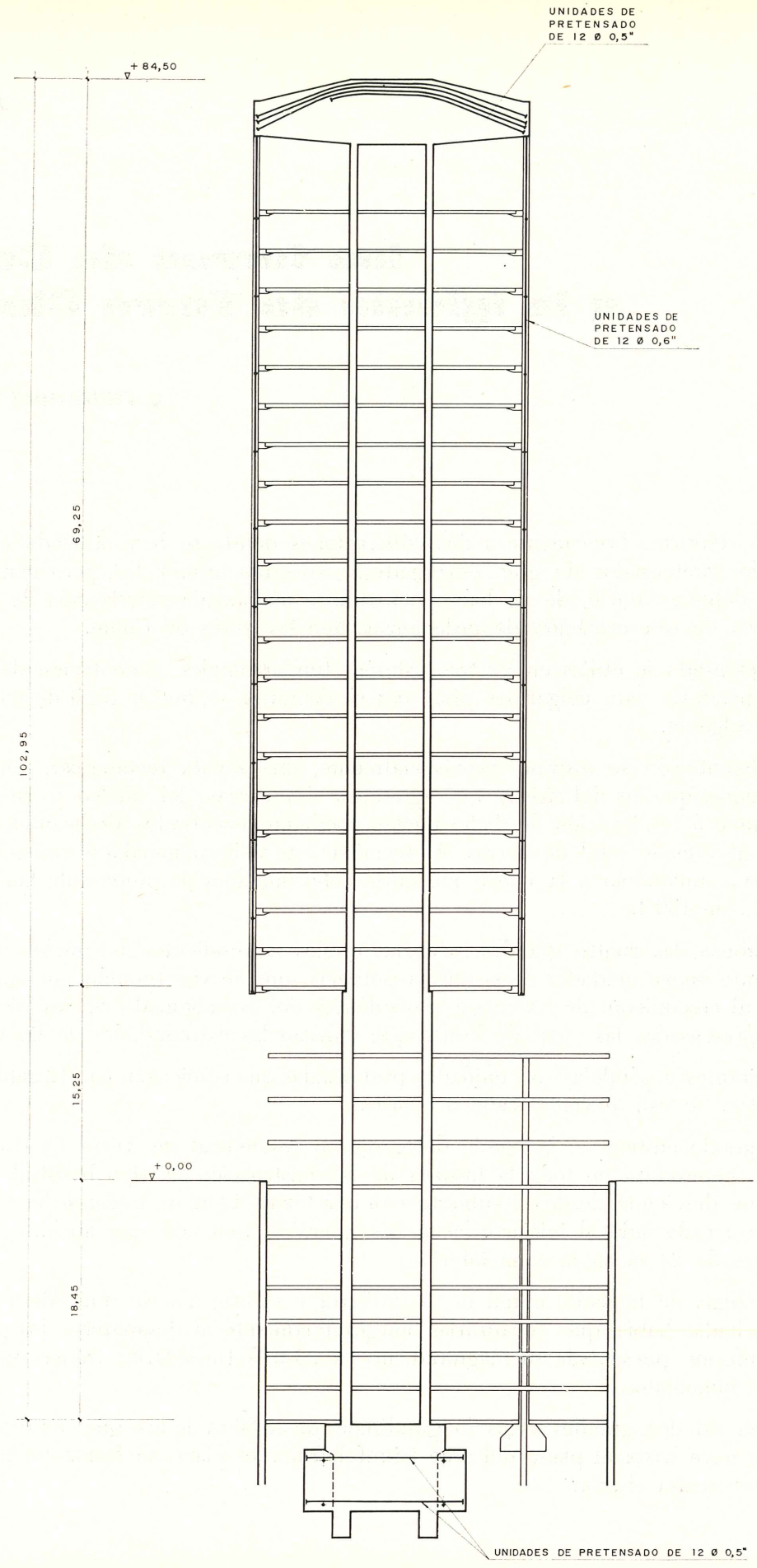

UNIDADES DE PRETENSADO DE 12 Ø 0,5"
+ 84,50
UNIDADES DE PRETENSADO DE 12 Ø 0,6"
69,25
102,95
15,25
+ 0,00
18,45
UNIDADES DE PRETENSADO DE 12 Ø 0,5"

Figura 1.

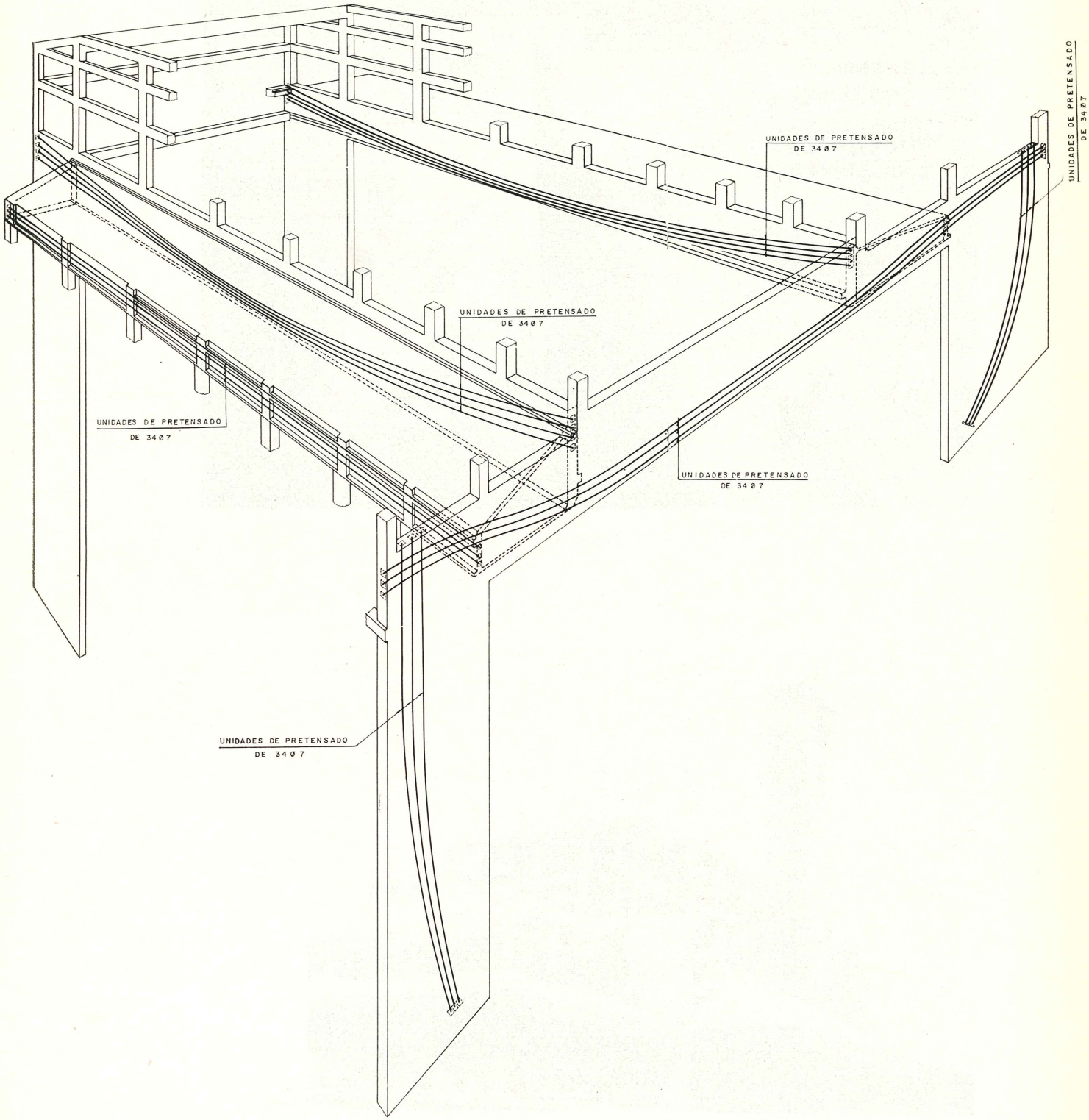

UNIDADES DE PRETENSADO
DE 34Ø7
UNIDADES DE PRETENSADO
DE 34Ø7
UNIDADES DE PRETENSADO
DE 34Ø7
UNIDADES DE PRETENSADO
DE 34Ø7
UNIDADES DE PRETENSADO
DE 34Ø7
UNIDADES DE PRETENSADO
DE 34Ø7

Figura 2.

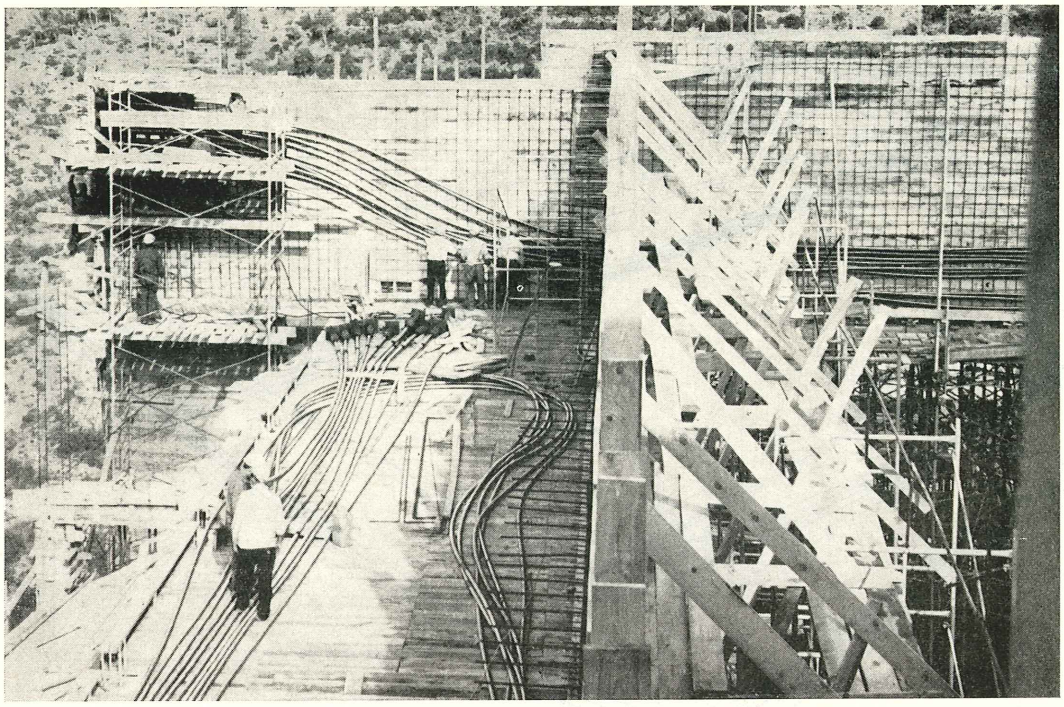


Figura 3.

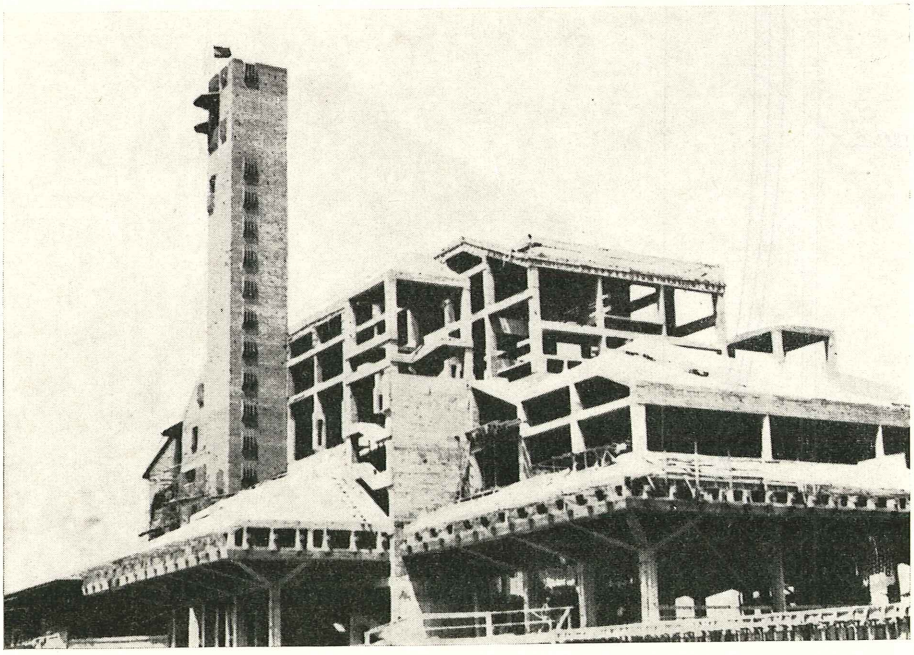


Figura 4.

Las vigas tienen sección en cajón trapecial, con anchura de un módulo (4,80 m) y almas en los planos de las dos filas de pilares. El dintel se arma con 12 cables B.B.R.V. de 150 t y los pilares, que transmiten 700 t, con el descentramiento correspondiente a su flexión, con seis cables del mismo tipo.

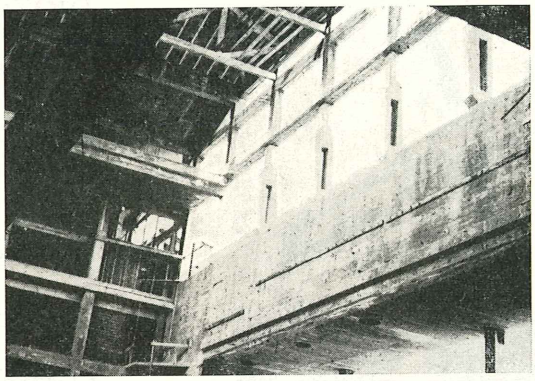


Figura 5.

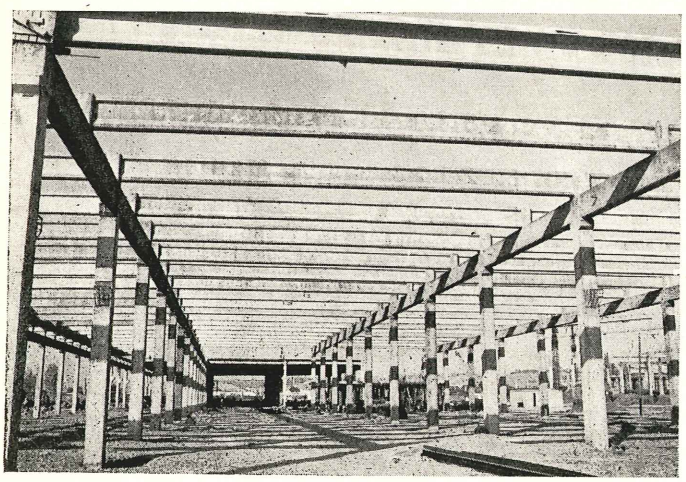
En la figura 2 aparece una perspectiva parcial de la estructura, en la que se detallan las armaduras activas de los elementos pretensados. Aquéllas pueden verse también en la figura 3.

En las figuras 4 y 5 pueden verse el pórtico y una de las vigas pretensadas.



Detalle de colocación de vigas de 25 m sobre pilares prefabricados.

En Valladolid, en el plazo de 130 días, hemos fabricado a pie de obra las vigas pretensadas de 25 y 15 m de luz, necesarias para cubrir 62.000 m^2 de construcción.



Vista de una nave cubierta con vigas y correas.

¡También podemos fabricar para Vd!

Consúltenos sin compromiso.

CONSTRUCCIONES

BIGAR, S. L.

Burgo de Osma, 17, bajo - ARANDA DE DUERO

Teléfonos 501150, 501154 y 501158

Departamento PRETENSADO

---

prefabricación in situ de vigas pretensadas para la nueva factoría de Michelín en Valladolid

F. DEL CAMPO BLANCO
Ingeniero de Caminos

INTRODUCCION

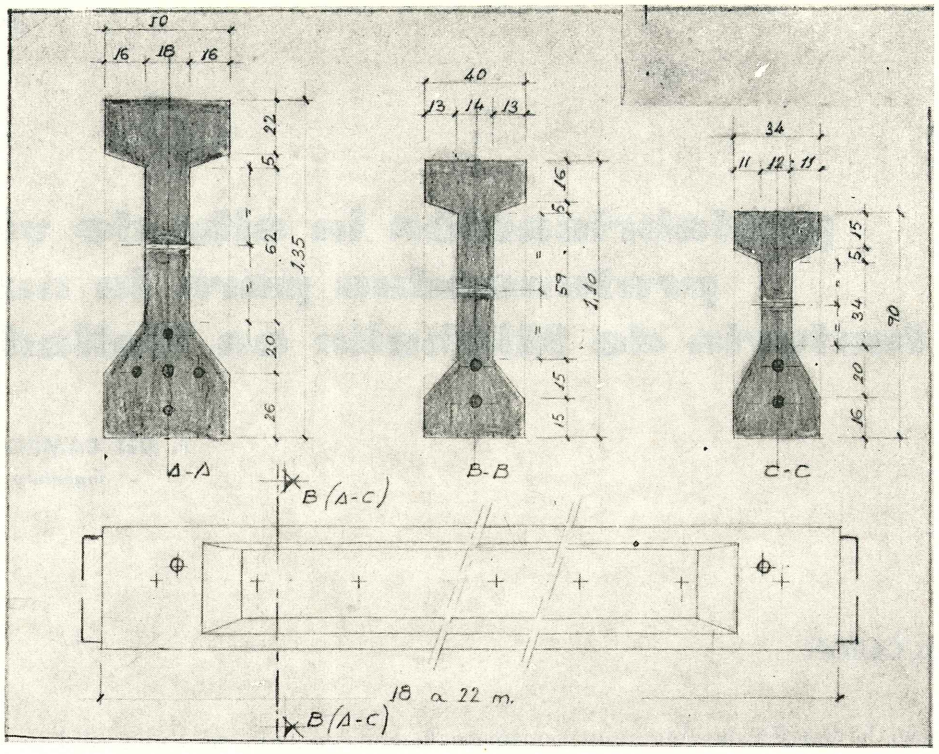
Cuando la S.A.F.E.N. Michelín pensó en la construcción en Valladolid de su nueva factoría para la fabricación de neumáticos, se marcó un objetivo: el uno de septiembre de 1973 la fábrica tenía que producir el primer neumático. Con este objetivo se pensaba a primeros del año 1972; quiere decirse con esto que, en poco más de dieciocho meses, había que cubrir una superficie aproximada de 70.000 m^2, con suficiente antelación para efectuar el montaje de toda la maquinaria y la puesta a punto de todas las instalaciones complementarias, tan complejas en una fábrica de estas características. Con esta meta, una vez fijada, vamos a pasar revista a todo el proceso seguido para la realización de la obra.

ESTUDIO DE SOLUCIONES

Como es lógico, lo primero en que se pensó fue tratar de hallar la solución constructiva ideal que resolviera el problema en su triple vertiente: técnica, económica y de plazo.

Se estudió la solución a base de estructura metálica con cubierta plana, que ya se había utilizado en las factorías de Aranda de Duero y Vitoria, también realizadas por Construcciones Bigar, S. L., pero se desestimó, entre otras razones, por una fundamental: el plazo de ejecución. Entonces se pensó en la idea de la prefabricación, tanto en hormigón armado como pretensado, que ya se había utilizado, aunque parcialmente, en alguna de sus fábricas de nueva construcción en Europa, como en el caso de la factoría de Poitiers, donde las vigas principales se ejecutaban in situ, sobre pilares, con armaduras postesas, mientras que las correas estaban ejecutadas a base de armaduras pretesas mediante tendones adherentes y prefabricadas en taller

Esta idea, aunque buena, quedaba colapsada por la necesidad de hacer in situ las vigas principales postesas, lo cual condicionaba a su vez el ritmo de colocación de las correas, repercutiendo, por tanto, en el plazo y economía de la obra. Teniendo en cuenta



Tipos de vigas.

Tipos de viguetas.

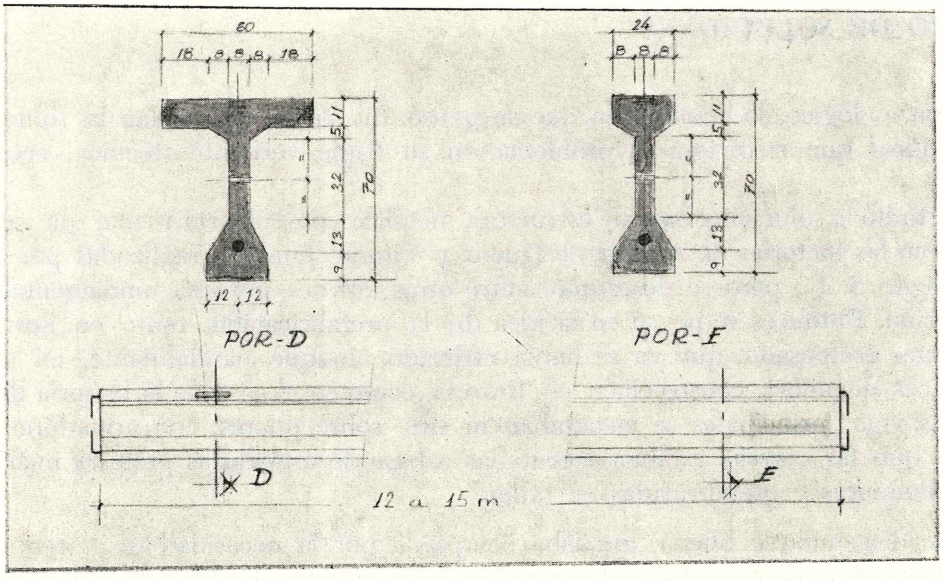


Figura 1.

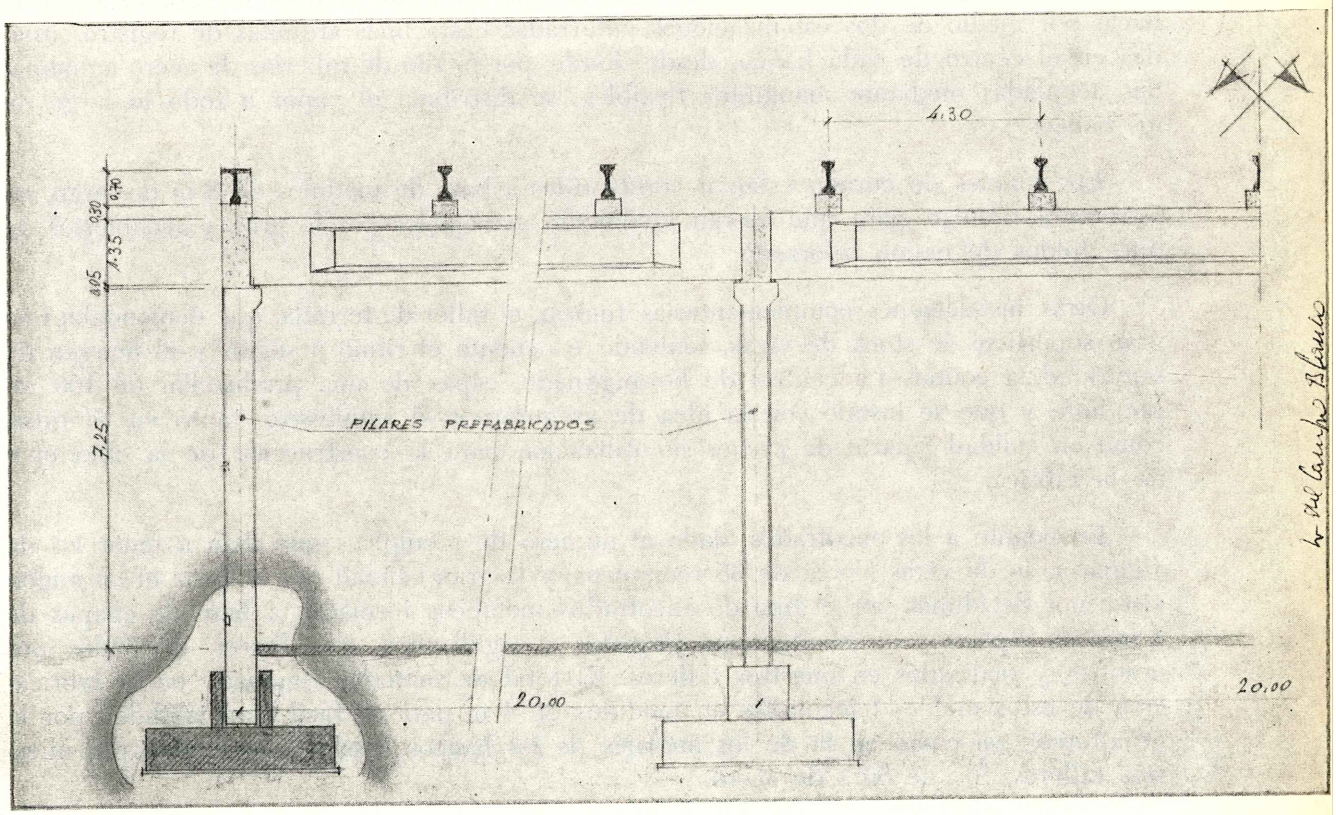
todas las condiciones antes descritas, se llegó a la solución definitiva: prefabricación in situ de todas las vigas, mediante tendones adherentes y curados al vapor, pues la incidencia del transporte, de haberse realizado en taller y fuera de la obra, hubiera desaconsejado la solución adoptada, desde el punto de vista económico.

DESCRIPCION DEL METODO CONSTRUCTIVO EMPLEADO

Las mallas de distribución en planta de los distintos edificios oscilan entre 18 × × 12 m y 22 × 15 m. Para cubrir los vanos principales se proyectaron tres tipos de vigas, de sección en doble T asimétrica y muy esbeltas, para armonizar con el conjunto de la estructura formada a base de pilares de secciones variables entre 50 y 60 cm, unos construidos in situ y otros prefabricados en la misma obra y curados al vapor, utilizando las mismas instalaciones de las vigas. La altura libre de pilares oscila entre 7 y 14 m. Las características geométricas de las vigas principales, con cantos variables entre 0,90 m y 1,35 m, pueden apreciarse en la figura 1; el número total de vigas fabricadas de este tipo fue de 300, con pesos que oscilan entre 14 y 25 t.

La red de vigas secundarias o correas estaba constituida por dos tipos de vigas, en doble T y simple T (constituyen las vigas de viento de todos los edificios), con un canto de 0,70 m. El número total de estos dos tipos de vigas es de 1.300 y su peso oscila entre 3,5 y 5 t. Sus características geométricas y modo de colocación sobre las vigas principales puede apreciarse en las figuras 1 y 2. Como puede observarse, se apoyan sobre

Fig. 2. — Sección tipo de una nave con pilares, vigas y viguetas prefabricadas.



unos dados de hormigón ejecutados sobre las vigas principales, cuya misión es doble: por una parte, variando su altura se conseguía dar pendiente a la cubierta plana utilizada, con un máximo del 2 por 100; por otra parte, el espacio libre que queda entre las vigas grandes y pequeñas se aprovecha para el paso de las canalizaciones eléctricas, tuberías, aire acondicionado, etc., contribuyendo a la funcionalidad de la estructura.

Una vez definidos los elementos estructurales cualitativa y cuantitativamente, el problema que se planteaba era hacer las 1.400 vigas en el plazo establecido por la propiedad: dos meses de preparación e instalación y cuatro de fabricación.

INSTALACION

Esta etapa comprendía la preparación de la plataforma del terreno dedicado a la prefabricación y zona de stock de las vigas, que ocupaba unos 4.000 m^2. En el eje NS de la plataforma se instaló el camino de rodadura de la grúa-torre y a ambos lados de él los tres bancos de prefabricación empleados: dos bancos para las vigas grandes, de 66 m de largo cada uno, con unos anclajes en cabeza capaces de soportar un tiro de 500 t. La capacidad de producción de estos bancos era de tres vigas diarias cada uno. Estos dos bancos estaban situados en línea y a la izquierda de la grúa. El banco de prefabricación de las vigas pequeñas estaba situado a la derecha de la grúa, con una longitud de 57 m y tres bancos de tesado paralelos, capaces de una producción diaria de 12 vigas. Cada cabeza de anclaje podía soportar un esfuerzo de 100 t.

La instalación de curado al vapor se concibió a base de dos generadores móviles de vapor, de baja presión (0,5 kg/cm^3), alimentados con gas-oil y capaces de una producción de 600 kg-vapor/hora cada uno. La distribución a los bancos de prefabricado se hacía por medio de dos canalizaciones enterradas hasta unas arquetas de registro situadas en el centro de cada banco, desde donde, por medio de tuberías de acero agujereadas acopladas mediante manguitos flexibles, se distribuía el vapor a todo lo largo de los bancos.

Los túneles de curado estaban constituidos a base de módulos de 6 m de largo, en estructura tubular, para que fueran fácilmente manejables por la grúa y recubiertos de unos toldos de nailon reforzado.

Otras instalaciones complementarias fueron: el taller de ferralla, que demandaba una gran superficie de stock de vigas, teniendo en cuenta el ritmo a seguir y el margen de seguridad, a contar. La central de hormigonado, capaz de una producción de 100 m^3 por hora y que se instaló con la idea de asegurarnos el suministro, tanto en cantidad como en calidad, aparte de prever su utilización para la construcción de la obra civil de la fábrica.

En cuanto a los encofrados, dado el número de reempleos que iban a tener los de alguna serie de vigas (cerca de 95 reempleos) y la gran calidad que exigiría el hormigón visto, nos decidimos por el tipo de encofrados metálicos formados a base de chapas de 4 mm de espesor convenientemente plegados y rigidizados, que fueron diseñados por nosotros y realizados en nuestros talleres. El total de material empleado en la fabricación de estos moldes (ejecutados en módulos de 4 m para su fácil manejabilidad por la grúa-torre), así como en la de los anclajes de los bancos, también realizados por nuestros talleres, fue de 50 t de acero.

El total de todas las operaciones preparatorias para comenzar la prefabricación lo hicimos en un mes y medio, con lo cual redujimos en medio mes el tiempo previsto en el planning y pudimos dedicar el tiempo restante en poner a punto toda la instalación, que fue dificultosa particularmente en cuanto al material de pretensar se refiere.

FABRICACION

Condicionados por la imperiosa necesidad de fabricar las 1.400 vigas en cuatro meses, es decir, unos noventa días laborables, hubimos de proyectar tres bancos de prefabricación, cuya instalación hemos descrito anteriormente y cuya capacidad de producción diaria era de seis vigas grandes y 12 pequeñas, siempre y cuando la resistencia del hormigón fuera la suficiente para permitir su puesta en tensión el día siguiente.

Así, pues, con este condicionante amenazando como espada de Dámocles la realización del ciclo diario, comenzamos nuestra singladura, en la que con la experiencia, fallos y logros de cada día fuimos poco a poco rectificando nuestro rumbo hasta llevar la nave a feliz término en el tiempo previsto. Nos encontramos con que teníamos que organizar, con todos los condicionantes de una obra: trabajo a la intemperie, personal poco cualificado, etc., una producción de tipo industrial, en la que cada día, cada obrero y a la misma hora (de haber sido un proceso exacto) tenía que repetir la misma operación del día anterior, con la amenaza de que cualquier dificultad que encontráramos podía dar al traste con el ciclo diario, con la consiguiente repercusión, tanto económica como de plazo. Eramos conscientes de que uno de los pilares fundamentales para conseguir nuestro logro era el obtener un hormigón de unas características tales que, acelerando su fraguado por un proceso de curado al vapor, con una duración máxima de doce horas, tuviera la suficiente resistencia para permitir su puesta en tensión. En el proyecto realizado por P.I.S.A. (Planificaciones Industriales, S. A.) se partió de la base de que el hormigón debía tener una resistencia característica a las doce horas σ_B 12 h = 250 kg/cm^2, y a los veintiocho días, σ_B 28 días = 450 kg/cm^2. Durante un mes estuvimos haciendo ensayos jugando con todas las variables que podíamos jugar: clase de los áridos, granulometría, tipo de cemento, dosificación de hormigones, proceso de curado, etc., lo cual nos llevó a elegir un tipo de árido silíceo, rodado, con una granulometría muy continua y con un tamaño máximo de 25 mm. Para el cemento elegimos el P-450, que por sus características físicas y químicas mejor se adaptó al proceso de curado. Para la dosificación de los hormigones utilizamos cuatro granulometrías del árido: 0-4, 8-12, 12-18 y 18-25 mm, y una cantidad de cemento de P-450 de 425 kg/m^3. La relación agua-cemento ideal que encontramos fue de 0,39. La "curva ideal" que encontramos para el proceso de curado fue la de la figura 3, donde se pueden observar las diversas fases del proceso.

Una vez verificado que el hormigón podía alcanzar la resistencia deseada a las doce-trece horas del comienzo de hormigonado, el problema que se planteaba era conseguir cada día que el resto de las operaciones: desencofrado, encofrado y puesta en tensión, acabaran, como mucho, a las seis de la tarde, para poder recomenzar al día siguiente el ciclo, después de todo el proceso de curado.

El control de la resistencia del hormigón se efectuaba rompiendo en una prensa una serie de probetas testigo, que se habían dejado distribuidas a lo largo de los bancos de prefabricado durante el hormigonado. Además se verificaban dichos resultados mediante ensayos superficiales con el esclerómetro, en toda la superficie de las vigas.

Una vez comprobada la resistencia mínima de 250 kg/cm², se procedería a la puesta en tensión del hormigón mediante el corte de los cables con soplete.

La operación siguiente en el proceso de fabricación era el stockado de las vigas, que se hacía mediante grúas automotrices de gran potencia y maniobrabilidad. A veces, si era necesario, se cargaban directamente sobre un trailer especial, encargado de hacer el transporte en obra hasta pie de pilares. La elevación encima de pilares se hacía con una o dos grúas, según el tipo de viga, pudiendo estar situada la viga en su posición definitiva a las dieciocho horas de fabricada, si así lo deseábamos. Estos diferentes pro-

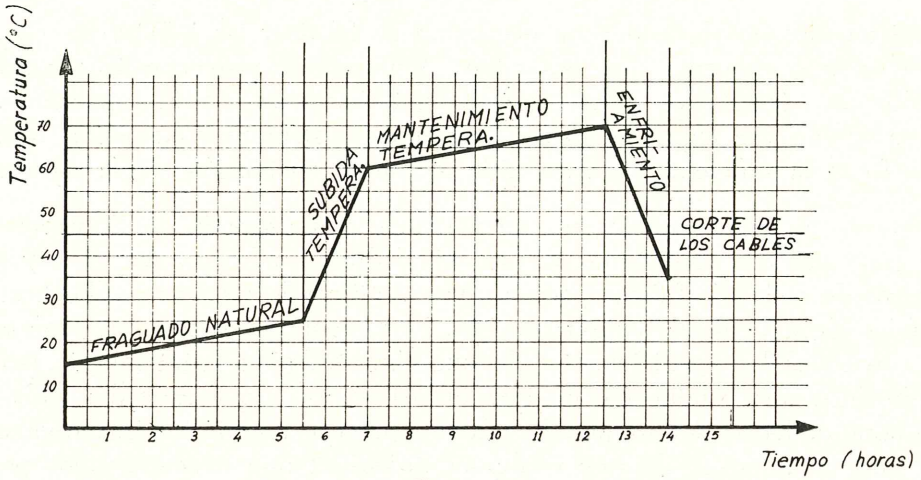


Figura 3.

cesos de stockado, transporte y elevación pueden verse en alguna de las fotografías seleccionadas. Una vez colocadas en su sitio, el monolitismo de la estructura se conseguía hormigonando in situ las uniones convenientemente ferralladas, formándose un cuerpo entre la viga y el pilar gracias a los hierros de espera de ambos, más las armaduras de ligazón convenientemente situadas.

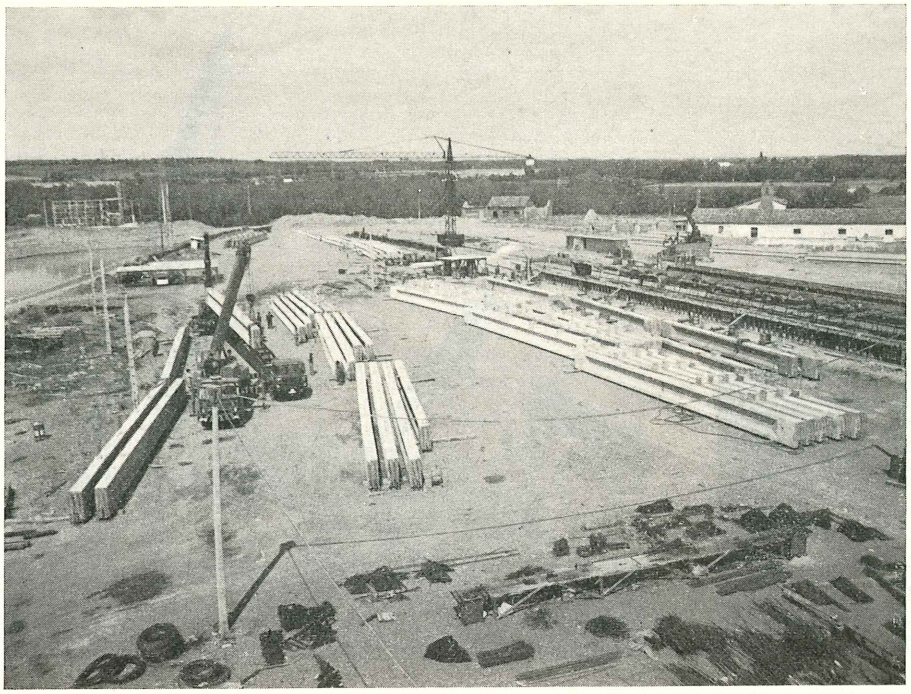
Como hemos dicho al principio, el pretensado se conseguía a base de tendones adherentes, para lo cual disponíamos del siguiente material: tres bombas hidráulicas, con una potencia unitaria de 1.000 t; tres gatos hidráulicos de 15 cm de diámetro que se acoplaban sobre los anclajes de tesado, constituidos a base de clavetas troncocónicas metidas dentro de los bloques de tracción, que aprisionan tanto más los cables cuanto mayor es la tensión a que se les somete.

Los tendones activos de las vigas grandes estaban formados por tres, cuatro o cinco grupos de cordones, convenientemente distribuidos, según las características de cálculo de cada viga; a su vez, cada grupo de cordones se componía de cuatro o cinco cordones de 12,7 mm, composición $1 \times 7 + 0$, con una carga de rotura mínima $\sigma_r = 175$ kg por mm² y un límite elástico $\sigma_{0,2} = 150$ kg/mm².

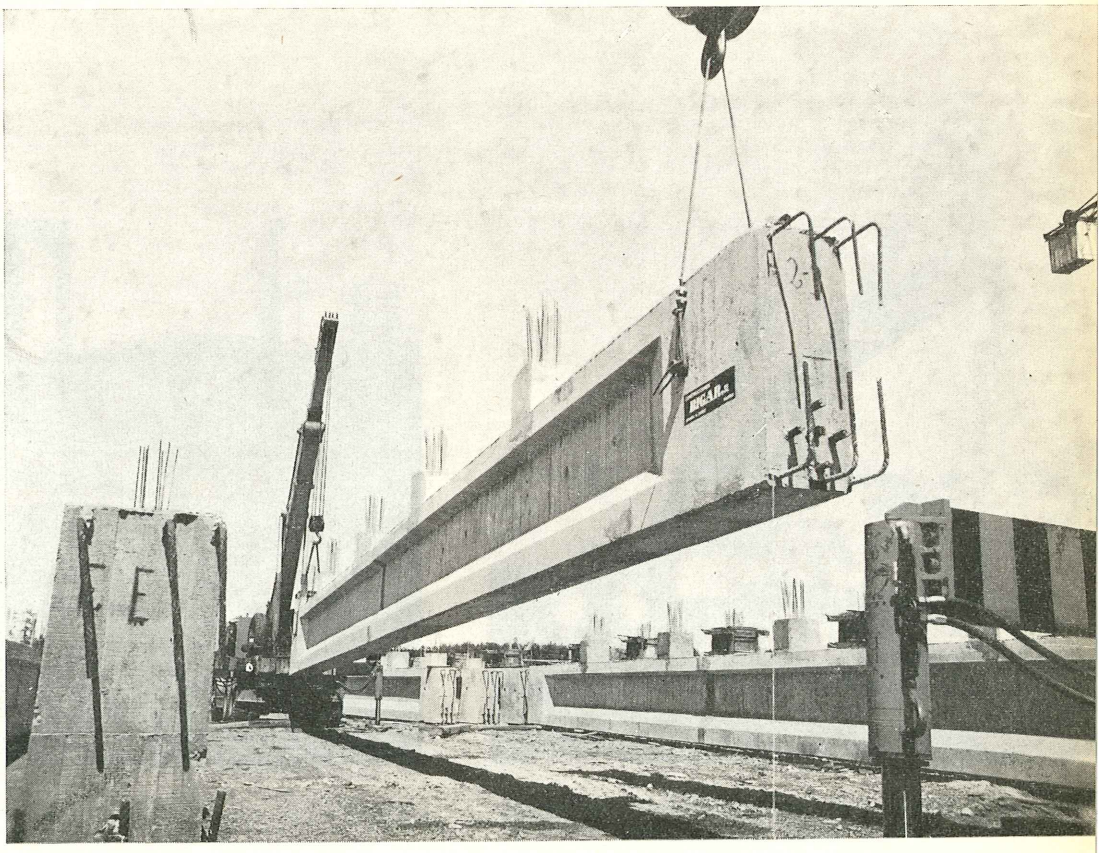
Los tendones activos de las vigas pequeñas estaban constituidos por un sólo grupo de cuatro o cinco cordones, de las mismas características que las anteriores.

La puesta en tensión de los tendones se hacía por grupos independientes. Los alargamientos medios de cada grupo de cordones oscilaban entre 40 y 50 cm.

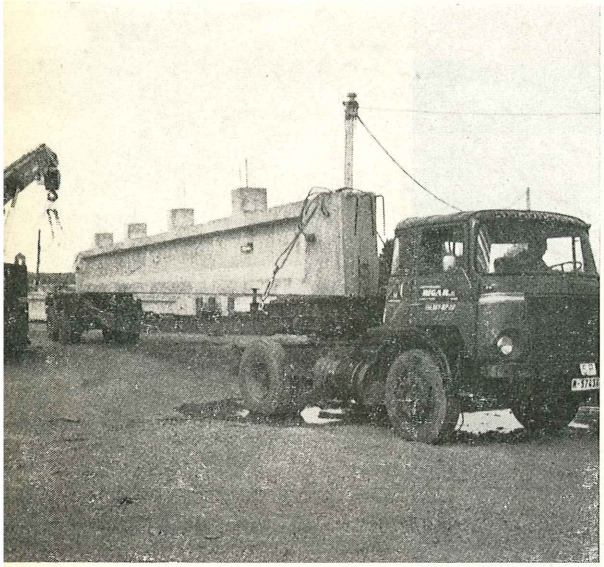
Como prueba final de todo el proceso de fabricación se realizaron dos ensayos de rotura de dos vigas del tipo 70-24-8, con una longitud de 14,50 m. A tal efecto construimos en obra un pórtico de rotura, como puede verse en una de las fotografías.



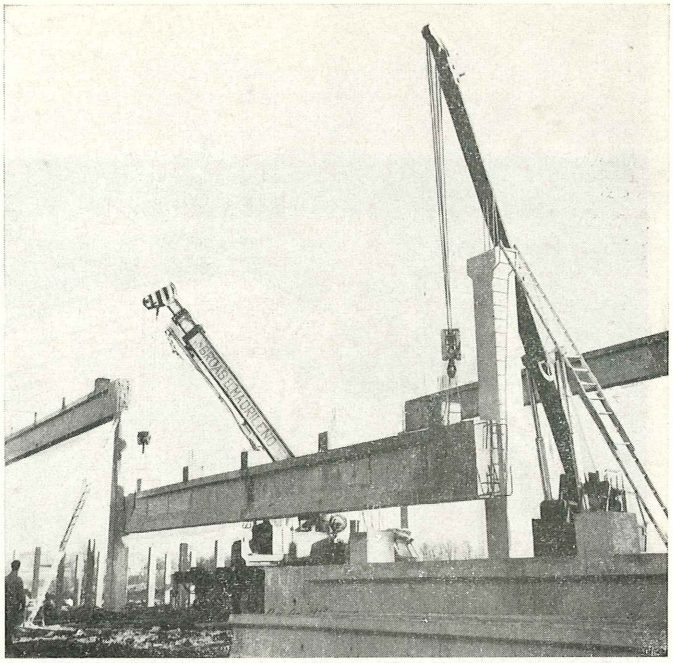
Vista de conjunto de la instalación.



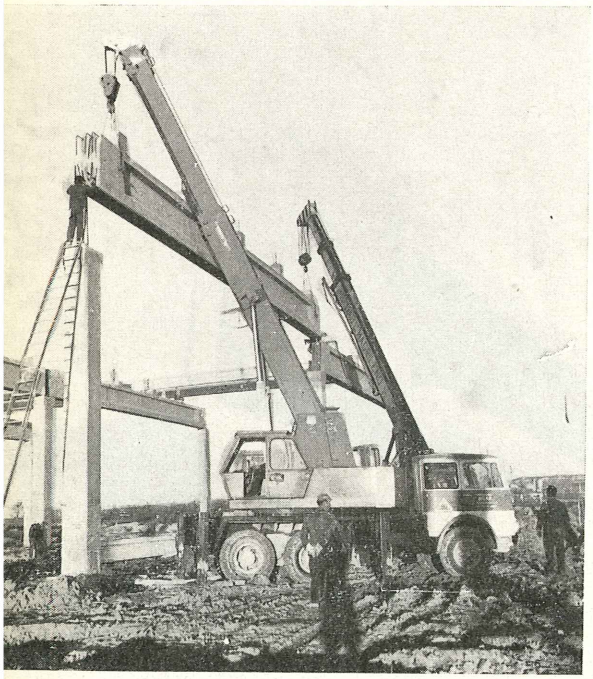
Elevación de vigas para su transporte.



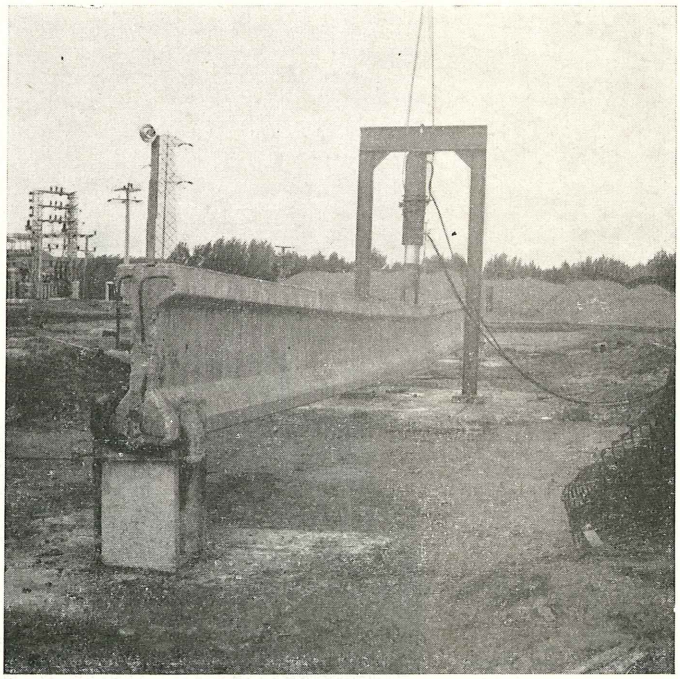
Transporte de vigas grandes sobre plataforma especial.



Proceso de elevación de una viga de 21 m de luz, 25 t de peso, sobre pilares de 8 m de altura, con dos grúas de 20 t.



Colocación de la viga encima de la cabeza de apoyo de los pilares.



Detalle del proceso de ensayo a rotura de una viga.

El primero de los ensayos lo hicimos dejando libres los extremos de la viga y cargando en el medio con uno de los gatos utilizados para el tesado. Las etapas del ensayo fueron:

1. Verificación del comportamiento en servicio.
2. Medida de deformaciones en fase elástica y plástica.
3. Determinación de la carga de rotura.

La duración total del ensayo fue de nueve horas.

La fuerza de deformación producida por el gato se medía a través de la tensión marcada en la bomba hidráulica por los manómetros.

La flecha se medía por medio de un hilo que pasaba por una polea, del que colgaba una plomada.

La viga objeto del ensayo tenía una contraflecha inicial de 5 cm y la puesta en carga se hizo por medio de escalones progresivos de 2 en 2 t hasta 6 t, en que se descargaba totalmente y se medía la flecha residual. Se volvía a cargar progresivamente por escalones hasta la aparición de las primeras fisuras, se medían flecha y carga y volvíamos a cargar progresivamente hasta obtener la rotura total, volviéndose a medir flecha y carga.

En este primer ensayo obtuvimos la primera grieta con una carga de 15 t y la rotura total a las 20 t con una flecha máxima de 17 cm, contada a partir de la contraflecha.

El coeficiente de seguridad a la rotura obtenido fue de 3,8.

El segundo ensayo lo hicimos variando las condiciones de apoyo, al hormigonar éstos para asemejar el ensayo lo máximo posible a las condiciones reales de trabajo; además se modificaron y mejoraron las condiciones y aparatos de control, pues se instaló entre el gato y la viga un dinamómetro, cuya precisión es mucho mayor que el manómetro de la bomba, ya que éste requiere ser tarado previamente.

RESUMEN DE DATOS TECNICOS

Número de vigas fabricadas:

— 300 grandes.
— 1.100 pequeñas.

Duración de la fabricación incluida la puesta a punto:

— Comienzo: 14-6-72.
— Terminación: 3-11-72.

Materiales empleados.

Hormigón:

— Volumen empleado: 3.800 m^3.
— Resistencia característica a las 12 h: σ_B 12 h = 250 kg/cm^2.
— Resistencia característica a los 28 días: σ_B 28 días = 450 kg/cm^2.

Acero pasivo:

— Tor-50: 260 t.

Acero activo:

— Tipo de cables: cordones de 1/2" ($1 \times 7 + 0$).

— Características del acero: $\frac{\sigma_{0,2}}{\sigma_r} = \frac{150}{171}$.

— Peso total utilizado: 133 t.

CONCLUSION FINAL

Una de las lecciones fundamentales que la ejecución de esta obra nos ha enseñado es que, con una organización buena del trabajo y unos medios auxiliares adecuados (no excesivos), se puede organizar una producción de tipo industrial a pie de obra, en unas condiciones de economía y plazo superiores a todas cuantas se habían utilizado anteriormente en edificaciones de tipo industrial, siendo competitiva con las estructuras clásicas, metálicas y de hormigón armado, no sólo en economía y plazo, sino por otras razones de orden estético, funcional, durabilidad, mantenimiento, etc.

realizaciones Preflex en edificios

CARLOS ALVAREZ PENALVA
Ingeniero de Caminos

En la arquitectura actual se tiende, por motivos funcionales, a conseguir en planta el mayor espacio posible sin trabas de pilares ni muros, lo que implica aumentar las luces de la construcción. Pero, por otra parte, las soluciones de gran luz en los sistemas constructivos clásicos implican un canto total de vigas más forjado muy alto, canto que, sin embargo, se debe limitar en lo posible por razones urbanísticas, estéticas e incluso económicas.

Las vigas Preflex permiten resolver elegantemente estos problemas y también los de cargas puntuales fuertes sobre vanos de cierta importancia. Después de haber sido utilizadas en numerosos edificios en todo el mundo, desde Bruselas, con la Tour de Midi, el edificio más alto de Europa, de 150 m, hasta Ceilán, con el Banco Central de Colombo, fueron autorizadas en España por el Ministerio de la Vivienda después de haberse hecho con la máxima publicidad sus ensayos oficiales.

SALON DE ACTOS DEL SANATORIO MARITIMO

La primera obra realizada en España con vigas Preflex consiste en una cubierta de 15 m de luz, formada por vigas Preflex de 65 cm de canto total, sobre las que apoyan unos paneles prefabricados (fig. 1).

Los arquitectos han sido los Sres. Miranda y la empresa constructora, la S. A. Fuentes.

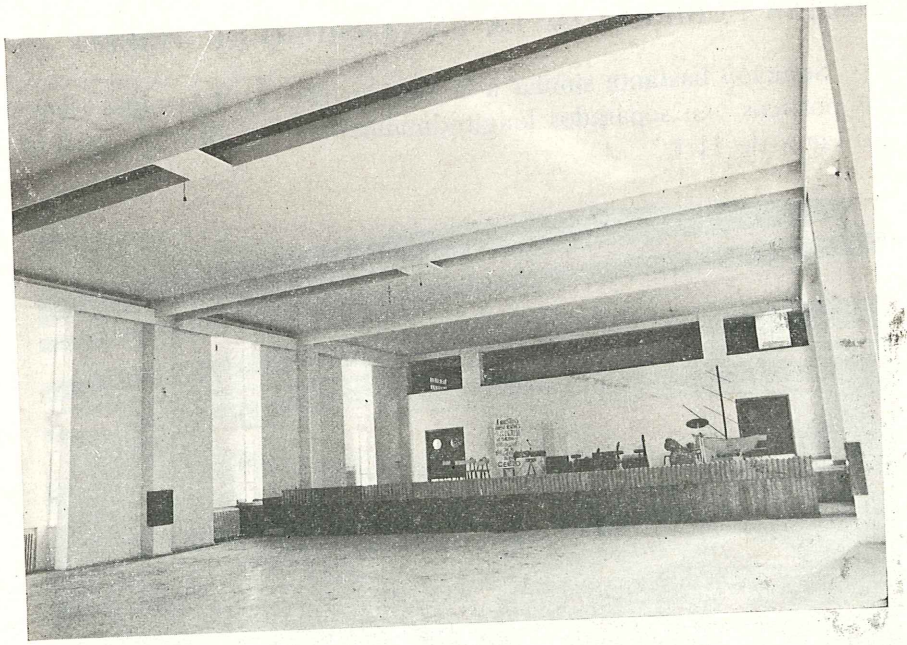


Figura 1.

PISCINA CUBIERTA DEL GRUPO COVADONGA DE GIJON

La cubierta de esta magnífica piscina (fig. 2) está formada por siete pórticos separados entre sí 4 m, de 29 m de luz. Los pilares tienen 11 m de altura, y los dinteles están constituidos por vigas Preflex biapoyadas de 1,00 m de canto total y 20 t de peso.

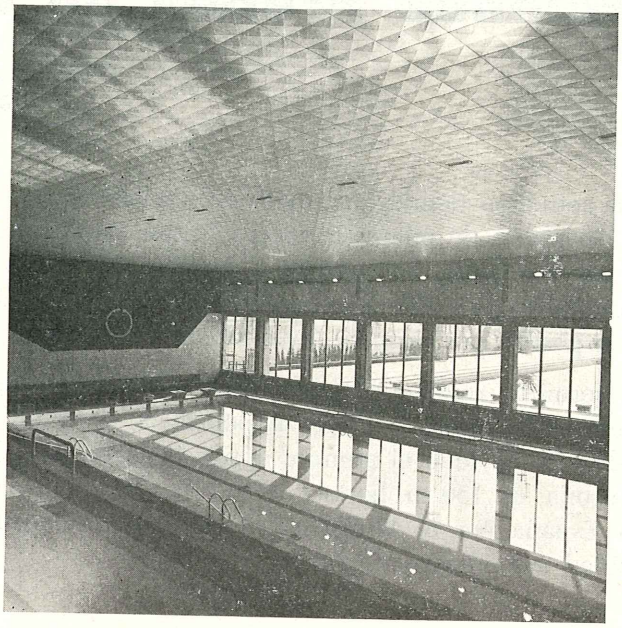


Figura 2.

Los elementos transversales son paneles cerámicos Rubiera prefabricados y autoportantes, con lo que se consiguió prefabricar totalmente la cubierta, cuyos 1.000 m² se montaron en tres días.

Los autores del proyecto son los arquitectos Sres. Miranda y la empresa constructora Govasa.

PISCINA CUBIERTA DE LA UNIVERSIDAD DE OVIEDO

Solución bastante similar a la anterior (fig. 3). Las vigas tienen aquí 23 m de luz, y los pórticos van separados longitudinalmente 5 m. El canto total es de 85 cm y el peso de las vigas de 11 t.

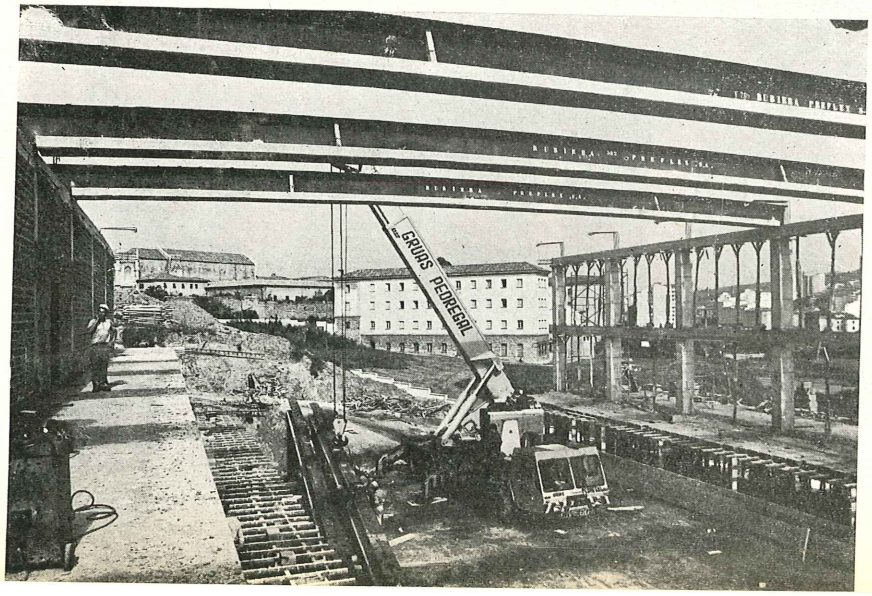


Figura 3.
Piscina Universidad.

Los pórticos en esta cubierta son hiperestáticos para la sobrecarga. Esto se consigue dejando embebidas en los pilares las armaduras del empotramiento, que se doblan sobre la viga, una vez ésta colocada, y que se hormigonan con la cabeza de compresión de la viga. En la figura 3, además del montaje, se ven estas armaduras dejadas en espera. El arquitecto es D. Carlos Blanco y Constructora Asturiana la empresa constructora.

IGLESIA DE SAN JUAN, EN SANTANDER

Se trata de otra cubierta formada por cuatro pórticos con luces de 13 a 18 m, separados 4,25 m. Aquí el canto era muy estricto, pues la iglesia está en un patio de manzana y su cubierta no podía tapar las ventanas de las viviendas del primer piso.

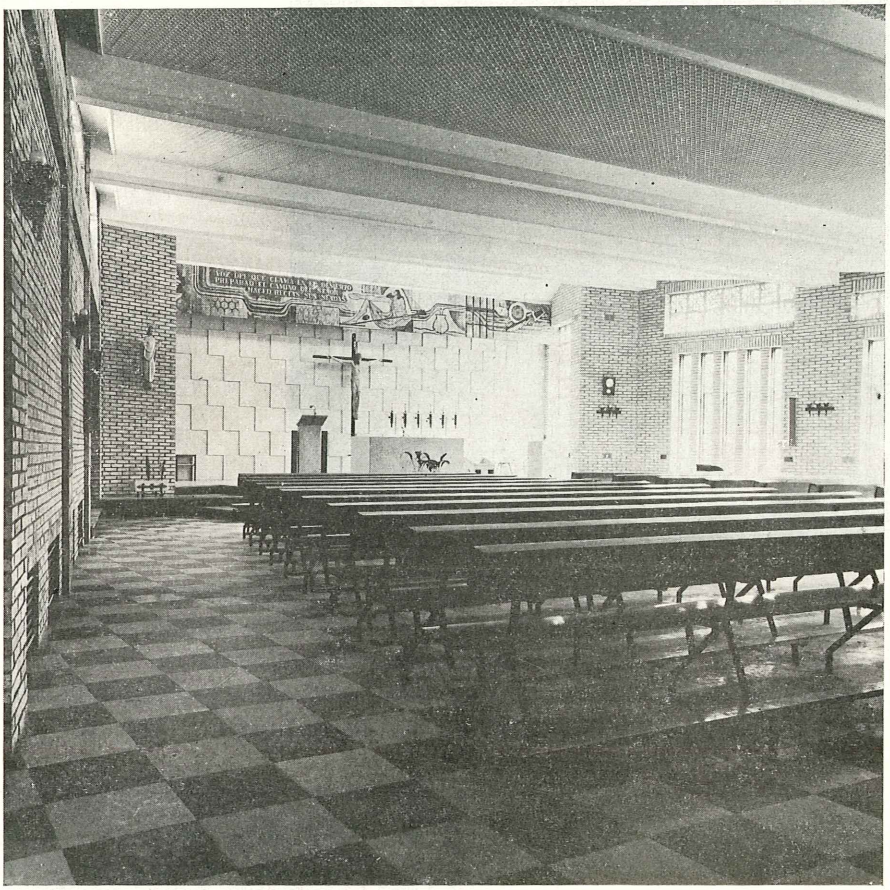


Figura 4.

Este problema se resolvió mediante vigas Preflex, con un canto total de sólo 45 cm. Dos de los pórticos se han calculado como isostáticos, y otros dos, como hiperestáticos. Transversalmente las vigas soportan un forjado cerámico pretensado Stalton. En la figura 4 se aprecia el bello interior de la iglesia, totalmente diáfana.

El proyecto es del arquitecto D. Emilio de la Torriente.

HOTEL DE LA RECONQUISTA, EN OVIEDO

El hotel de la Reconquista de Oviedo se está construyendo aprovechando el edificio del antiguo Hospicio del siglo XVIII.

El salón de actos está cubierto por dos vigas Preflex de 17 m de longitud, biapoyadas de 85 cm de canto total, separadas entre sí 7,5 m, luz que cubre un forjado Stalton.

El *hall* del hotel, de 22 × 30 m, es uno de los antiguos patios que se ha cubierto, con un bello artesonado de madera y cristal (fig. 5), soportado por dos vigas Preflex de 22 metros de longitud, sobre las que apoyan unas vigas transversales metálicas de 12 m.

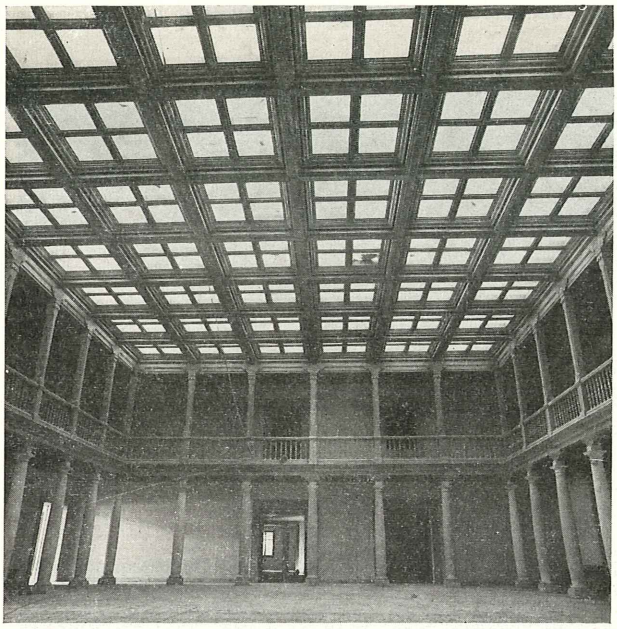


Figura 5.

Bajo el patio central se han excavado dos plantas de sótano de 31,5 × 31,5 m, que servirán para aparcamiento. Las cubiertas de estos sótanos se han realizado con vigas Preflex de 16 m de longitud, separadas 10,5 m entre sí, con lo que se obtiene que los 1.000 m² forjados en cada piso estén soportados por sólo dos columnas interiores, consiguiéndose así una utilización máxima de la superficie (fig. 6).

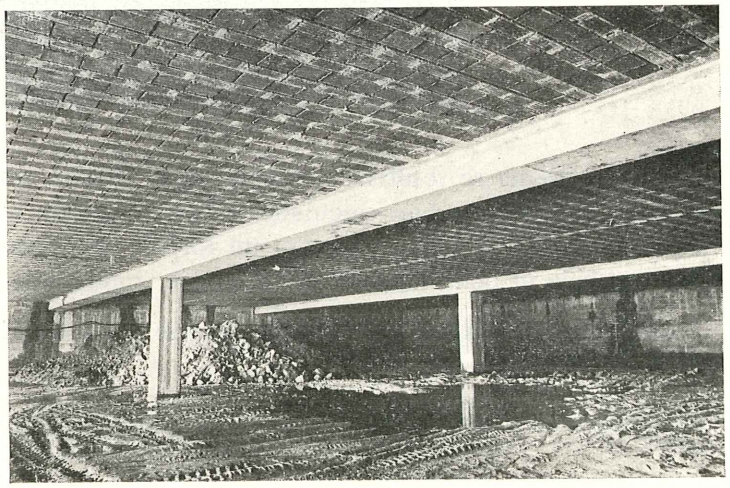


Figura 6.

En este caso, se ha calculado también el pórtico formado por vigas y pilares de ambas plantas como hiperestáticas.

Es digno de mención el forjado entre vigas, de 10,5 m, pretensado cerámico tipo Rubiera Stalton. El canto total de las vigas ha sido de 65 cm, incluido el del forjado, de 35 cm. Las sobrecargas pedidas eran de 500 kg/m² para el primer sótano y de 600 kg/m² para el segundo. Las vigas llegan así a soportar unas 11 t/m l.

Los arquitectos, autores del proyecto, son D. Manuel Sainz de Vicuña y D. César Fernández Cuevas.

CINE DONATO ARGÜELLES

Es un ejemplo de vigas Preflex soportando pilares.

En la planta baja de un edificio de 10 plantas está previsto este local para cine. Encima de él irán viviendas, que no necesitan, naturalmente, una luz tan grande.

La solución adoptada ha sido cubrir el cine con vigas Preflex formando pórtico hiperestático con los pilares que las soportan. La luz libre es de 13 m y los pórticos están espaciados a 5 metros.

Sobre estas vigas de la figura 7 a los tercios de su luz aproximadamente, cargan dos

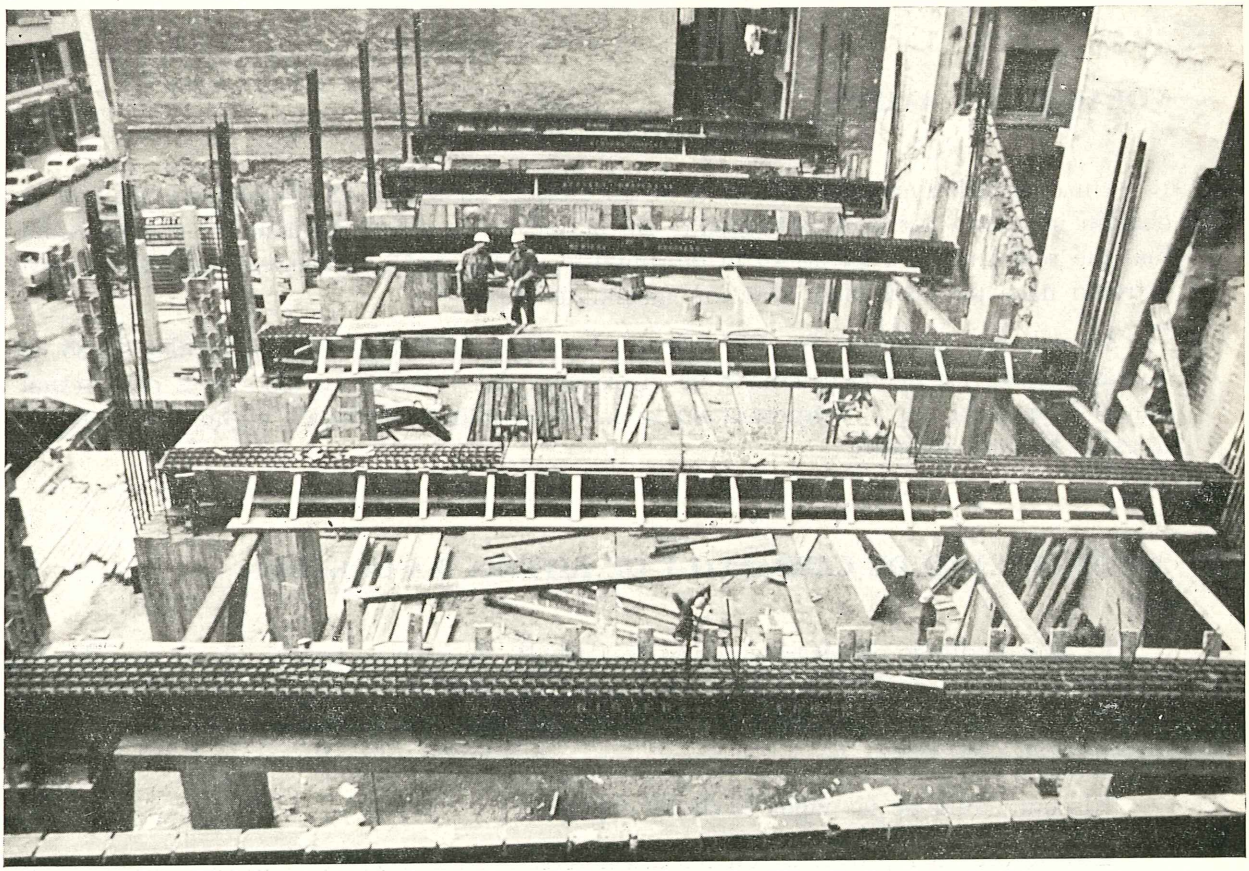


Fig. 7. — Cine en calle Donato (Argüelles).

pilares, que transmiten sendas reacciones de 105 t. De esta manera, las luces en las plantas de viviendas no pasan de 5 m, y, por tanto, el precio de su estructura resulta muy económico. En la figura aparecen las armaduras de unión de esos pilares con las vigas.

El canto total de las vigas Preflex es de 85 cm y su peso de unas 7 t. Los arquitectos de esta obra son D. Juan Bautista Martínez Gemar y D. Angel Mayor Villarejo.

EDIFICIO EN LA CALLE CERVANTES, DE OVIEDO

Es un caso similar al anterior, pero las luces y las cargas son todavía más fuertes. Los pórticos son ocho y sus luces varían entre 9 y 15 m.

Las vigas de 15 m deben soportar dos pilares de 180 t de reacción máxima a los tercios de la luz. Están empotradas en los pilares.

El canto de las vigas que soportan los pilares es de 1,05 m. Bajo ellas, en las tres plantas subterráneas, con la misma luz, pero sin cargas puntuales, van otras vigas también Preflex de 45 cm de canto, de modo que en los vanos de 15 m resulta una esbeltez de 1 : 33. El espacio así liberado en planta baja será utilizado para patio de operaciones del Banco del Noroeste y los sótanospara aparcamiento. A pesar de las cargas tan fuertes la flecha total calculada debajo de los pilares es de sólo 2,5 cm.

El arquitecto es D. Florencio Muñiz Uribe.

VOLADIZO EN AVILES

Un caso quizá más extremo es el de un edificio en Avilés, en el que para respetar un chaflán impuesto por el Ayuntamiento, sin perjudicar la distribución de las viviendas, había que realizar una viga de 14 m de longitud, de los cuales 7 están en voladizo, en cuyo extremo nace un pilar cuya reacción máxima es de 60 t.

La solución adoptada ha sido colocar dos vigas Preflex gemelas invertidas de 85 cm de canto total. La flecha calculada en el extremo del voladizo ha sido de 2 cm. Actualmente terminada, en la estructura no se ha observado perturbación alguna. Su arquitecto es D. Enrique Casares.

AYUNTAMIENTO DE CARBALLO Y DE RIVEIRA (LA CORUÑA)

El nuevo edificio del Ayuntamiento de Carballo lleva en su tercera planta un salón de sesiones con luces de 13,5 m. Por encima hay que construir tres plantas más. La solución adoptada ha sido de vigas Preflex de 14 m, separadas 3,5 m. Sobre cada una de ellas nace un pilar de 32 t.

El canto total de las vigas es de 70 cm.

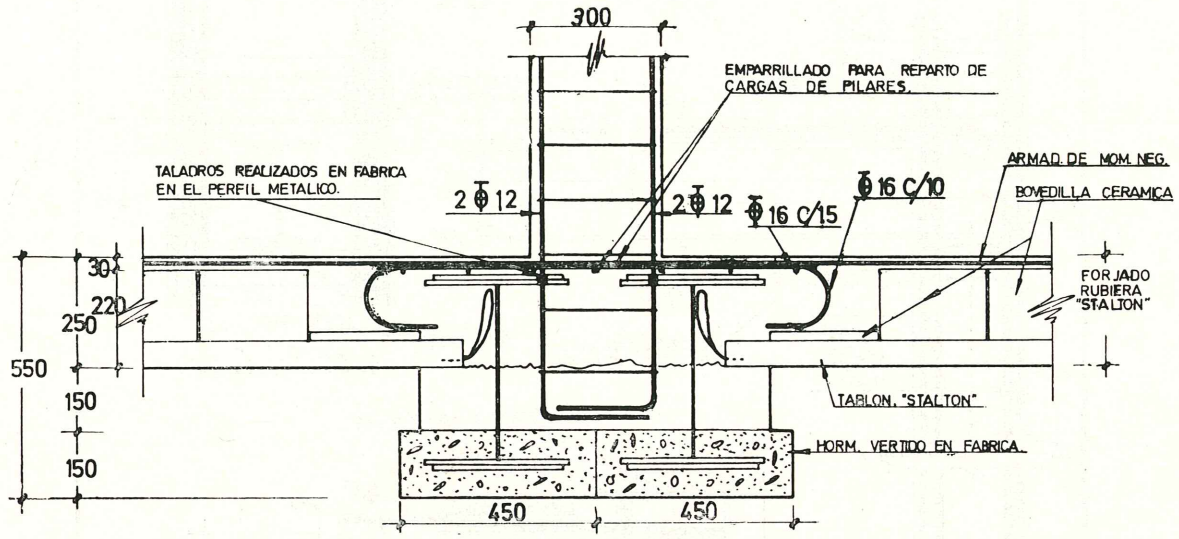
Los autores del proyecto son los arquitectos Sres. Rey Pichel y Silva Suárez.

En el nuevo edificio del Ayuntamiento de Santa Eugenia de Riveira (fig. 8), se colo-

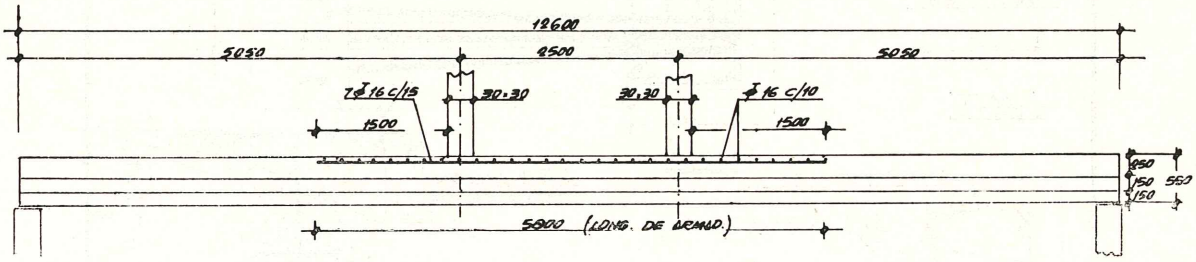
caron en la cubierta de la planta primera tres vigas Preflex de 12,6 m de luz, dos de ellas gemelas, de las que nacen dos pilares de 14 t cada uno, separados 2,5 m.

El canto total de las vigas es de 55 cm (incluido el forjado).

Es autor del proyecto D. Francisco J. Casteleiro.



Sección A-A y detalles de vigas Preflex gemelas.



Alzado longitud. De vigas Preflex gemelas y longitud de armaduras. Nota: No se han representado las armaduras de momentos negativos del forjado.

Figura 8.

EDIFICIO ASTURMOVIL

Un nuevo edificio para distribución y servicio de SEAT se está construyendo actualmente a la salida de Gijón.

Está constituido por pórticos de tres plantas y dos vanos de 16 m de luz separadas entre sí 7 m. Además lleva una zona con 10 m de luz para 1.000 kg/m² de sobrecarga en la cubierta del sótano.

Las vigas principales son Preflex de 65 cm de canto total. Las sobrecargas consideradas han sido de 400 kg/m². Todo el pórtico se ha estudiado hiperestático.

El arquitecto es D. Juan Bautista Martínez Gemar.

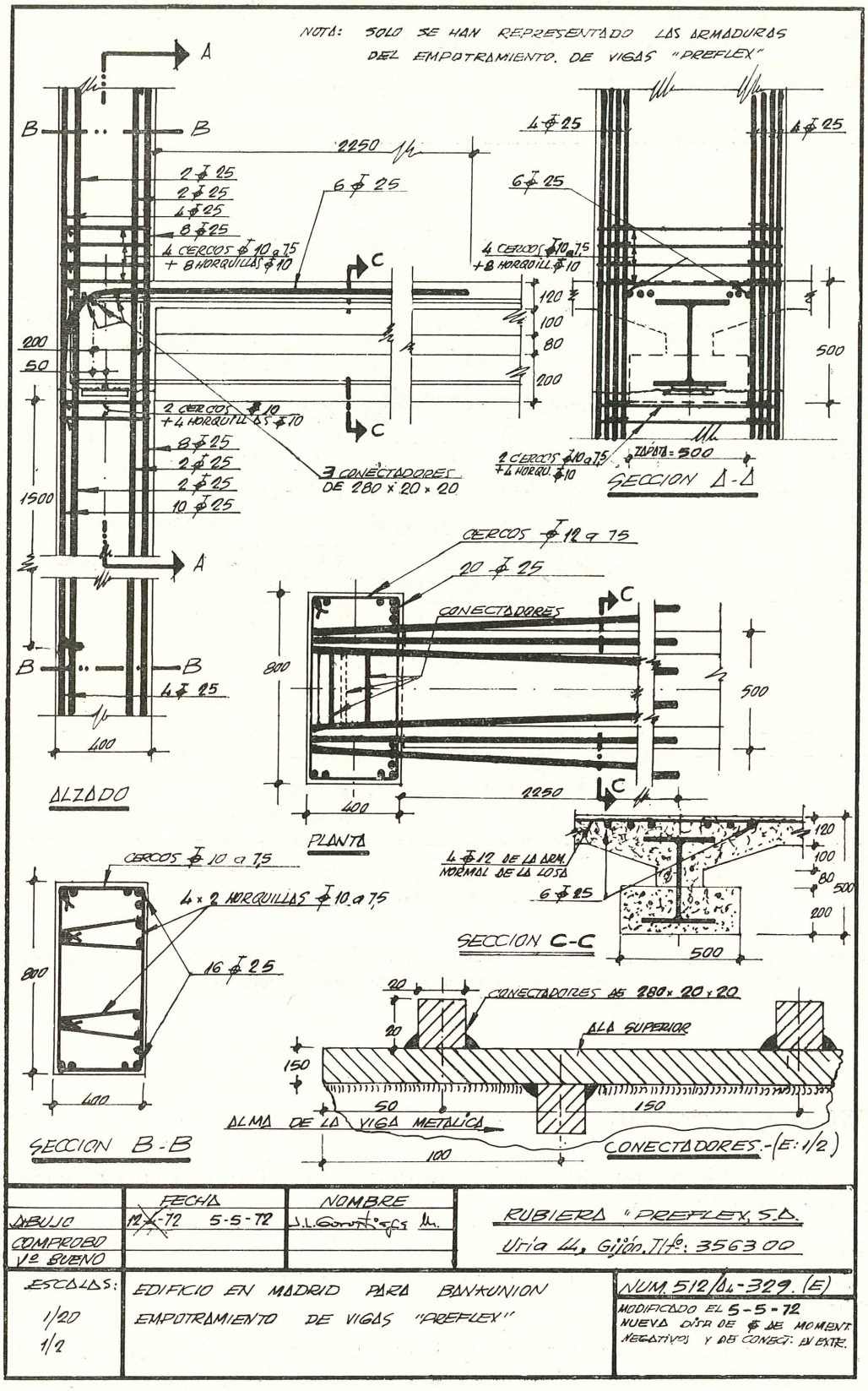

NOTA: SOLO SE HAN REPRESENTADO LAS ARMADURAS DEL EMPOTRAMIENTO DE VIGAS "PREFLEX"
ALZADO
PLANTA
SECCION A-A
SECCION B-B
SECCION C-C
CONECTADORES.-(E: 1/2)
ALMA DE LA VIGA METALICA
ALA SUPERIOR
CONECTADORES DE 280 x 20 x 20
RUBIERA "PREFLEX, S.A."
Uría 44, Gijón. Tfno: 356300
EDIFICIO EN MADRID PARA BANKUNION
EMPOTRAMIENTO DE VIGAS "PREFLEX"
NUM. 512/SL-329. (E)

Figura 9.

EDIFICIO CENTRAL DEL BANKUNION EN LA CASTELLANA

En el verano de 1972 comenzó la construcción de este edificio en el paseo de la Castellana, de Madrid.

Consta de 15 plantas, 4 subterráneas y 11 por encima del suelo, rematadas por una cúpula.

Trece de las plantas quedan exentas de pilares interiores, al haberse adoptado una solución de vigas Preflex de 14 m de luz apoyadas en los pilares de fachadas. Con los que constituye pórtico hiperestático para las sobrecargas. En la figura 9 se ve el detalle de los nudos. Los pórticos van separados 4,5 m, las vigas tienen un canto total de 50 cm con una losa entre ellas de hormigón armado.

Los arquitectos del edificio son D. José Antonio Corrales y D. Ramón Vázquez Molezún, y el ingeniero consultor D. Manuel María Valdés.

OTRAS OBRAS

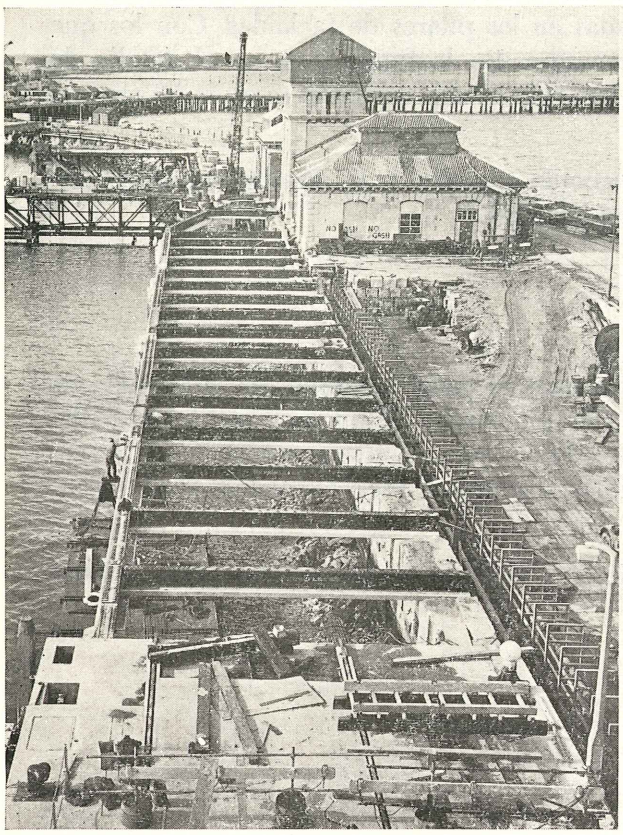
Entre otras muchas obras interesantes citaremos el patio paraninfo de la Escuela de Artes y Oficios de Vitoria, del arquitecto D. Enrique Marimón; un gran garaje en Valladolid, del arquitecto D. Juan Corominas; un edificio para centro comercial con cargas puntuales en Maspalomas (Gran Canaria), de los arquitectos Sres. Colomina Abril y García Berenguer; etc.

Pero se alargaría excesivamente este artículo y creemos será más interesante aplazar su publicación para otro momento.

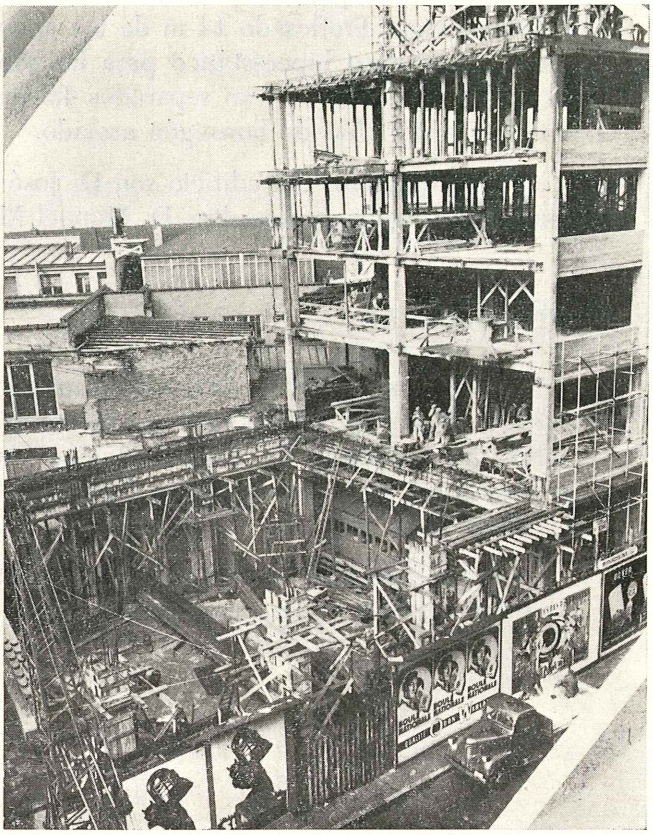
VIGAS BAJO PILARES

CANTOS ESTRICTOS

GRANDES LUCES



Muelle de carga construido con vigas Preflex en ambos sentidos, longitudinal y transversal.



El pilar central de este edificio, que transmite 160 t, está puenteado por una viga Preflex de 14 m.

Las vigas Preflex han llegado.

A puntear pilares de 1.200 Tm.

A esbelteces de $\frac{\text{canto total}}{\text{luz libre}} = 1/45$.

Se han aplicado en escuelas, hoteles, salas de fiestas, garajes y aparcamientos bajo edificios, edificios industriales, oficinas, cines, galerías comerciales, cuarteles, imprentas, etc., con luces entre 6 y 35 metros. En estructuras metálicas o de hormigón armado.

RUBIERA PREFLEX SA

NOMBRE Y MARCA REGISTRADOS

Uría, 44. Apartado 450
Teléfono 985-35 63 00 Gijón (España)

591 - 9 - 29

algunas realizaciones con Procedimientos Barredo, S. A. (excluyendo los puentes)

C. BARREDO

Sr. presidente, señoras, señores:

Entre las obras pretensadas por Procedimientos Barredo, S. A., desde la Asamblea de Valencia, y excluyendo los puentes, de los que ya les he hablado, voy a mostrarles algunas que, por sus características, se apartan de las aplicaciones normales.

En primer lugar, en la figura 1 podemos observar una vista de las cubiertas de Bodegas Garvey, que ha construido Dragados y Construcciones, con proyecto de don Miguel Fisac.

Se trata de un caso de aplicación, en gran escala, de las vigas huecas de Fisac, habiéndose empleado los dos tipos fundamentales, denominados en σ y en V, respectivamente, con sección cerrada.

Son varias cubiertas con luces de 11, 17 y 22,50 m, teniendo las vigas un grueso de pared de 2,5 cm.

Estas vigas se prefabrican por dovelas de un m de longitud a pie de obra, donde se había trasladado la planta móvil, que se ve en la figura 2.

En la misma figura puede verse el parque de almacenamiento de dovelas, y en la figura 3, la operación de tesado de una viga de sección en σ, estando armadas y situadas las vigas sobre unas plataformas especialees, que permiten su colocación y alineación exacta.

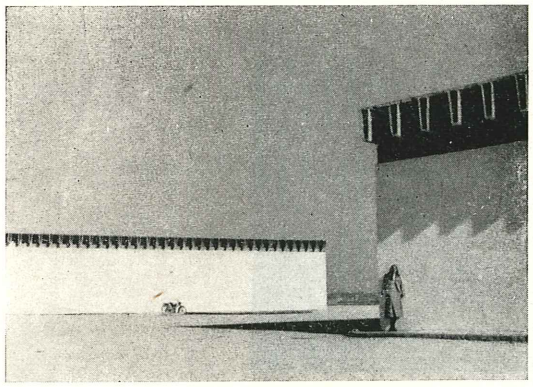


Figura 1.

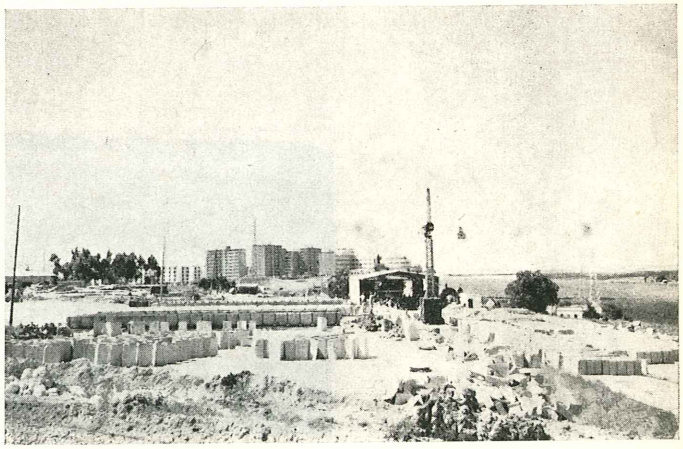


Figura 2.

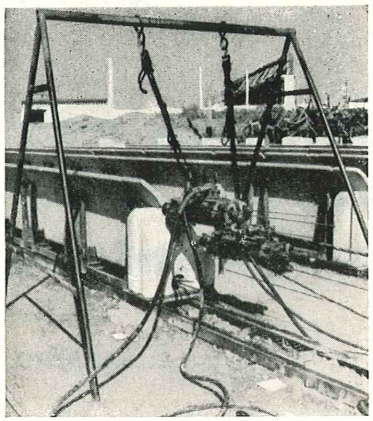


Figura 3.

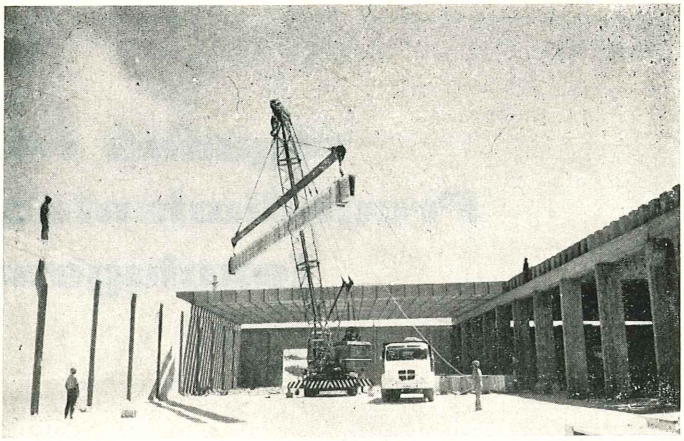


Figura 4.

El montaje de estas vigas se realizó mediante grúa automóvil, como vemos en la figura 4.

Otra cubierta llamativa es la construida por la empresa Hidroconstrucciones, S. A., en su factoría de Coslada, cerca de Madrid, con proyecto de Nabla, S. A. (fig. 5).

Se trata de una cubierta de 2.000 m² con 34 vigas laminares en paraboloide hiperbólico, con 20 m de luz y una anchura de 2 m, siendo de 8 cm su espesor en el centro.

Hormigonada la primera sobre un molde apropiado, ella misma servía de encofrado para la siguiente, que se hormigonaba sobre ella; y así sucesivamente formando una pila.

Para conseguir la iluminación cenital con lucenarios inclinados, las láminas se colocaron en obra, dando un giro a los ejes principales de la sección, quedando en una postura asimétrica, como se ve en la figura 6, donde podemos apreciar también el detalle de los apoyos y las viseras que cortan la entrada directa de rayos solares.

En la figura 7 puede observarse el conjunto de los lucernarios, en la figura 8, una vista interior de detalle.

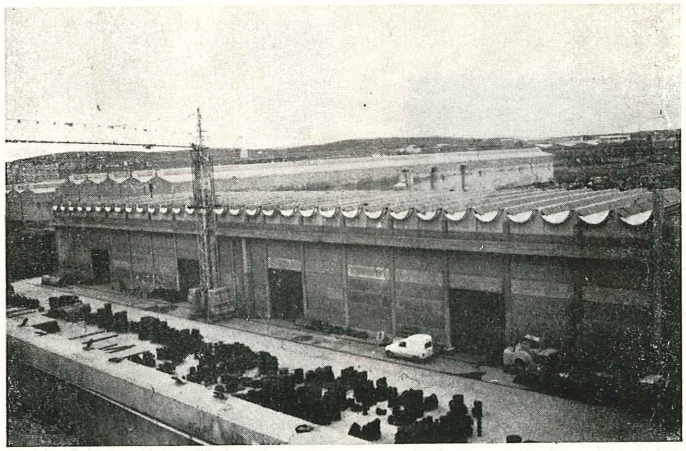


Figura 5.

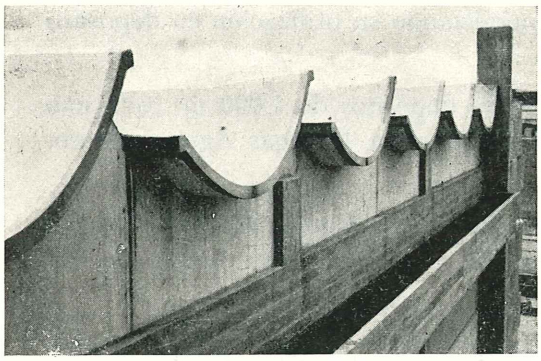


Figura 6.

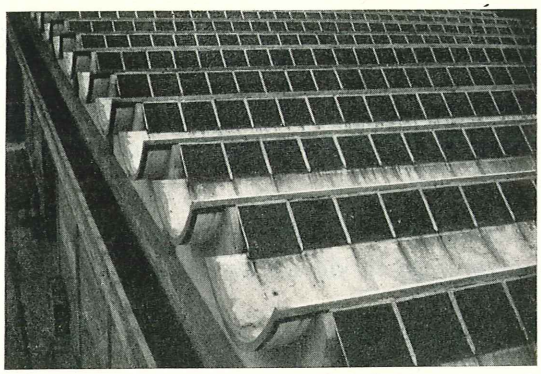


Figura 7.

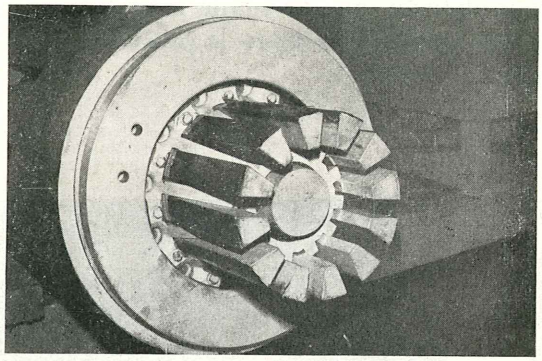


Figura 8.

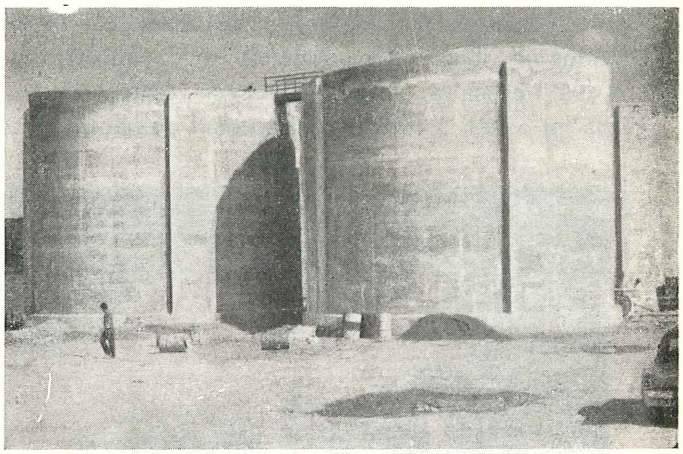


Figura 9.

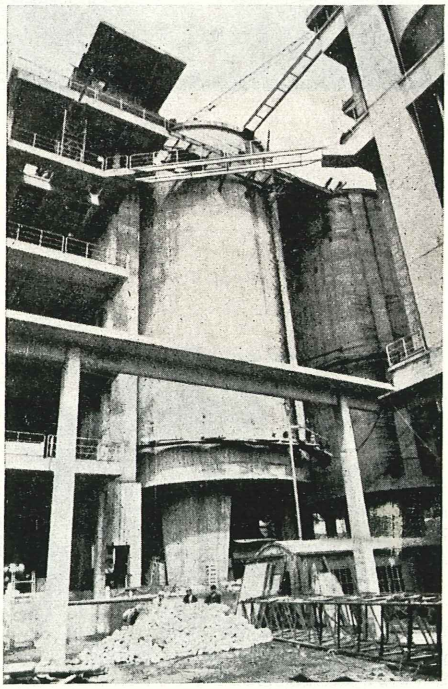


Figura 10.

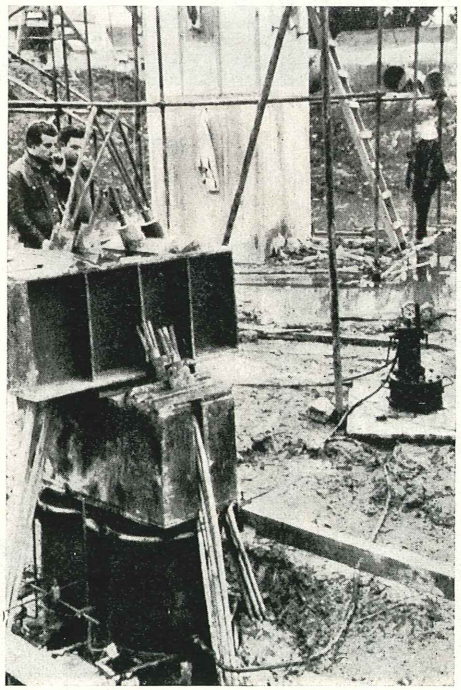


Figura 11.

En cuanto a depósitos pretensados se sigue generalizando su utilización en depósitos para agua con distintas capacidades.

Aparte de ello quiero presentarles unas baterías de depósitos de 1.000 m^3 cada uno para vino, construidos por Ingeniería y Promoción, S. A., para Bodegas Age, en Fuenmayor (fig. 9).

También hemos postesado los dos silos para clinker, de la figura 10, con 12 m de diámetro y 25 m de altura, construidos por Horminesa, en Gijón, para Cementos del Cantábrico.

En la figura 11 vemos una forma de realizar una prueba de carga de un pilote, mediante gatos hidráulicos que reaccionan sobre unas piezas sujetas al terreno con anclajes postesados como los que empleamos para fijación de pantallas, etc.

Pasando, por último, a los refuerzos de estructuras, labor en la que, como saben ustedes nos hemos especializado, voy a mostrarles algunos de los realizados en este período, cuya necesidad se ha planteado unas veces por algún defecto que disminuía la resistencia prevista, y otras para poder aumentar la sobrecarga de servicio sobre la proyectada.

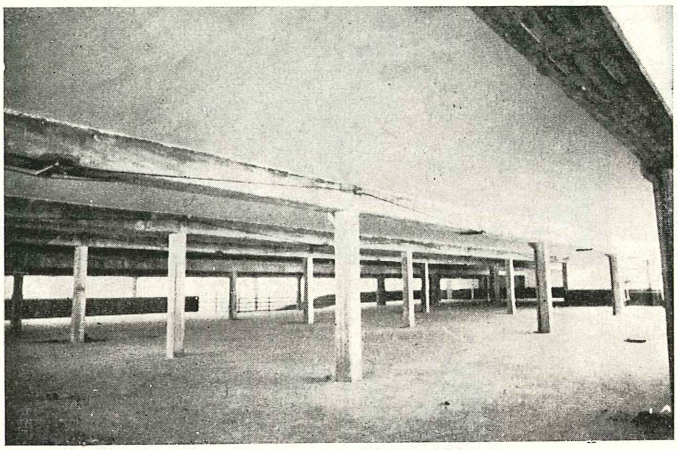


Figura 12.

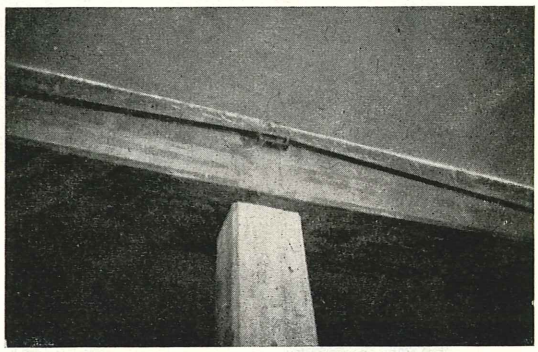


Figura 13.

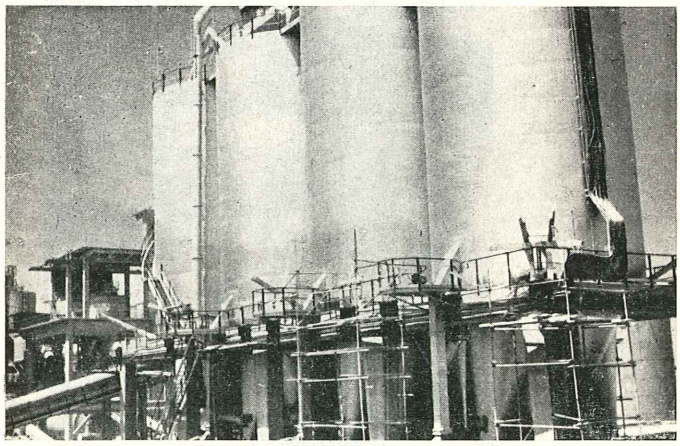


Figura 14.

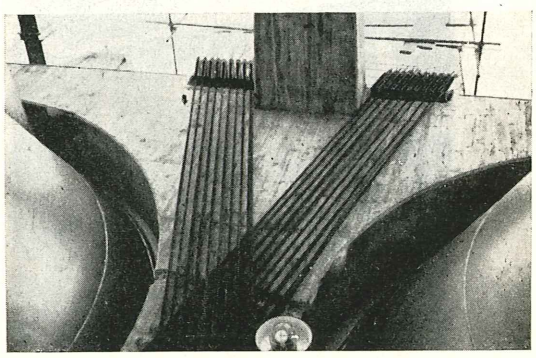


Figura 15.

En la figura 12 tenemos un caso de viga continua, de tipo que podríamos llamar clásico, con armadura continua que pasa por la parte inferior en el centro de los vanos, y por la parte superior en los pilares.

En la figura 13 se aprecia un detalle del paso de las armaduras por estos puntos mencionados.

Otro caso lo encontramos en la plataforma soporte de cuatro silos de clinker en una fábrica de cemento, que se ven en la figura 14.

Se trata de una losa de 36,70 × 9,60 m, con un espesor de 1,20 m, teniendo los silos un diámetro de 8 m. Está soportada por 10 pilares, y la posición relativa de los pilares y los silos llevó a la colocación de las armaduras en forma de X, como se ve desde abajo en la figura 15.

Esta armadura se colocó en diferente proporción en la cara superior y en la inferior para situar el esfuerzo en el punto preciso, y se completaba con un postesado del borde de la losa.

En la figura 16 se ve un detalle de estas armaduras y de las piezas de apoyo y reparto de las cargas.

En un gran bloque de edificación, en Madrid, se quiso transformar en jardín una zona destinada, en principio, a patios, y se reforzaron varios pórticos y vigas para poder soportar la nueva carga.

En la figura 17 vemos un detalle del trazado de las armaduras.

Para disminuir las pérdidas de tensión por rozamiento en los puntos de elevación de las armaduras, los cables se apoyaban en unas poleas especiales, fijadas lateralmente a unas placas en U, que pasaban por debajo de las vigas (un detalle, en la fig. 18).

En la figura 19 se ve el extremo de una de las vigas, en donde puede observarse que se emplearon cables en horquilla, dando la tensión desde cada extremo a la mitad de las armaduras.

La tensión se dio en varias fases, según se iba aumentando progresivamente la carga permanente sobre las vigas.

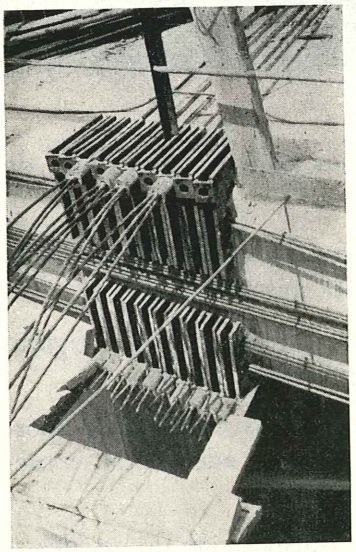


Figura 16.

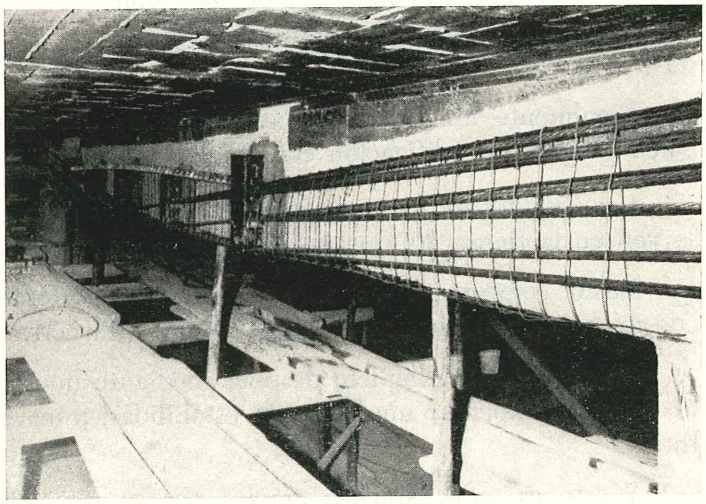


Figura 17.

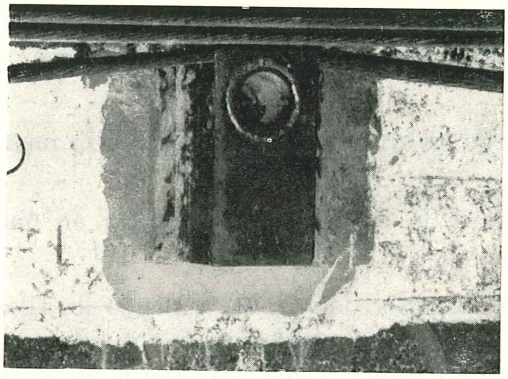


Figura 18.

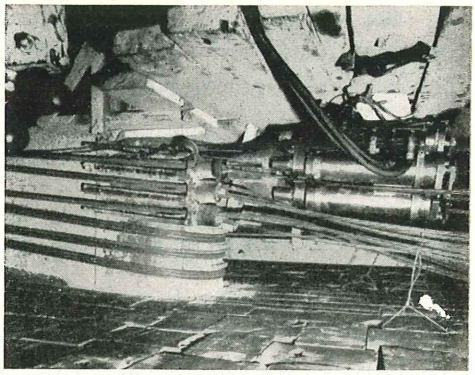


Figura 19.

Figura 20.

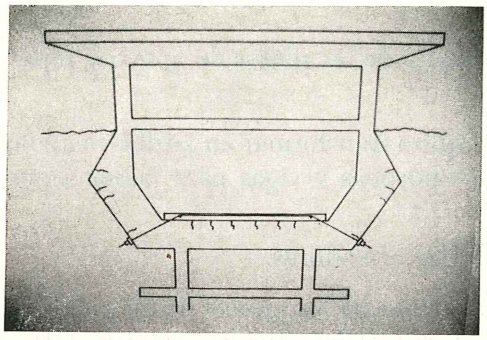


Figura 21.



En la figura 21 podemos ver un hotel, en el que existe una planta con pilares en V en los que se quiso reforzar la fijación de las ramas superiores de las V a las vigas de esa zona.

Como el refuerzo pretendía garantizar que no pudiesen abrirse dichas ramas bastó enlazarlas entre sí por las cabezas mediante un tirante postesado revestido con el hormigón suficiente para recoger las compresiones cuando disminuyese la sobrecarga.

Finalmente les presento unos esquemas del refuerzo de los pórticos de soporte de cinco bloques de edificación con 12 plantas.

Los forjados de los pisos cargan sobre dos pilares que descansan en los pórticos que se ven en la figura 20, que se agrietaron, como se señala en esta misma fotografía.

Bastó colocar lateralmente los tirantes postesados que se ven en la misma figura, con un trazado antifunicular de las cargas para cerrar ambos grupos de grietas.

La solución se completó después mediante unos cerramientos transversales a los pórticos para compensar una falta de estabilidad transversal que padecía, además, la estructura.

Y esto es todo. Muchas gracias por su atención y quedo a disposición de ustedes si quieren hacerme alguna pregunta.

591 - 8 - 24

aplicación de los elementos huecos prefabricados en edificación y obras públicas

prefabricación pesada en la construcción de edificios

VICENTE PEIRO

En la VI Asamblea anterior a la presente tuvimos la oportunidad de dar a conocer de una manera resumida el conjunto de realizaciones y ensayos que por entonces me ocupaba. El tiempo transcurrido ha confirmado para muchos lo que era claro y decisivo para mí desde hace muchos años, tanto por la importancia de las realizaciones que me han sido encomendadas, así como también la variedad de formas y motivos, y que al más somero análisis comparativo resaltan la viabilidad de estos procesos constructivos, incluso comparados con las aportaciones extranjeras a que tan aficionados somos los españoles, y que sin causa de verdadera necesidad están o han intentado inundar, tanto nuestro mercado como nuestra técnica, ignorando impunemente lo que, a pesar de todo, se ha logrado con el esfuerzo de unos pocos, con mucho sacrificio y trabajo.

Estas realizaciones, concebidas, en principio, por ciertos proyectistas, cuyas miras y deseos están de lleno en la más fuerte vanguardia —si bien una serie de realizaciones nuestras anteriores respaldaba esta confianza— han sido las que nos han servido de base para la comunicación presentada a esta Asamblea. Veamos cómo.

Piezas ya conocidas y divulgadas del Arquitecto D. Miguel Fisac. Todas ellas pretensadas y prefabricadas en el límite de esbeltez a la función a cumplir (fig. 1).

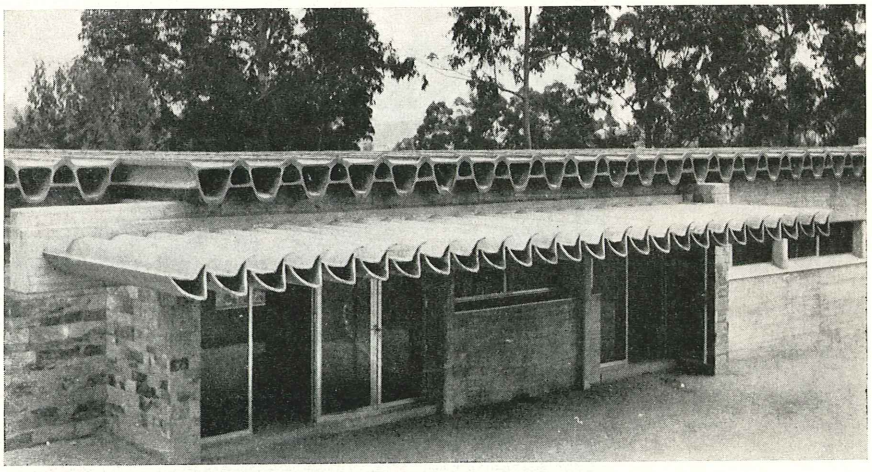


Figura 1.

Plaza de toros de Estepona. Arquitecto D. Juan Mora. Gradas pretensadas tubulares de hasta 8 m de luz para gran sobrecarga. Paneles huecos de contrabarrera, paseos y vomitorios, con forjados multitubulares de mínimos espesores (figs. 2 y 3).

Casa de la Radio. Arquitecto D. Emilio Fernández Martínez de Velasco. Diversidad de paneles huecos pretensados, de dimensiones hasta 22 m². La prefabricación tenía que ser ligera (menos de 150 kg/m²), ya que los paneles van colocados sobre voladizo de más de 1,50 m; de no ser así, para el espesor y dimensiones de su composición, se tenía que reforzar la estructura del edificio (figs. 4, 5 y 6).

Edificio social de Dragados y Construcciones, S. A. Arquitecto D. Javier Ramos. Parasoles huecos de 9,50 m de longitud y placas multitubulares para cubierta de los apar-

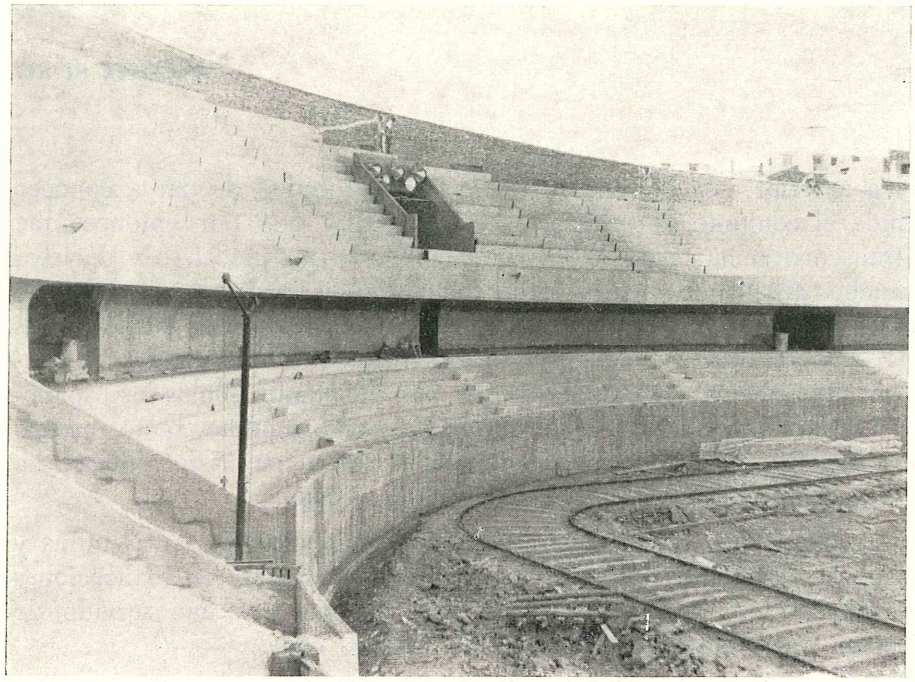


Figura 2.

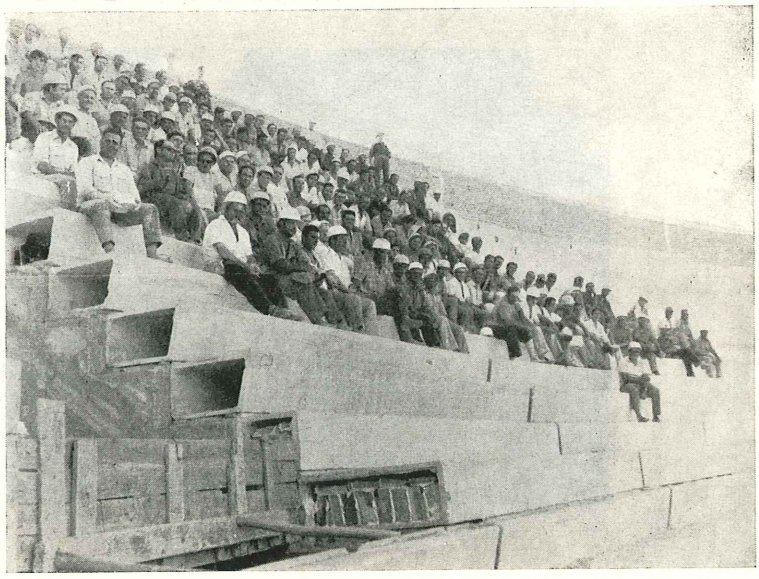


Figura 3.

Figura 4.



Figura 5.



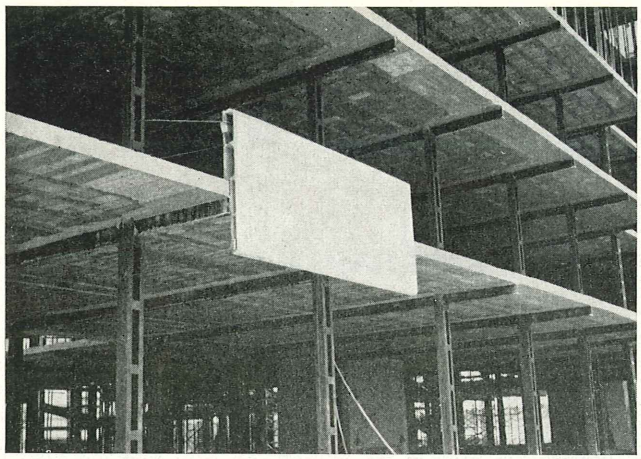


Figura 6.

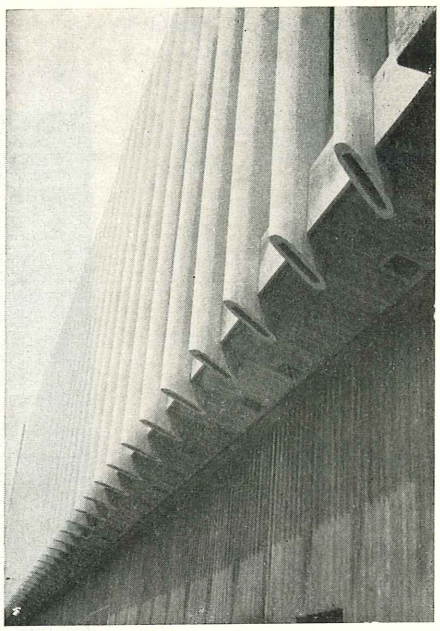


Figura 7.

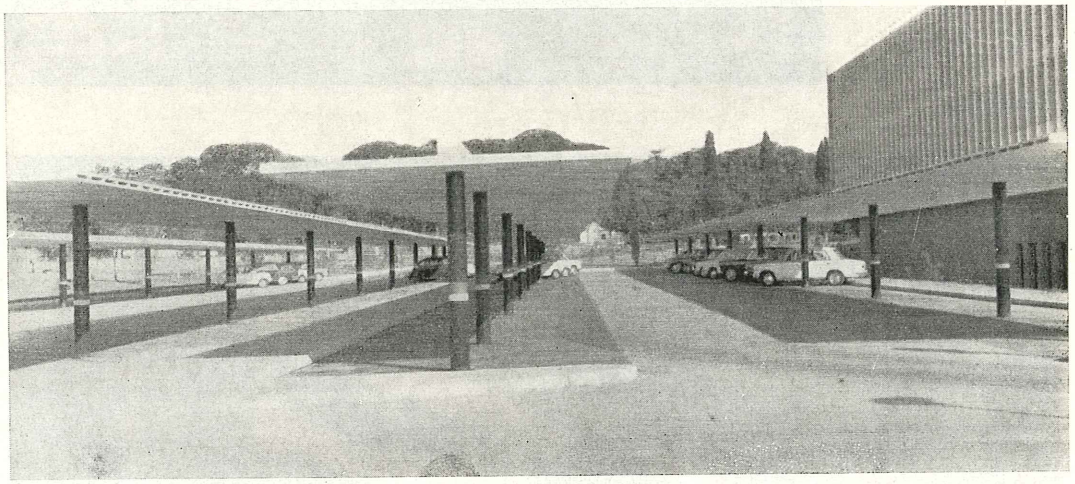


Figura 8.

camientos. Todas las piezas son prefabricadas y pretensadas, de máxima ligereza y espesor mínimo imprescindible para cumplir la función resistente impuesta por el proyecto (figs. 7 y 8).

La obra que presentamos a continuación es el Instituto de Higiene y Seguridad, de Barcelona, en el que se han utilizado paneles huecos de muy distintos tipos y dimensiones.

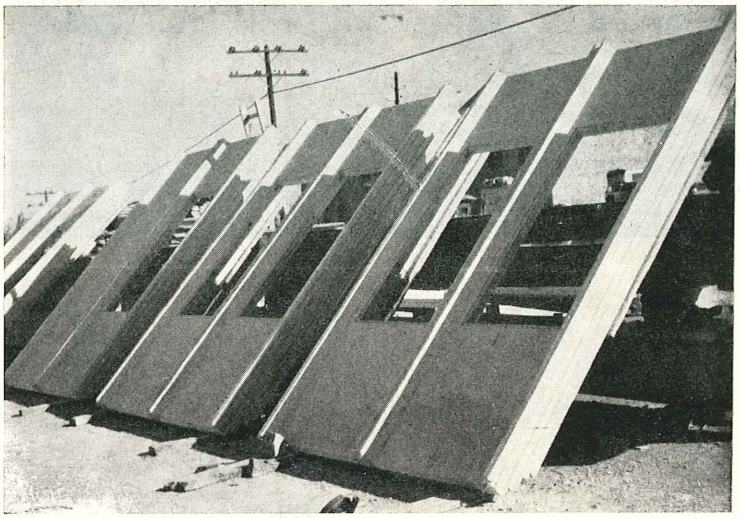
Como muestra de la bondad del sistema, presentamos una memoria del Arquitecto don Carlos Hurtado Casanova, que agradecemos infinitamente. Dice así:

"Se partió de una estructura ya construida, con un destino distinto al que en definitiva iba a tener el edificio. No era aconsejable derribar dicha estructura, que con una

vejez de unos cinco años no ofrecía por construcción todas las garantías que el nuevo uso aconseja.

En la demolición de una parte de dicha estructura, para la construcción del salón de actos, se puso de manifiesto la necesidad de eliminar en lo posible las cargas en la estructura de que disponíamos. Por otra parte, las necesidades presentes eran superiores en superficie a las que el primitivo edificio tenía, de ahí que en la fachada sur, inicial-

Figura 9.



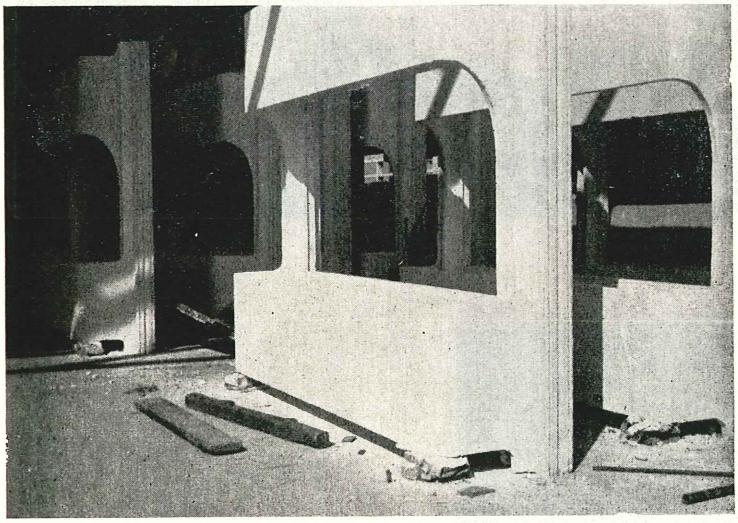


Figura 10.

mente con unos voladizos de 1,60 m de vuelo, perfectamente resuelto el problema de soleamiento, pero que al tener que trasladar dicha fachada al borde del voladizo, fuera necesario apoyar en el extremo de una ménsula, con un vuelo de 1,60 m, el problema del soleamiento dejaba de estar resuelto.

Otro problema que se presentó fue la ubicación de las aulas de docencia, lo que condicionaba, que al ser los módulos de 5,50 $\times$ 5,50 m, insuficientes por sus dimensiones, tuvimos que girar 90° los cuadrados inscritos en estos módulos, pasando el lado de 5,50 a



Figura 11.

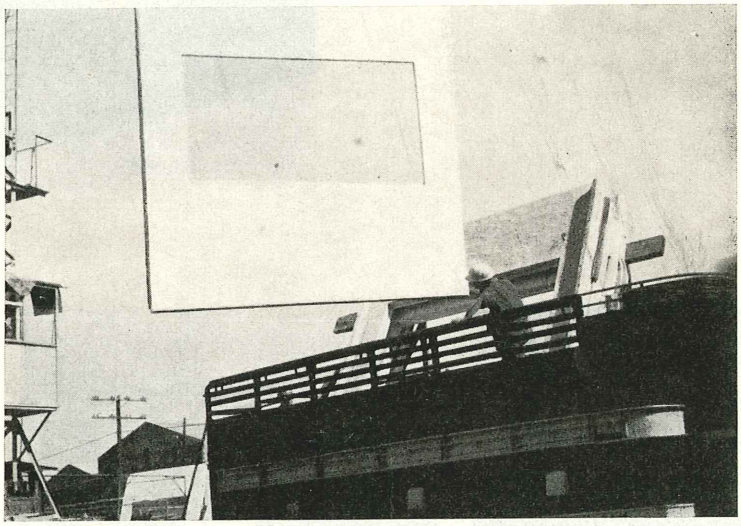


Figura 12.

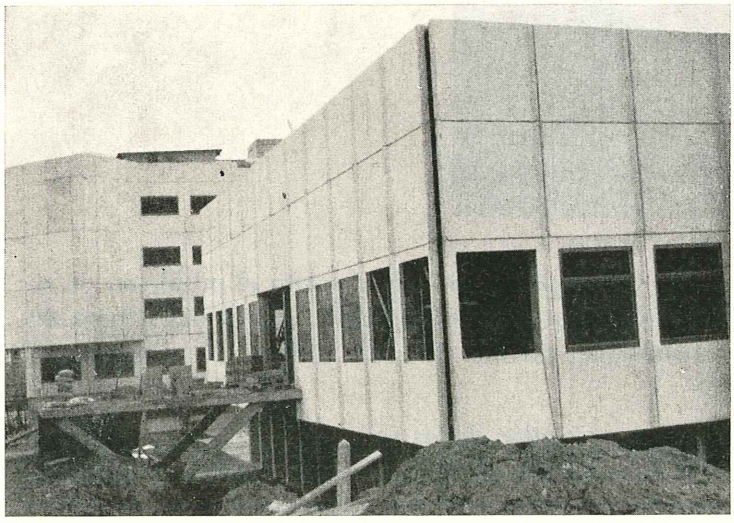


Figura 13.

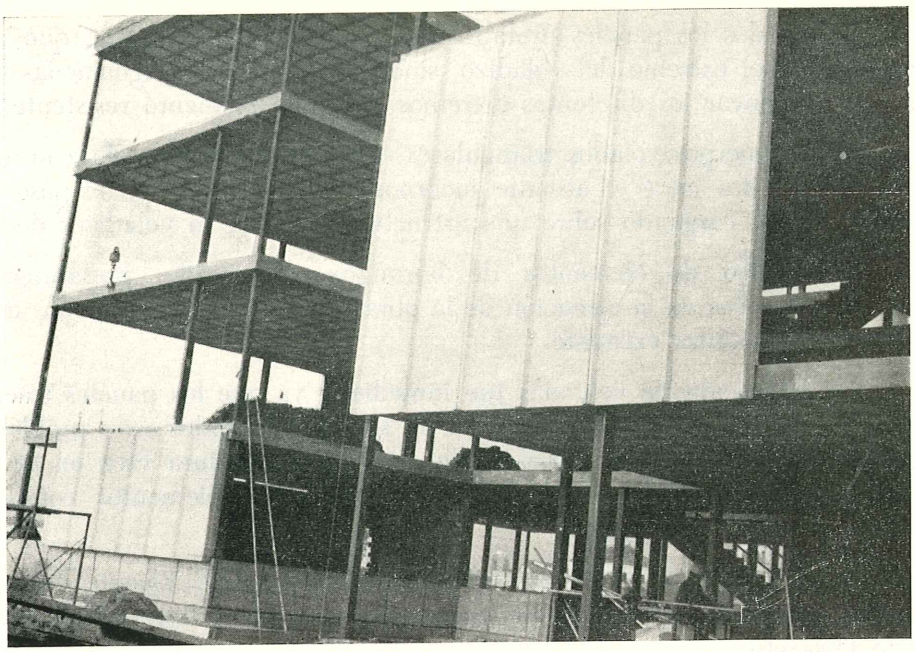


Figura 14.

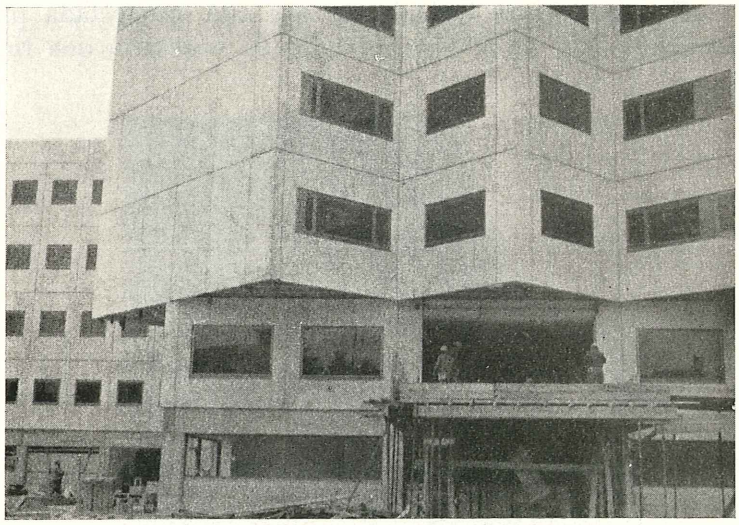


Figura 15.

5,50 $\sqrt{2}$. Esto se tradujo en definitiva en un cuerpo volado triangular, que había que cargar de una estructura resistente, situada en la cubierta.

Todos estos condicionantes condujeron al empleo del hormigón pretensado, que tenía las siguientes ventajas:

a) Ligereza en los elementos de cerramiento.

b) Rapidez de ejecución.

c) Construcción de unos parasoles, que situados en la cara sur en la zona de fachada, dominaban en verano el soleamiento directo, para un ángulo de 73°, con el consiguiente ahorro de aire acondicionado.

d) Cerramiento autorresistente.

Se construyó una viga en la parte inferior del voladizo más bajo, y sobre ella se

asentaron todos los paneles prefabricados de fachada, de forma que no sólo se eliminó la carga en el extremo del voladizo, sino que se consiguió igualar las flechas de estos voladizos al apoyar los diferentes extremos sobre un elemento resistente.

En los cuerpos volados triangulares el hormigón pretensado, con un espesor de 4 centímetros en dos caras y aislante incorporado, nos disminuyó el peso propio, que en resumen estaba cargando sobre una estructura colgada en voladizos desde la cubierta.

El empleo de elementos de hormigón pretensado, prefabricados, nos permitió una gran rapidez en la ejecución de la obra, punto fundamental que determinó el no derribar la estructura existente.

La colocación de ventanas fue inmediata, ya que los paneles traen de fábrica incorporados los precercos, y, por último, la solución de todos estos problemas resuelta a base de un elemento fundido y moldeable; con una estructura viva en su interior ha permitido una visión estética representativa de todos los elementos condicionantes del Proyecto.

Es de agradecer desde aquí la colaboración de D. Vicente Peiró, que en todo momento aportó la experiencia de unos conocimientos indispensables para la realización de este Proyecto."

En cuanto a la fachada sur que cita, proyectada para resolver el problema de soleamiento (figs. 16 y 17), era también necesario que fuera muy ligera y resistente, por

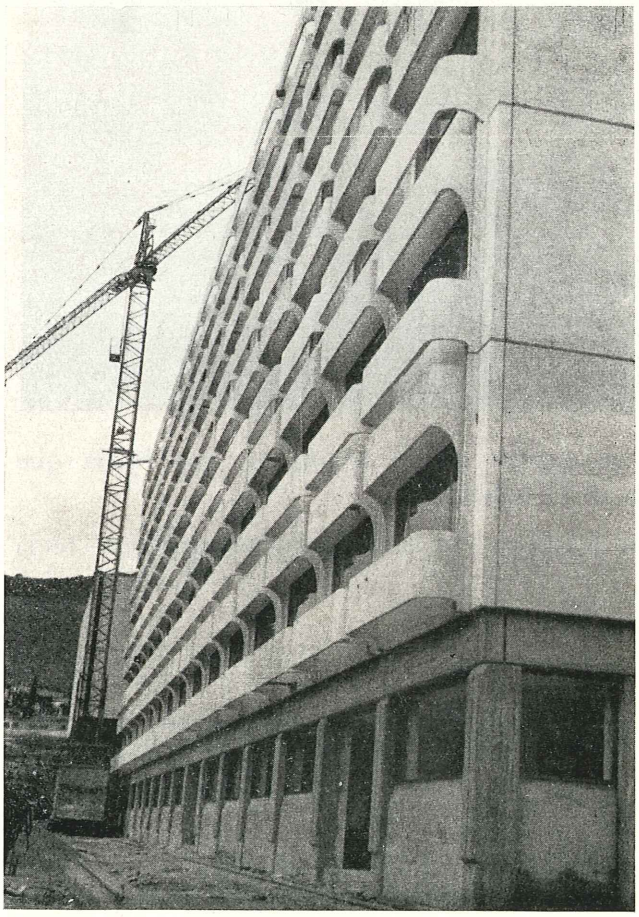


Figura 16.

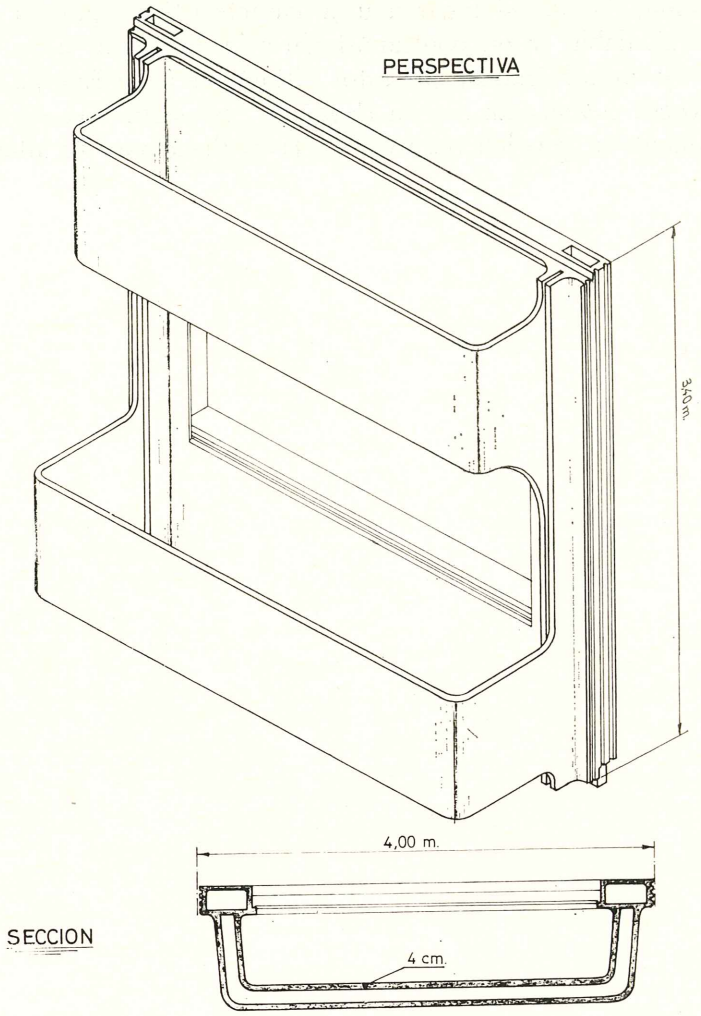


Figura 17.

lo que se prefabricó pretensada y hueca con la estructura incorporada (como se aprecia en las figuras) para formar el muro de cinco plantas, que con esta solución es autoportante e independiente de la estructura del edificio.

Creemos ahora poder afirmar y confirmar para aquellos que no han fijado, por la causa que sea, su atención en estas realizaciones, que en verdad no debemos sentirnos atraídos con esa especie de fervor por toda la prefabricación extranjera, tanto en su diseño como en su construcción, habida cuenta que si las realizaciones mostradas son de nuestra exclusiva participación; las patentes que avalan aquéllas las hemos autorizado hace mucho tiempo a algunas importantes empresas, que a su vez han superado y conseguido toda una serie de elementos y obras, que sin duda constituyen un pequeño orgullo para la industrialización y la prefabricación española, como para la arquitectura de esta década, cuyos ejemplos son ya bastante conocidos.

Queremos hacer resaltar una vez más nuestra idea de que la gran importancia de estos procesos constructivos, totalmente industrializados, son aplicables a cualquier tipo de diseño y de forma, y a su vez extensibles, no solamente a elementos típicamente estructurales, o de simple recubrimiento o motivo estético, sino en una completa simbiosis,

entre forma y función, dando así lugar a una característica, que en arquitectura adquiere un valor incalculable, y en contraposición a lo que parezca ser la tónica de toda la industrialización y prefabricación de estos últimos años en Europa —y que debemos prever, si algunas voces encuentran eco en España—, es decir, una monotonía de formas y tipos como claramente se pueden observar en las realizaciones de allende nuestras fronteras.

SESION DE CLAUSURA

palabras del presidente de la ATEP, señor Cassinello

Señoras y señores, ilustrísimos y excelentísimos señores, magnífico señor:

Pese a todo, y obligado por mi condición de Presidente de esta Asociación Técnica Española del Pretensado, no he podido, ni he querido eludir mi obligación de venir a deciros unas palabras para clausurar esta Asamblea. Seré breve, muy breve, pero en mi brevedad quiero dedicaros unas palabras de agradecimiento, de recuerdo y de esperanza.

Palabras de agradecimiento en primer lugar, y dirigidas a todos, porque todos, con vuestro trabajo, con vuestro entusiasmo y con vuesta presencia, habéis contribuido de forma importante al éxito de ésta, nuestra VII Asamblea. Gracias a todos, y en especial, a esta Escuela de Arquitectura, que en estos días fue nuestro cálido hogar, y a esta ciudad de Sevilla, que nos cautivó a todos con su belleza y acogedora entrega.

Palabras de recuerdo, en segundo lugar, porque no puedo evitar el invitaros, aunque sólo sea unos instantes, a que miréis hacia atrás, sin que ello signifique el que nos paremos en nuestro caminar. Sino todo lo contrario, ya que nuestra historia, aunque breve, debe ser acicate y estímulo para nuevas y más importantes andaduras.

Nuestra Asociación nació el 13 de junio de 1949, fundada en el seno del Instituto Eduardo Torroja por un reducido, pero entusiasta, grupo de miembros. En veintitrés años de vida, pasamos: de la nada de ayer, a cerca de los 1.000 asociados de hoy; de una asociación —la AEHP— sin personalidad jurídica, a la actual ATEP, totalmente legalizada e independiente, aunque continúe bajo el patronazgo del Instituto Torroja; de un pequeño grupo de entusiastas, a esta gran masa de amigos. Y todo ello, fruto de vuestro esfuerzo y de vuestro caminar.

En los años 1953, 1955 y 1958 celebramos nuestras tres primeras Asambleas Nacionales en Madrid; la cuarta, en 1959, en Barcelona; la quinta, en 1966, en Bilbao; la sexta, en 1969, en Valencia, y la séptima, en esta bendita tierra de Sevilla.

En el campo internacional, nuestra asociación estuvo presente en el primer Congreso Internacional de la FIP, en Londres, en 1953; en el segundo, de 1955, en Amsterdam; en el tercero, de 1958, en Berlín; en el cuarto, de 1962, de Roma y Nápoles; en el quinto,

de 1966, en París, y en el sexto, de 1970, de Praga. En todos ellos se hizo sentir la presencia de nuestra Asociación, pero especialmente en el último congreso de Praga la asociación española tuvo una participación destacada al presentar en nuestro idioma las "Recomendaciones FIP-CEB" y el libro de las "Realizaciones españolas pretensadas" desde su origen hasta finales del año 1968.

En el año 1974 se celebrará el VII Congreso Internacional de la FIP, en Nueva York, y quisiera aprovechar esta ocasión para invitaros a que asistáis a él. Porque, en primer lugar, 1974 es el año en que nuestra Asociación cumple sus Bodas de Plata, y, en segundo lugar, porque queremos contar con todos vosotros para que nuestra aportación sea lo más destacada posible. Llevaremos el segundo libro de "Realizaciones españolas", en el que recogeremos todo lo que habéis hecho desde 1968 hasta final de este año, y espero que también podremos llevar la primera Norma Española de Hormigón Pretensado, actualmente en redacción por una comisión interministerial que goza de nuestra máxima colaboración, de nuestro aliento y de nuestro aplauso.

¡Veintitrés años de continuo caminar!..., pocos o muchos años ¡qué más da!..., lo importante es haberlos sabido andar, sin prisas y sin pausas, haciendo pequeñas o grandes cosas, pero que siempre dejaron huella.

Por ello, y para terminar, unas palabras de esperanza en nuestro futuro; en el futuro de nuestra Asociación, que se muestra claro y diáfano hasta para los más pesimistas. Porque ¿cómo puede haber dudas en una Asociación cuyos miembros tienen la sinceridad de hablar lo mismo de sus éxitos que de sus fracasos?... ¿cómo va a pararse una Asociación tan generosa, cuyos socios aplauden entusiásticamente el éxito de los demás?... ¿cómo vamos a poder concebir la ruptura de su unidad si contamos con el trabajo, el aliento y el aplauso de todos vosotros pasa emprender y tratar de resolver pequeños o grandes temas?... ¿es que nuestra meta no es la Arquitectura o la Ingenería para poder alcanzar un mundo mejor, más digno y más humano a través del perfeccionamiento de las técnicas del pretensado?..., pues ánimo señores, que vuestras conquistas y vuestro caminar hacia adelante, siempre unidos por la comunidad de material, medios y metas, os permitirán siempre el poder hacer, como hoy hago yo al mirar: optimistas hacia el futuro; orgullosos hacia el pasado y agradecidos en el presente. De todo corazón ¡gracias a todos!...

591 - 9 - 30

algunas ideas sobre la posibilidad de construir presas con superestructura prefabricada

NESTOR ELIAS
Ingeniero
Salta - República Argentina

INTRODUCCION

En general, las presas destinadas al aprovechamiento o regulación de ríos y cuencas, con fines de riego o de producción de hidroelectricidad, estuvieron y están regidas en su aspecto constructivo por factores esenciales, de los cuales unos son de tipo netamente técnicos; otros, de carácter económico o geográficos, primando algunos de ellos según sea la necesidad y/o característica de la obra.

Las demandas crecientes de agua han impulsado el aprovechamiento de sitios con diferentes capacidades de embalses con obras de cimentaciones diversas.

Se dieron casos en que a igualdad de posibilidades respecto al terreno de cimentación, la elección del tipo de perfil de pre a se basó en la presencia de un determinado microclima (temperatura y altura), condiciones de abastecimiento de materiales o a la existencia de mano de obra, como también la disponibilidad oportuna de un determinado equipo. No fueron extrañas a estas definiciones el capital disponible para invertir anualmente, ya sea en tiempos de guerra o en épocas anteriores y/o posteriores.

En cuanto a las variables tales como plazo de ejecución y costos se puede decir que estuvieron ligadas en general a razones geográficas y económicas, unidas a la técnica imperante o disponible de cada época y lugar.

En obras de cierta importancia para presas sobre el lecho del río, éste ejerce una influencia predominante con sus caprichosos y oscilantes caudales, gravitando a veces grandemente en el costo de las obras, ya sea al tener que conformarlo desviando su camino por un túnel durante la obra o bien al final, construyendo costosos vertederos cuando la furia de sus aguas llena el embalse.

Expuestas estas premisas vemos en síntesis que en obras hidráulicas de este tipo de aprovechamiento intervienen numerosos factores para definir el tipo de presa que más se adecue a los diversos intereses. Y así la ubicación, el clima, el módulo del río, vasos disponibles, destino de la obra, tipo de caudal, obras de toma, de desvío, de aliviación de crecidas, asociadas a las distancias de transposte y equipos disponibles definen un com-

plejo cuadro de variables que deben dar por resultante una obra factible técnica y económicamente.

A las técnicas ya utilizadas para tratar de disminuir la influencia de esas variables podemos agregar dos principales y muy útiles: la prefabricación y el hormigón pretensado, asociadas también al uso de otros nuevos materiales.

Aunque estas técnicas ya fueron utilizadas parcialmente en muchos trabajos, su participación conjunta como tipo determinante constructivo no se hizo hasta el presente, sino en forma aislada, existiendo una presa en Perú; otra, en Italia, donde intervino la prefabricación sola, proyectos realizados por el ingeniero Marcello.

El objeto de esta monografía es utilizar esas técnicas citadas para lograr algo que puede tener cabida en la industrialización de las construcciones hidráulicas: la prefabricación parcial o total de una presa, excluyendo de esta idea las obras de infraestructura.

Con el planteamiento propuesto, a través de dos tipos de soluciones, se pretende: disminuir sensiblemente el tiempo de ejecución, permitir que la obra sea ejecutada con equipos sencillos de bajo costo de amortización, evitar la construcción de costosos campamentos de obra, disminuir la importancia de obras de desvío de río, de toma superficial y aliviación de crecidas, utilizando en lo posible mano de obra de la zona; obtener beneficios a corto plazo del capital invertido, disminuir intereses intercalarios, mayor control de las variaciones de costos al acortar el plazo de ejecución, posibilitar la construcción de estas presas en sitios no aptos para construcciones convencionales y, resumiendo, aumentar la relación beneficio-costo, y con ello su factibilidad.

Utilizando la prefabricación y el hormigón pretensado o postensado existen ya numerosas obras ejecutadas. Miles de puentes construidos atestiguan la bondad de ambas técnicas.

Innumerables obras portuarias, con climas y aguas adversas, fueron construidas, por ejemplo, con pilotes prefabricados en trozos, vinculados luego por postensado e hincados.

En cuanto a diques, varios de ellos fueron salvados de su caída y aun sobreelevados, gracias a la técnica del pretensado con anclajes en rocas (*).

A pocos kilómetros de la ciudad de Santa Fe tenemos un ejemplo elocuente: nos zambullimos en el Paraná, gracias a que la prefabricación y el hormigón pretensado se dieron la mano una vez más para mostrar el avance de la técnica y nuestra capacidad de ejecución.

No es el momento de destacar todas las bondades de los sistemas a proponer, pero sí cabe citarlas en sus posibilidades, a manera de introducción para mostrar que su utilización ya tuvo inicios hace bastante tiempo.

En el presente trabajo, lo que se propone es mostrar que se puede construir una presa de perfil convencional en el plazo de un año o unos meses más, planteando dos tipos de soluciones nuevas, que pretenden ser útiles en su concepción. Este plazo se estima para presas de 25 m de altura uniforme y de 50 a 60 m de longitud de cierre; es decir, un volumen intermedio.

(*) Presa de Cheurfas, en Argelia; otras, en Africa del Norte y en Francia.

VENTAJAS DESTACABLES: DE ORDEN ECONOMICO Y DE PLAZO CONSTRUCTIVO

Para deducir concretamente las ventajas intrínsecas del sistema propuesto de prefabricación es menester analizar los costos directos de los principales ítems que intervienen, sus volúmenes, su calidad intermedia y final, tiempo de colocación, el capital, equipo y el personal que se moviliza para lograr colocarlo en obra, teniendo en cuenta geografía del lugar, latitud, altitud y las condiciones propias de emplazamiento, según se trate de una presa fuera del lecho o en el cauce de un río.

A estos factores, que llamaremos directos deben agregarse otros de gravitación como el beneficio a corto plazo del capital invertido, intereses intercalarios menores y el plazo de ejecución.

Veamos en detalle las ventajas que se obtienen analizando cada rubro que interviene, utilizando las técnicas de la prefabricación y del postensado.

1. DE ORDEN ECONOMICO

A) Materiales.

Dosificación y control de calidad perfectos con uniformidad de piezas.

Menor movimiento de elementos con acopios mejor organizados.

Eliminación sensible de la retracción inicial del hormigón.

Secciones más esbeltas por mayor calidad.

Influencia mínima de costos de encofrado por repetición de estructuras.

Independencia de las condiciones climáticas para el hormigonado del 90 por 100 de las estructuras superiores.

Posibilidad del trabajo en serie con las ventajas en la disminución de manipulación.

Curado al vapor de las piezas con aumento de resistencias y posibilidad de disminuir cantidades de cemento.

Menor cantidad de hierro para absorber tensiones de diversas naturalezas (retracción, temperatura).

Posibilidad de obtener piezas especiales con mayor libertad y diseños más apropiados.

B) Mano de obra.

Mayor aprovechamiento de las horas de trabajo por concentración de tareas, control de las mismas y trabajo en serie que disminuye las pérdidas de tiempo.

Los operarios trabajan cómodamente con mayor rendimiento y menores riesgos que in situ. Esto para el 75 por 100 del total de mano de obra.

Menores pérdidas de tiempo por traslado de personal para las diversas tareas y por causas climáticas adversas.

Posibilidad de producir piezas en distintas latitudes y altitudes con talleres preparados para ello sin sobrecostos de importancia.

Mayor exactitud en el planteamiento y cumplimiento de los planes de trabajo al estar mejor determinados las etapas constructivas.

C) **Equipos.**

Menor cantidad de equipo pesado. Utilización de equipos livianos en su mayor parte; o sea, menores inversiones y, en general, escasa influencia de costos de moldes en proporción a la producción obtenida y posibilidad de reutilización con reparaciones mínimas.

Control de operaciones y equipos efectuado con mayores frecuencias.

Sincronización de trabajos de equipos que permiten disminuir el número de horas de paralización de las maquinarias.

Disponibilidad del equipo a corto plazo y consiguiente aumento de la capacidad de ejecución de la empresa contratista.

D) **Gastos generales.**

Menores inversiones en campamentos fijos de obra.

Disminución de personal dedicado a control por menor movimiento de equipos y obreros.

Al homogeneizarse la producción disminuye proporcionalmente la influencia de gastos diarios por mayor concentración de tareas. La vigilancia se reduce a dos o tres fuentes. Al estar las etapas constructivas bien determinadas, con menor porcentaje de imprevistos se logra comodidad en el manejo de los aprovisionamientos.

E) **Capital.**

Al utilizar la obra a corto plazo, las inversiones dan frutos mucho antes que con las obras convencionales.

Además al disminuir los montos invertidos y el tiempo de ejecución el interés total del capital disminuye también proporcionalmente.

2. DE PLAZO CONSTRUCTIVO

Se logra su disminución con lo señalado en algunos párrafos anteriormente y con las siguientes consideraciones:

a) La simultaneidad de esfuerzos y el ahorro consiguiente de tiempo se logra trabajando en dos frentes distintos a la vez, con independencia en el manejo de cada uno.

b) Se puede trabajar plenamente en la superestructura antes de iniciar los trabajos de cimentación, es decir, se puede instalar lo necesario antes del período de crecientes del río o de lluvias, aprovechando ese lapso para la prefabricación de los diversos elementos, con el fin de que al concluir las obras de infraestructura se pueda encarar de inmediato el montaje de la superestructura.

c) Con estas alternativas ventajosas se puede lograr construir una presa de la altura y longitud indicadas anteriormente en el plazo de un año, o en un tiempo mayor en algunos meses, de acuerdo al plan de trabajos que se verá más adelante.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Con las ventajas expuestas anteriormente es posible establecer una comparación entre los costos totales de un sistema constructivo clásico, es decir, utilizando la técnica del hormigón armado común colocado in situ con laque se propone a base de elementos prefabricados y postensados.

A esos efectos se hacen dos determinaciones. Designaremos con M_1 el monto total de las obras construidas con método convencional y M_2 la del método propuesto.

Para el monto M_1, tomando como base, afectamos a cada rubro del factor 1, obteniendo el costo respectivo; a continuación, para lograr M_2 afectamos a los rubros que intervienen con factores menores que la unidad, en base a determinaciones de economía efectuadas para cada uno de los citados rubros, o sea, para materiales, mano de obra, etc.

Antes de calcular los montos M_1 y M_2 se verá el criterio seguido para obtener los porcentajes de economía de cada rubro en los ítems dominantes en estas obras, que son el hormigón armado, el pretensado y postensado.

Como guía para establecer una comparación se han tomado rendimientos de obras como la Dique Itiyuro (provincia de Salta) (*) otras de canales y obras diversas realizadas en Salta, utilizando análisis de precios de diversos tipos de hormigones colocados in situ como el de pantalla de hormigón armado, hormigones diversos para muros de sostenimientos de hasta 15 m de altura con doble encofrado, y otros hormigones de estructuras de puentes y de aliviadero.

Se ha llegado así a un valor promedio de la participación de cada rubro, y de los elementos que los forman, obteniendo los siguientes resultados que, por otra parte, son aproximados a los de muchas obras.

Materiales, 30 %	Cemento	60 %	
	Aridos	20 %	
	Otros	20 %	
Mano de obra, 28 %	Oficial	40 %	
	Medio Oficial ...	10 %	
	Peón	50 %	
Amortiz. Equip. y Rep. y Repuestos, 22 %	Amort.	60 %	
	Repar.		
	Repuest.	40 %	

Gastos generales, 12 %

Beneficios, 8 %

De las ventajas ya demostradas para las obras prefabricadas que son las del sistema propuesto en esta monografía, surge que se podrían estimar introducir las siguientes economías, en los rubros integrantes de los diversos hormigones:

a) Por materiales: 20 %; *b*) por mano de obra: 30 %; *c*) amortiz. y rep.: 30 %; *d*) gastos generales del orden del 4 %; *e*) beneficios: sin reducción.

Analizando el costo directo para obras ejecutadas in situ con hormigón armado común tendremos: $M_1 = A \cdot 1 + B \cdot 1 + C \cdot 1 + D \cdot 1 + E \cdot 1 + I \cdot 1$. Simbolizando cada letra, respectivamente: Materiales, mano de obra, amortización de equipos, reparaciones y repuestos, gastos generales, beneficios e intereses intercalarios.

(*) Presa de escollera con pantalla impermeable de hormigón armado, de 60 m de altura, con problemas muy particulares de cimentación y de aliviadero de crecidas, en construcción y próximo a terminarse.

En base a las economías ya citadas obtenemos para M_2: $M_2 = A \cdot 0{,}80 + B \cdot 0{,}70 + + C \cdot 0{,}70 + D \cdot 0{,}96 + E \cdot 1 + i \cdot 0{,}3$.

Siendo C, D y E rubros que son funciones o porcentajes de los dos primeros. Se ve que la reducción de costos de las obras puede alcanzar a valores del 25 al 30 por 100 en la superestructura, teniendo en cuenta la participación de cada rubro.

Para hacer posible esta disminución debe seguirse un plan de trabajo que obedezca a una secuencia de operaciones, establecida para lograr una efectiva independencia de tareas entre la infraestructura y superestructura, condicionando el tiempo de iniciación de la obra a las características propias de la ubicación de la presa, o sea, implica contemplar el régimen del río, factores climáticos, distancias de transporte, materiales obtenibles en el lugar, etc., para evitar interrupciones de obra.

SOLUCION 1

PRESA DE CONTRAFUERTES ALIGERADOS CON PREFABRICACION TOTAL DE LA SUPERESTRUCTURA

Se ha elegido un perfil similar al del tipo clásico para comparar ventajas constructivas y de otra índole; entre la construcción convencional y la prefabricada.

Método clásico.

Veamos el proceso seguido hasta el presente con el hormigón armado común. Las fuerzas de empuje del agua, como sabemos, son contrarrestadas por el paso propio del contrafuerte y por el de la cuña de agua, que gravita sobre la pantalla. Esto, en la construcción clásica del contrafuerte, da lugar a secciones con espesores que oscilan entre 1,20 y 2,00 m de acuerdo a la altura, con pantallas de luces y espesores variables, según la conformación que se le dé a las cabezas de los contrafuertes.

El hormigonado se hace in situ, por etapas, con las inevitables contracciones de fraguado, calidad variable de hormigón y juntas de hormigonado, aparte de las interrupciones lógicas por causas climáticas y constructivas.

Ello hace que para garantizar una resistencia determinada del hormigón se deba recurrir a espesores mayores que los necesarios desde el momento que ciertas esbelteces y secciones de hierro no permiten, en obra, colocar el hormigón correctamente y efectuar un curado perfecto.

Además existe un ritmo de colocación del hormigón que debe respetarse, por el calor del fraguado y las condiciones de trabajo, para seguir las isostáticas de compresión, si bien algunos de estos factores pueden ser corregidos cuando se dispone de cementos especiales y disposiciones constructivas adecuadas.

Estos hechos se repiten en mayor o menor grado al construir la pantalla, que une los contrafuertes.

Y si pensamos en los encofrados, planta de hormigonado y todo el equipo necesario para movilizar a distancia un determinado volumen de hormigón, su amortización, su tiem-

po de uso, o más bien su frecuencia de uso, veremos que todo ese complejo mecanismo de equipos y de lugares de trabajo arrastra a su vez una cantidad de personas que involucran costos sensibles de funcionamiento, mantenimiento y otros derivados de ellos.

Piénsese entonces en el capital invertido, intereses intercalados, mayores costos y otros factores que encarecen las obras así tratadas.

El hormigonado con encofrado deslizante solucionaría en parte el problema, pero queda en pie la cuestión relativa a las obligadas etapas de hormigonado para establecer las juntas que contrarresten las influencias de las contracciones del hormigón, inicial y diferida, para evitar así las grietas. Además, la secuencia de operaciones exigiría más de un equipo de encofrado deslizante.

Dejando por el momento el desvío del río, para analizarlo más adelante, podemos intuir desde ya que se debe tratar de independizar los trabajos de infraestructura (excavaciones, hormigonados de bases, dientes, etc) de aquellos otros de la superestructura, constituido por el propio contrafuerte y sus losas entre ellos.

Con ello disminuiríamos la influencia de la variable tiempo, al lograr dos frentes de trabajo netamente separados, cosa que no ocurre con los trabajos efectuados in situ correspondientes a las obras clásicas.

En cuanto hace a la variable costos y grado de seguridad se aligeran los elementos que forman la estructura de contrafuertes, pues si el hormigón no trabaja más que a compresión y al corte por deslizamiento podemos proyectar secciones tales que con eficacia soporten los empujes, sin transmitir más peso propio al terreno que el necesario, y esto sin sacrificar para nada la seguridad al vuelco de la estructura ni la rigidez al pandeo de cada contrafuerte.

Por el camino de la inclinación conveniente de la pantalla de aguas arriba graduamos la posición de la resultante total de los empujes y pesos propios, de manera tal que se logren tensiones parejas en ambos extremos de la base para evitar asentamientos diferenciables por esa causa.

En lo referente al plazo constructivo, en relación con los costos, debemos acortarlos para lograr una disminución de amortización de equipos, reparaciones, repuestos y gastos generales; debemos elegir una estructura que para su construcción no exija el uso de equipos pesados ni de costosas instalaciones complementarias, a la par de permitir concentrar al máximo el trabajo del personal para un mayor aprovechamiento de los jornales invertidos.

Con estos criterios tenidos en cuenta se ha diseñado la estructura indicada en perspectiva en figura 1 y con detalles en las subsiguientes.

Cada contrafuerte está formado por dos paredes verticales paralelas de espesor 0,40 m unidas por arriostramientos a distintos niveles alternados.

A su vez, cada pared se construye mediante vigas horizontales de altura, un m y largo, según ubicación; estas vigas, por sus dimensiones, se forman mediante pequeños elementos individuales de hormigón armado prefabricados en taller y vinculados rígidamente por postensado de cable de acero de alta resistencia. Esos cables cumplen la función de vincular los elementos y crear compresiones para soportar el peso propio y otros esfuerzos.

Para ello, cada elemento tiene previsto en su sección agujeros especiales para el paso de cables.

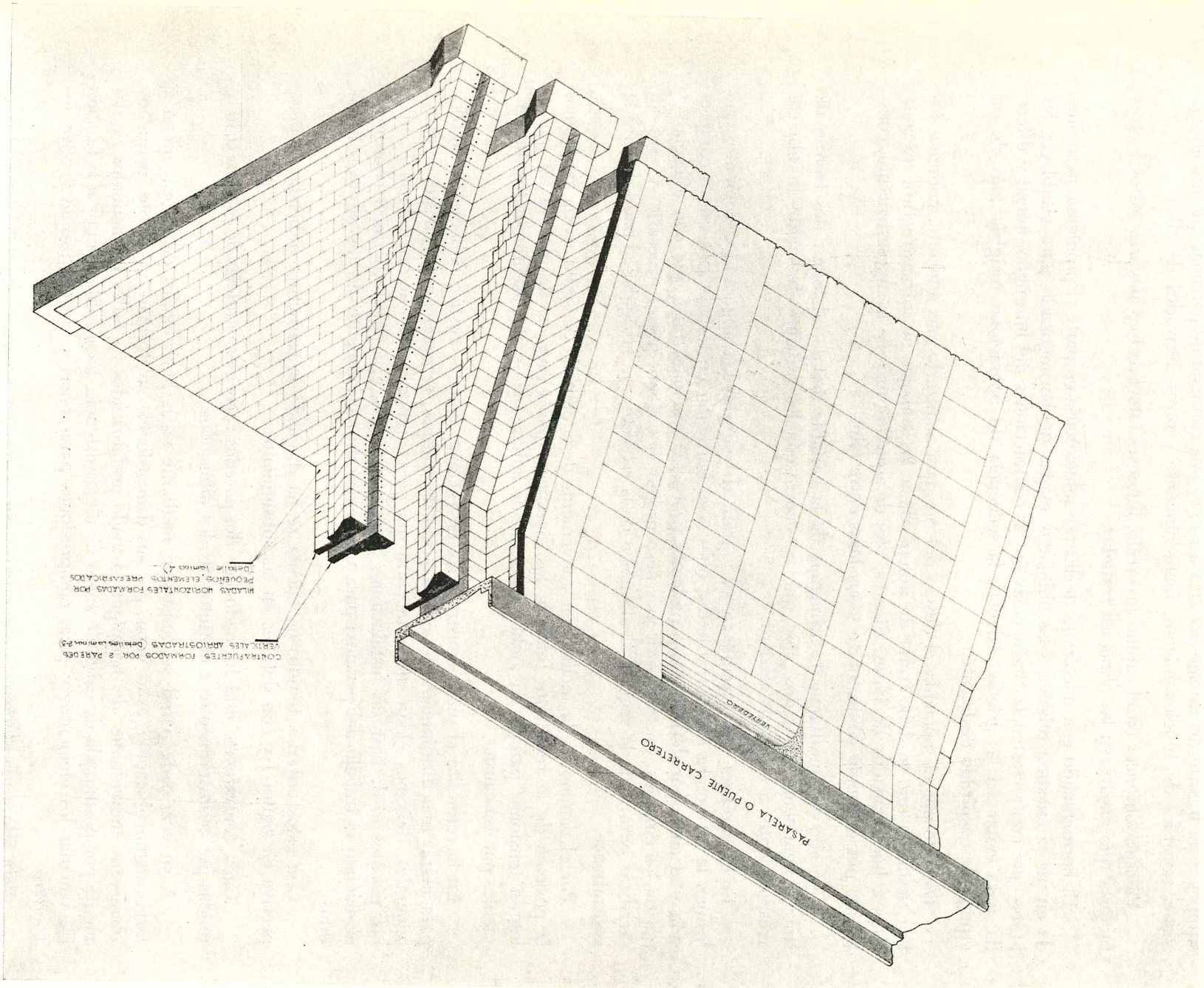


Fig. 1. — Presa de contrafuertes con superestructura prefabricada. Perspectiva.

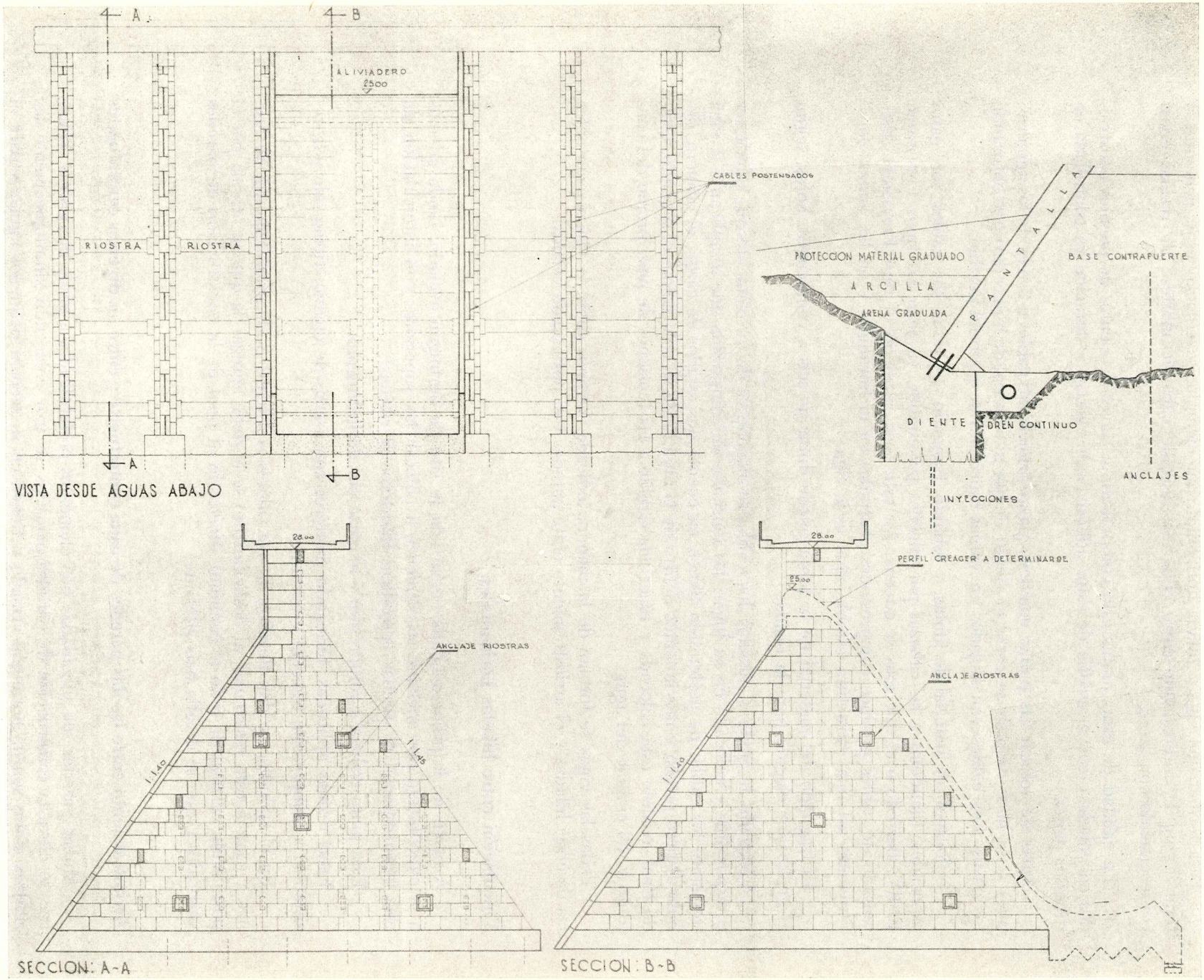


Fig. 2. — Presa de contrafuertes con superestructura prefabricada. Vista del contrafuerte desde aguas abajo y secciones.

Para formar una viga o hilada horizontal, por ejemplo, se colocan esos elementos a tope (figura 1), intercalando entre ellos una delgada capa de mortero de resinas epoxi confeccionado con arena.

(La calidad de estas juntas está comprobada a través de cientos de puentes construidos en voladizo, con el auxilio de estos adhesivos de calidad y duración ya controlada en diversos países.)

Antes de colocar las juntas conviene pasar primero los cables a través de los agujeros, pues si se hace después se corre el riesgo de que el material de juntas derrame obturando los pasos. Los cables van alojados en vainas especiales de material flexible.

Colocando el material de juntas, y estando fraguado, se tesan los cables con gatos especiales, fijándolos a las cabezas por anclajes patentados, ya sean los tipos Freyssinet, BBRV, Barredo o el que más se adecue. En este caso se eligió el tipo Freyssinet. Este tensado de cables produce compresiones centradas en el hormigón y en las juntas, constituyendo así una estructura estable, que es la viga.

El fraguado del material de la junta puede durar de seis a veinticuatro horas, según el acelerador elegido para la resina.

Fraguada la junta y tesados los cables se dispone ya de un elemento que puede ser transportable y colocado en su lugar; las tensiones de compresión que se aplican a la viga mediante los cables de postensado tienen en cuenta dos estados de carga; el primero, debido al peso propio y movimientos dentro de la obra hasta su colocación; el segundo, estado final, cuando está colocada y reacciona debido a las tensiones de peso propio del conjunto y del empuje del agua.

Todas las vigas se forman de la manera indicada. Veamos ahora la vinculación entre las diversas hiladas y el arriostramiento entre paredes y el postensado vertical.

Vinculación entre hiladas horizontales.

A partir de la primera hilada construida in situ de hormigón armado, unida además a la cimentación por anclajes, se comienza a colocar las superiores con intercalación de una junta especial de resinas epoxídicas (morteros de resinas).

Esta junta trabaja a compresión y al corte por deslizamiento.

Estas resinas aplicadas, formando morteros con arenas de cuarzo, tienen elevada resistencia a compresión, tracción y cortante.

En el apéndice se dan detalles de sus valores resistentes y de granulometría de arenas a usar; a esta resistencia al deslizamiento se le debe agregar la que se origina por el postensado vertical de todo el conjunto, efectuado al final de la construcción de paredes verticales y que se detalla más adelante.

Arriostramiento entre las dos paredes de cada contrafuerte y entre los diversos contrafuertes

Ambas paredes son vinculadas por elementos prefabricados a modo de riostras. Mientras se eleva la construcción de paredes paralelas se van colocando simultáneamente las riostras. Estas son de hormigón armado y tienen en su sección pequeños agujeros para el paso de bulones especiales o pasadores (figuras 2 y 4).

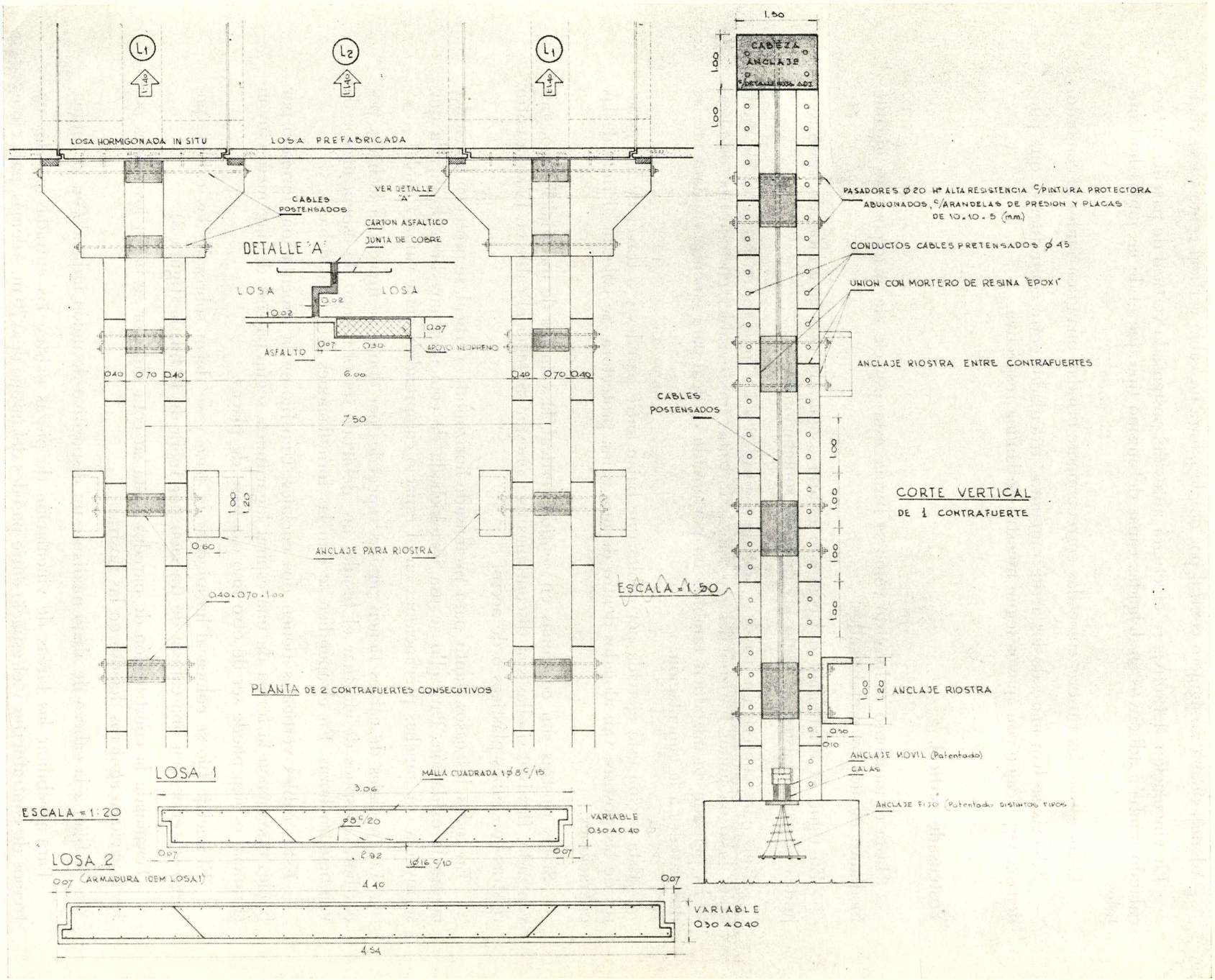


Fig. 3. — Presa de contrafuertes con superestructura prefabricada. Uniones y anclajes.

Además tienen un agujero central por donde pasará un cable vertical como ya se verá.

La vinculación definitiva se efectuará antes del postensado vertical de paredes, intercalando también adhesivos en delgadas capas del mismo tipo que el de las juntas horizontales.

Como se ve, las riostras colocadas correctamente brindan una gran rigidez al conjunto.

Además se han marcado los arriostramientos articulados entre contrafuertes que pueden ser vigas cajón con apoyos según muestra de lámina respectiva.

Postensado vertical.

Hasta el momento se ha visto cómo se forma esta especie de mampostería gigante mediante elementos prefabricados.

En rigor, la estabilidad del conjunto estaría asegurada con la acción de riostras y juntas de gran resistencia, dado los tipos de solicitaciones.

Pero para conferir un mayor grado de seguridad a las uniones, en previsión de cualquier fallo en juntas horizontales por causas fortuitas imprevisibles en todo tipo de obra, se ha pensado en introducir también un postensado vertical para vincular rígidamente las dos paredes a la cimentación.

Esta acción está ejercida por cables que bajan entre paredes y a través de los agujeros de las riostras; van alojados dentro de una vaina protectora. Se colocan al final de las operaciones.

Si las riostras son continuas en sentido vertical, la vaina es de material liviano, galvanizado, flexible; si ellas son discontinuas es menester proteger el cable en la zona entre riostras con tubos plásticos o de acero.

En todos los casos, tanto para pretensado horizontal o vertical, se protegen los cables contra la oxidación. Para ello se usa una lechada de cemento, muy bien dosificada que se inyecta con muchas precauciones en el espacio comprendido entre vaina y cable.

Los anclajes de cables tienen pipetas especiales por donde se inyecta la lechada, pocas horas después de efectuar el tesado, no debiendo ser el tiempo de espera mayor de veinticuatro horas. En el apéndice se dan las formulaciones para esa lechada.

Estos cables verticales tienen dos enclajes. Uno fijo en la cimentación, formado por bucles que tienen la forma de una espiral logarítmica, según patente del ingeniero Guyon (Francia) o bien puede ser de otro tipo o a base de placas.

El anclaje fijo se coloca al hormigonar la base y se dejan sobresalir los cables que luego se reúnen en una cabeza de tracción por fuera de la hilada (figura 3).

Terminada la construcción de paredes hasta su cota superior se bajan los cables por los espacios o agujeros dejados en las riostras.

Se fijan a la cabeza de abajo mediante un dispositivo de unión indicado en la lámina.

Para posibilitar las tareas de vinculación de piezas existen las entradas por los extremos de contrafuertes y el espacio entre paredes del mismo de 0,70 m. Además, para circular de una riostra a la otra, se prevén arriostramientos discontinuos en la parte inferior.

En la parte superior, el anclaje lo constituye un cono Freyssinet, apoyado sobre una placa de acero (protegida con pintura) que toma apoyo en las dos paredes para comprimir hacia abajo ambas estructuras.

Los cables van espaciados cada 1,00 a 1,50, según ubicación en perfil.

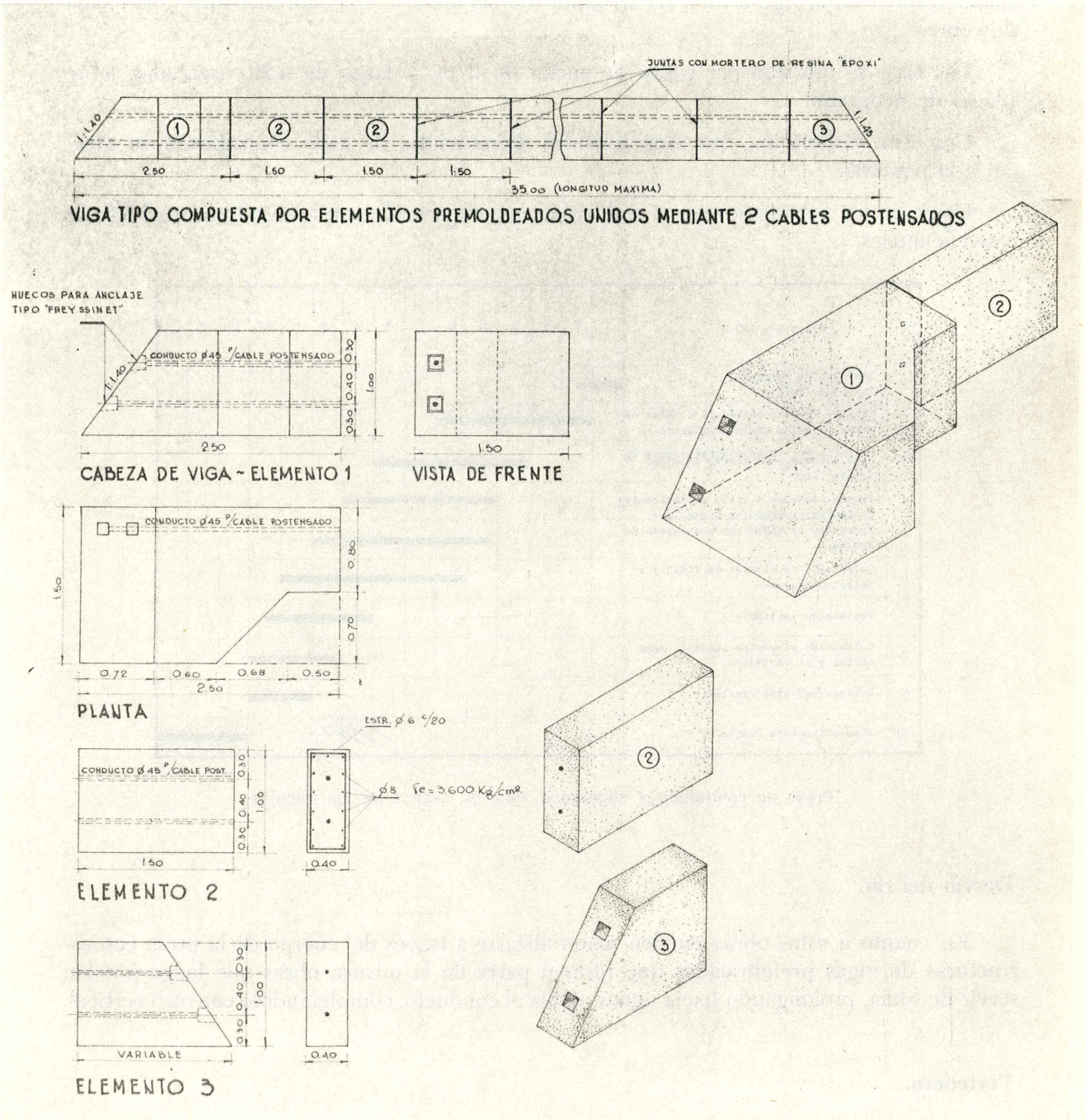


Fig. 4. — Presa de contrafuertes con superestructura prefabricada. Detalle de vigas y uniones.

Losas de pantallas.

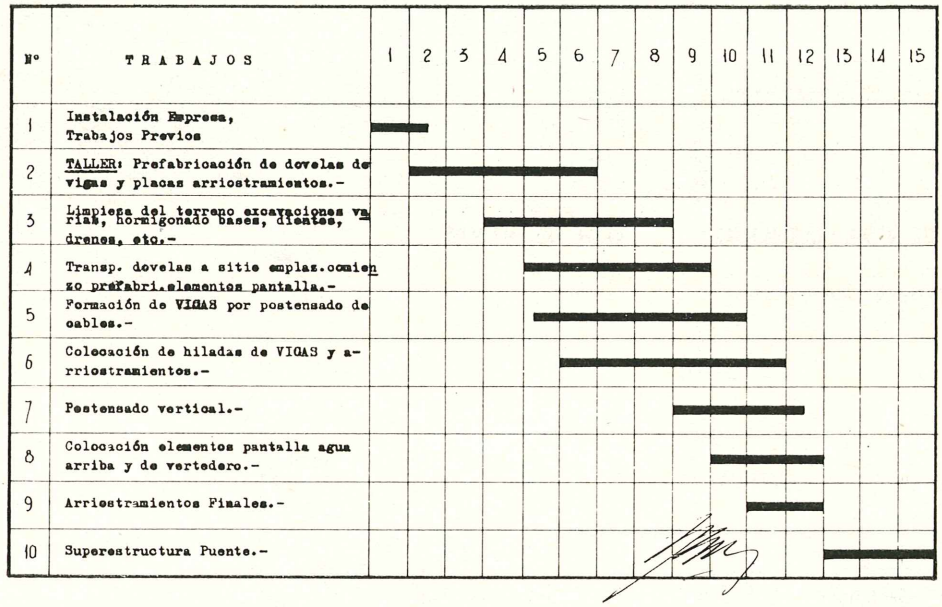
Como se ve en la figura 3, éstas son también prefabricadas y pueden ser de hormigón armado común o pretensadas.

Se prevé apoyarlas y vincularlas a los contrafuertes mediante anclajes especiales. Como se observa en la figura (det. A) las juntas de las losas se efectúan mediante una chapa de cobre.

Las losas se fabrican por paños de ancho de 2 m, y largo de 4,20, asentadas sobre placas de neopreno.

Con esta disposición, los asentamientos diferenciales de cada contrafuerte no afectan a la pantalla.

Como se ve, los espesores son reducidos en comparación con los usados en estructuras convencionales.



Presa de contrafuertes aligerados. Plan de avance de los trabajos.

Desvío del río.

En cuanto a estas obras pueden materializarse a través del cuerpo de la presa con estructuras de vigas prefabricadas que forman parte de la misma, obras que luego pueden servir de toma, prolongando hacia aguas arriba el conducto, completándolo con otro vertical.

Vertedero.

Como en las presas de gravedad aquí también verterán por arriba las aguas de crecidas, colocando las losas necesarias sobre los extremos de las vigas del talud de aguas abajo, en el ancho necesario, con el perfil que se elija y de manera análoga a lo citado para la pantalla de hormigón de aguas arriba.

SOLUCION 2

PRESA TIPO GRAVEDAD, CON SUPERESTRUCTURA TOTALMENTE PREFABRICADA, DE CUERPO FORMADO POR MATERIALES SUELTOS Y VIGAS ENTRECRUZADAS

Para h = 25 m

Introducción.

Con las premisas ya señaladas en el apartado número 1, "Presas de contrafuertes aligerados prefabricados", y en base a una misma altura de agua a considerar para estos trabajos, se ha tentado una nueva solución, usando el perfil que se indica en el título y sus elementos constituyentes señalados.

Esta presa tipo gravedad es diferenciada en su concepción general de las presas de gravedad hasta ahora más conocidas y construidas.

Para formar el cuerpo de la misma se busca utilizar en lo posible material suelto del lugar, arenas, gravas o tierra y elementos intercalados en la masa del macizo así construido para obtener un perfil estable a su propio peso y a la acción de fuerzas externas como las del empuje del agua.

Los diversos detalles se dan a continuación, destacándose el hecho de que se obtienen economías importantes y ventajas constructivas.

Premisas.

Conocemos el hecho de que macizos de gravas, de mezclas de gravas con arenas, o en general de materiales sueltos que son volcados desde una altura determinada, quedan en equilibrio cuando llegan a su talud natural, suponiendo una capacidad portante del suelo más o menos uniforme.

Si en esos macizos queremos modificar unos de sus taludes para hacerlo vertical debemos recurrir forzosamente a una pantalla o muro de sostenimiento, el cual tendrá su base según cálculos ya conocidos, de acuerdo a alturas y empujes.

Pero otra forma de mantener vertical un talud de materiales sueltos es intercalando en su masa una serie de vigas o elementos de escaso espesor colocados ortogonalmente y superpuestos, como puede verse en la perspectiva de la figura 5.

De este modo los planos de deslizamiento son cortados y los empujes modificados, pues el sistema se convierte en uno equivalente al de celdas o silos, con la curva de presiones correspondiente, debido a los rozamientos entre elementos y rellenos, y a la proximidad de los elementos divisorios.

Esta forma constructiva se ha materializado eligiendo vigas de sección esbelta, la máxima compatible con la posibilidad de construirlas, y con otros factores que afectan a su resistencia, como se verá más adelante.

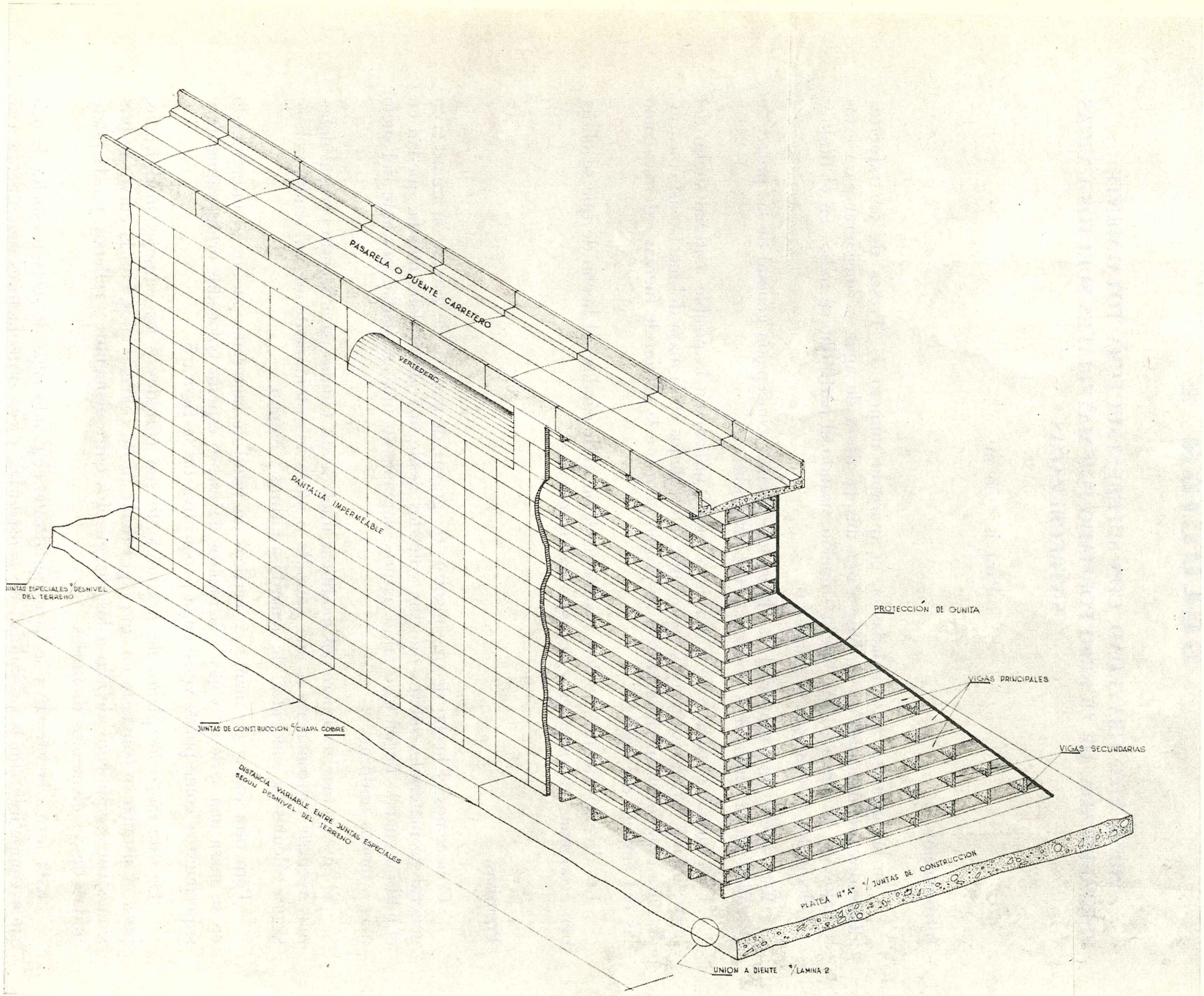


Fig. 5. — Presa de gravedad con superestructura prefabricada con cuerpos de materiales sueltos y vigas entrecruzadas. Perspectiva.

Llamemos, en la figura 1, vigas principales a las orientadas en sentido perpendicular al eje longitudinal del macizo, y secundarias a las otras, paralelas al eje longitudinal.

En la figura 1 se ve que las vigas internas no están sometidas a empuje alguno, pues las presiones de sentidos opuestos se equilibran.

En cuanto a las vigas de borde, o sea, las exteriores, y tomando las secundarias, sobre ellas actúa, en cada altura que se considera, la correspondiente a presión de silos, logrando entonces para esas vigas secciones de poco espesor.

Además se colocan pequeños volúmenes de hormigón poroso entre vigas principales, en el borde de talud vertical, para evitar corrimientos de material. Ese hormigón cumplirá otras finalidades que ya veremos. En el talud inclinado las presiones en las vigas de borde son escasas.

Se ha logrado entonces un macizo con talud vertical estable y con un peso por unidad de volumen que dependerá del relleno, oscilando entre 1,6 a 1,8 t/m^3.

Los corrimientos de vigas quedan eliminados por los rozamientos y rigidez del conjunto.

Si a este macizo le colocamos en su paramento vertical una pantalla de hormigón éste se convierte entonces en un cuerpo que puede actuar como una presa soportando perfectamente los empujes del agua, para lo cual se le da a la base el ancho necesario, de forma de obtener el centrado máximo de la resultante, para evitar presiones muy diferentes en los extremos de la base, y diseñando convenientemente las juntas de vigas, para ayudar a soportar los corrimientos por empujes del agua.

Esto por supuesto, contando con la existencia de diente de aguas arriba y aguas abajo, y obras de protección necesarias, esquematizadas en la lámina.

Se han tanteado diversos perfiles siendo el de menor volumen el triangular, similar al convencional que se usa para las presas de gravedad.

Antes de pasar a detallar un posible plan de trabajos y secuencia de operaciones, como también de señalar las diversas ventajas, veamos ciertos detalles constructivos.

Terreno de cimentación.

El que soporte presiones del orden de los 2-3 kg/cm^2, sin grandes asentamientos. Se prevén drenajes por medio de caños envueltos en material graduado para filtros, con el fin de evitar arrastres de partículas.

Cimentaciones.

El sistema de vigas y relleno apoya sobre una losa maciza o platea de hormigón armado construida in situ, para distribuir las presiones; ésta, a su vez, descansará sobre un pedraplén compactado, con el mismo fin anterior y con el de drenar las aguas infiltradas para evitar subpresiones. La platea tiene juntas de construcción para permitir asentamientos diferenciales.

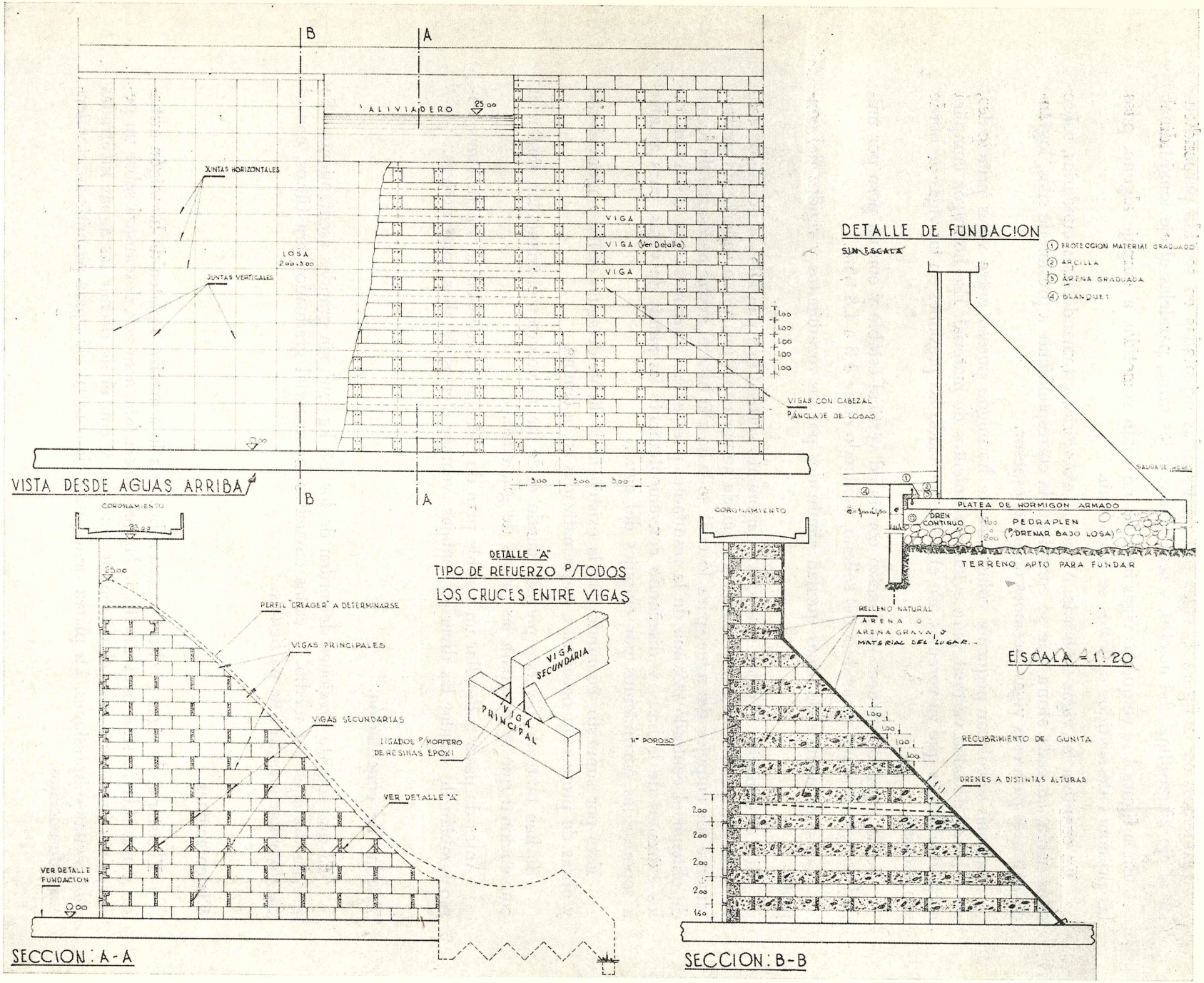


Fig. 6. — Presa de gravedad con superestructura prefabricada vista desde aguas arriba. Sección y detalle de cimentación.

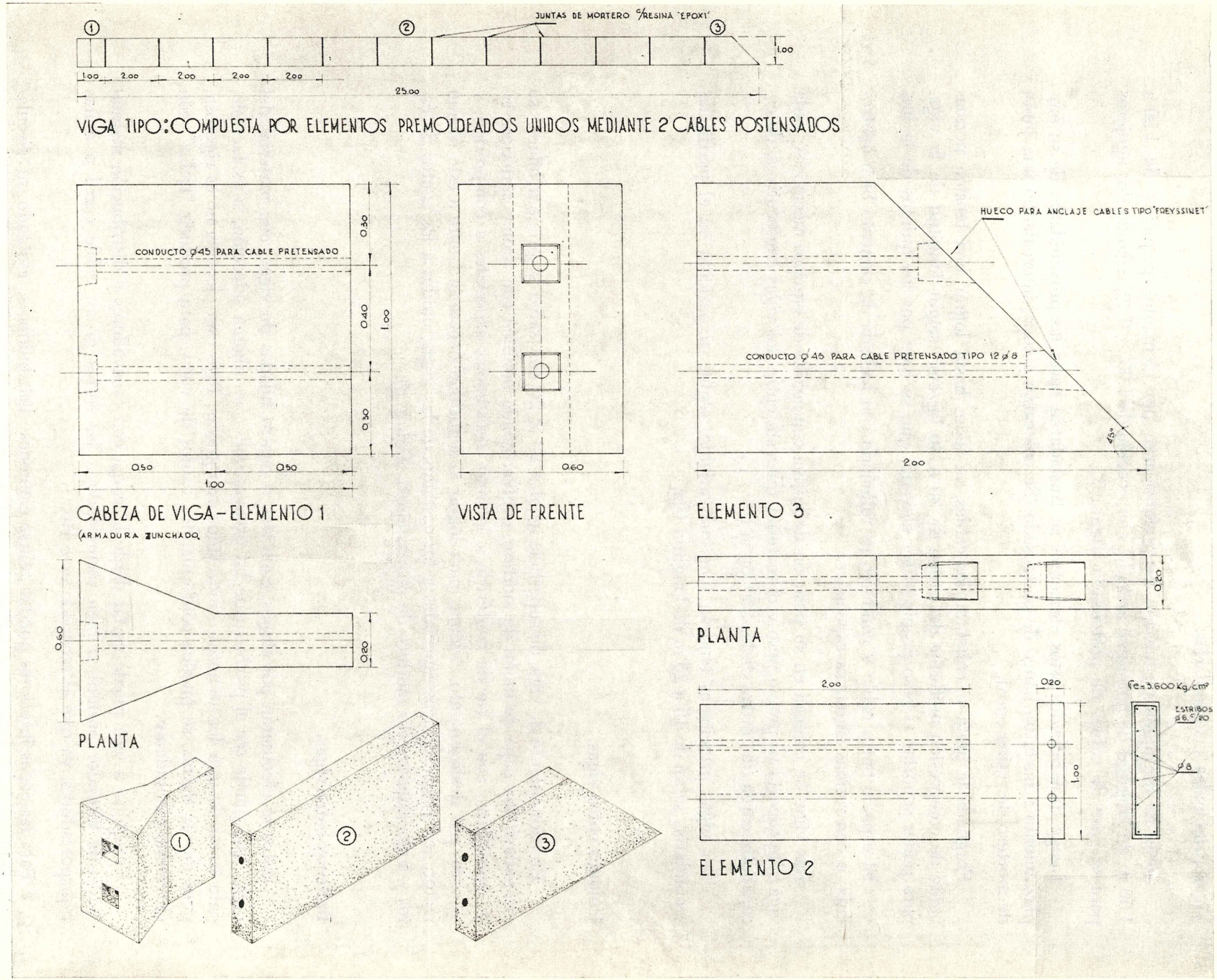


Fig. 7. — Presa de gravedad con superestructura prefabricada. Detalle de viga y uniones.

Vigas principales y secundarias.

Serán de hormigón postensado. Se prefabricarán por elementos pequeños de 1,20 a 1,50 m de longitud de hormigón armado, con sección de 1,00 × 0,20, dejando dos agujeros para el paso de cables de postensado (figura 7).

Luego de fabricados estos elementos se trasladarán hasta las proximidades de su emplazamiento o hasta un banco de postensado. Se colocarán a tope, intercalando una junta de mortero de resina epoxi.

Fraguada la junta se enhebran los cables, se tesan hasta lograr una tensión permanente de compresión uniforme del orden de 30 a 40 kg/cm², según longitud de la viga, para poder soportar el peso propio al ser elevada, que se hará por los quintos de la luz.

El espacio entre cable y conducto es rellenado con lechada de cemento bien controlada, o con resinas sintéticas especiales.

Las vigas se colocan en su posición definitiva con auxilio de equipos mecánicos; cada viga sólo soporta su propio peso y el material que está entre dos vigas consecutivas, de escasa sobrecarga (del orden de los 350 kg/m l).

Las vigas principales tendrán longitud variable, según su posición en el perfil; las secundarias serán de 15 a 25 m de longitud fija.

Uniones entre vigas.

En cada asiento de viga, de superficie igual a 20 × 20 cm (salvo la primera hilada) se intercalará una capa de unión de mortero, confeccionada también con resinas sintéticas tipo epoxídicas, con el fin de conferirle a la junta resistencias especiales a compresión, y al corte por deslizamiento. Además para lograr la seguridad necesaria frente a este último factor, se colocarán tacos especiales a los costados de las vigas, unidos a los cantos de éstos y a sus asientos por mortero de resinas epoxi (figura 6).

Rellenos entre vigas.

Estos se efectuarán por etapas, cada tres o cuatro hiladas de vigas, con material del lugar, que puede ser el producto de las excavaciones, con alguna selección, si es factible, para tratar de usar los arenosos o mezclados con gravas. Pero esta elección no es rigurosa, pues de ser tierras, se pueden conformar los cantos de vigas, para producir "trabas" con el terreno circundante.

El equipo a usar puede variar desde la carga con excavadores y distribución manual mediante vibrador portátil, o bien recurriendo a las torres grúas, cable carril o cintas transportadoras, ya que el recorrido es corto.

Para las capas inferiores pueden usarse camiones distribuidores, evitando su circulación sobre vigas, es decir, el trabajo de flexión.

Pantalla impermeabilizante.

Estas pueden ser prefabricadas y ancladas por paños de 2 × 3 m; su espesor medio, de 0,30 m, permite una fácil manipulación.

Las medidas citadas están determinadas por la separación de vigas principales.

La calidad perfectamente controlada en taller permite espesores menores que los que se obtendrían si se hormigonara in situ.

La prefabricación puede hacerse en bancos especiales, de largo conveniente, mediante pretensado por cables adherentes, o bien de hormigón armado.

El banco consiste en una losa hormigonada sobre el suelo, por ejemplo, que tiene dos extremos o estribos fijos. Se colocan los cables en posición, se los tensa desde uno de los estribos siendo el otro un anclaje fijo. Luego se hormigona, se cura el vapor y, finalmente se destensan los cables, lo cual produce la precompresión del hormigón.

Para obtener los paneles de 2 × 3 se prevén juntas en el banco cada 3 m por donde después se cortan los cables. La luz considerada es de 3 m.

Estas losas también pueden estar sustituidas por paneles de plástico reforzado con fibras de vidrio, de formas adecuadas para dar rigidez a la flexión, a título experimental en algunos paños.

Volviendo a las losas de hormigón pretensado, su fijación a las vigas principales de la presa se hace por bulones tipo "espárrago" especiales, que puede ser de plástico reforzado, de acero, etc., por el sistema indicado en la lámina.

Los anclajes de plástico garantizarían la protección contra la oxidación, pero también pueden usarse los de acero con protecciones apropiadas de resina. En todas las juntas entre pantalla y viga y entre espacios intermedios de dos paños, que son del orden de los 5 mm, se colocará una junta de mortero de cemento reforzada con resinas epoxi, para evitar el paso del agua.

Además irán juntas de chapas de cobre, espaciadas cada 6 m en sentido vertical y horizontal. Esta separación podrá variarse según condiciones particulares de obra.

Empuje del agua.

Esto es soportado por las vigas principales que reciben la carga a través de las pantallas.

Esta carga de punta es absorbida por los rozamientos entre vigas principales y relleno circundante, y por las uniones entre vigas.

Suponiendo una deficiencia de rozamiento entre relleno y vigas, por existencia de agua, se soluciona el problema por un lado con rugosidades construidas ex profeso en los cantos de las vigas, y principalmente por la resistencia al deslizamiento que ofrecen las juntas en cruces de vigas, con los tacos adosados.

Además, la rigidez del conjunto debido al rozamiento interno del relleno impide un deslizamiento localizado, y el total a través de un plano horizontal.

Hormigón poroso.

Se dijo antes que entre vigas principales se colocaba una capa de hormigón poroso en correspondencia con el paramento vertical.

Este material, además de evitar la fuga de relleno durante la etapa constructiva, actúa también como un dren vertical para alejar las posibles filtraciones de agua a través de la pantalla. Esas filtraciones son conducidas por drenes paralelos a las vigas principales que parten desde el hormigón poroso y llegan hasta el talud de aguas abajo donde se conectan a un desagüe común.

Estos drenes son los comunes, consisten en caños de hormigón perforados y rodeados de un filtro graduado para evitar fuga de partículas.

Paramento inclinado de aguas abajo.

Para proteger la posible fuga del material de relleno por lluvias o vientos, se puede colocar césped, o bien una malla de alambre con un recubrimiento de gunita.

Desvío del río.

En cuanto a estas obras pueden materializarse a través del cuerpo de la presa, con estructuras de vigas prefabricadas que forman parte de la misma, obras que luego pueden servir de toma prolongando hacia aguas arriba el conducto y completándolo con otro vertical.

Vertedero.

Como en las presas de gravedad aquí también verterán por arriba las aguas de avenidas, colocando las losas necesarias sobre los extremos de las vigas del talud de aguas abajo, en el ancho necesario, con el perfil que se elija y de manera análoga a lo citado para la pantalla de hormigón de aguas arriba, aunque puede usarse con ventaja el hormigonado in situ, para evitar el número de juntas.

Plan de trabajos.

Se considera ahora un esquema de un posible plan de trabajos, que permite organizar las tareas para un corto plazo de ejecución:

1. Instalación de la presa con todo lo necesario y con acopios de materiales, áridos para hormigón, agua, etc.

2. Se comienza con la prefabricación de vigas (por dovelas o vigas enteras según convenga), curando debidamente, y depositando las vigas en sitios convenientes.

3. Se transportan los elementos prefabricados a las proximidades del lugar de emplazamiento, en orden, según su colocación. Si se trata de vigas realizadas por dovelas al

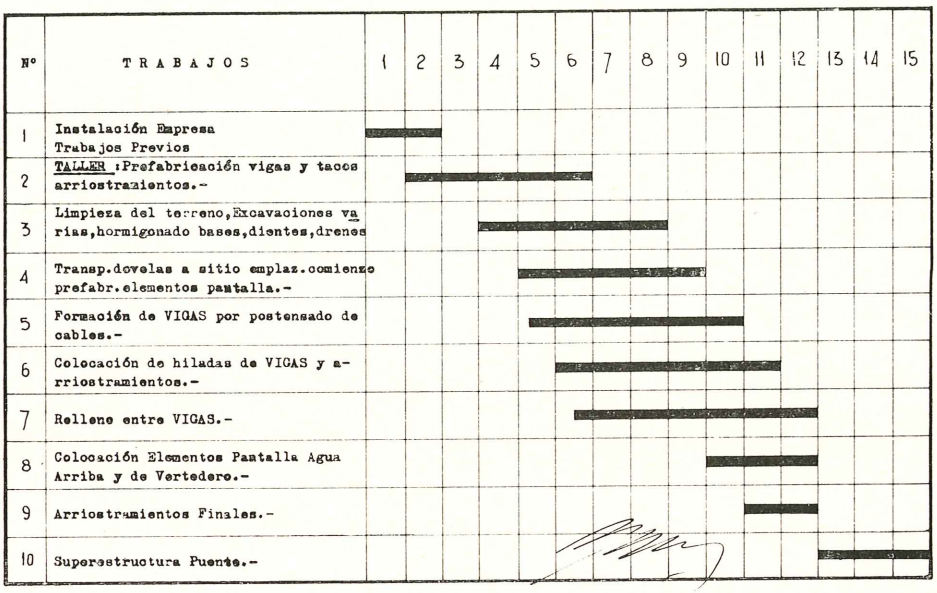
postensado se efectuará al pie del lugar del emplazamiento con los gatos necesarios, cuando las condiciones de colocación lo permitan.

4. Limpieza del terreno de ubicación de la presa, excavación de diente, de cimentaciones diversas, etc., incluido el desvío del río, provisional o definitivo.

5. Hormigonado del diente, colocación de la red de drenaje inferior.

6. Hormigonado de viga de base, por etapas y con juntas ubicadas convenientemente, para contrarrestar efectos de contracciones de fraguado.

7. Colocada una hilada de vigas, se le superpone la segunda perpendicular a ésta y luego se rrellenan los espacios intermedios de la hilada inferior, compactando con mé-



Presa de gravedad con materiales sueltos y vigas entrecruzadas. Plan de avance de los trabajos.

todos mecánicos o manuales y así sucesivamente. Antes de colocar una hilada debe comprobarse el fraguado de la junta anterior.

8. El hormigón poroso se va colocando en cada etapa de relleno y simultáneamente con él, las cañerías de drenaje, en las alturas marcadas.

9. La pantalla se coloca al final, amurándola en la forma ya indicada. A tal efecto los elementos o paños deben ser prefabricados cuidando que el desfase de tareas permita un mejor aprovechamiento del equipo de taller.

10. Se efectúan las juntas de hormigonado en pantallas.

11. Se colocan las losas de aliviadero.

12. Se construye la superestructura del puente, también con elementos prefabricados.

13. Se protege el talud de aguas abajo con gunita o césped.

14. Las instalaciones especiales mecánicas, se colocan intercalando las operaciones con las anteriores.

Conclusión.

Con el orden de trabajos descrito y con el Plan de Avance, que se acompaña, donde se estiman los tiempos empleados para cada tarea, se puede afirmar que efectivamente es posible construir una presa de 25 m de altura y 50 a 60 m de longitud, en un plazo comprendido entre doce y quince meses, con las ventajas ya señaladas.

NOTA: Este tipo de obras se adapta muy bien a gargantas con taludes aproximadamente verticales. De no ser así se puede tantear una solución mixta, cerrando los espacios entre presa y laderas con obras complementarias de escollera o tierra, según sea el caso.

notas de la F.I.P.

n. 44, 1973

EDITORIAL, por Philip Gooding.

VII CONGRESO DE LA F.I.P., NUEVA YORK

Durante el mes de noviembre se reunieron en Londres: Mr. Gary H. Munstermann, del P.C.I.; Mr. Janssonius y Mr. Gooding, Presidente y Secretario de la F.I.P., para tratar de la organización del VII Congreso de Nueva York. Se discutieron varios puntos importantes, que se exponen más adelante, y también se destacó la labor llevada o cabo por el Comité Organizador Americano.

Se ha distribuido ya la primera circular en español además de en inglés, francés y alemán. Los Grupos nacionales de la F.I.P. son los encargados de distribuirla en su respectivos países. Se incluirán entre los destinatarios, además de los miembros de cada Grupo, la prensa técnica, Organismos estatales, centros de investigación, arquitectos, ingenieros, contratistas, fabricantes de elementos de hormigón, distribuidores de maquinaria y equipo. El éxito del Congreso dependerá en gran parte de la difusión de esta primera circular en cada país. Es de esperar que los países de habla hispana aprovechen la ventaja de la inclusión de su idioma y den gran difusión a dicha circular.

En principio, se ha decidido enviar a cada Grupo nacional el mismo número de circulares que de Notas de la F.I.P. Si son necesarios más ejemplares, los Grupos nacionales se dirigirán a Mr. Munstermann al PCI, Suite 1820, 20 North Wacker Drive, Chicago, Illinois 60606, USA.

Se ha avanzado mucho en todos los aspectos del programa técnico: conferencias, informes generales, etc. Es de esperar que todos los Grupos nacionales aporten las comunicaciones técnicas de sus países y la publicación de libros o folletos sobre las realizaciones efectuadas en hormigón pretensado en cada país. Estas publicaciones son muy interesantes, pues, amplían las diapositivas que se proyectarán en las sesiones dedicadas a las Estructuras interesantes.

El local destinado, en un principio, a la exposición está totalmente adquirido por 55 expositores; sin embargo, se ha conseguido ampliar este local, y aquellos interesados en la exposición deberán escribir lo antes posible a Mr. Munstermann, a la dirección dada anteriormente.

Los viajes post-Congreso son los siguientes:

1. Ciudad de México-Acapulco-Nueva York.
2. San Francisco-Las Vegas-El Gran Cañón-Chicago-Skokie-Nueva York.
3. Filadelfia-Wáshington D.C.-Nueva York.

Se darán más detalles en la segunda circular, que se enviará, aproximadamente, en julio de 1973.

En la organización del Congreso participan las organizaciones:

American Concrete Institute.
Portland Cement Association.

También colaboran en dicha organización los siguientes organismos:

American Institute of Architects.
American Society of Civil Engineering.
American Society for Testing and Materials.
The Associated General Contractos of America.
Canadian Prestressed Concrete Institute.
Concrete Reinforcing Steel Institute.
Expanded Shale Clay and Slate Institute.
Lehigh University.
National Society of Professional Engineers.
US Army Corps of Engineers.
US Department of Commerce, National Bureau of Standards.
US Department of the Interior, Bureau of Reclamation.
US Department of Housing and Urban Development.
University of California.
University of Illinois.

El Presidente del Comité Organizador es James H. Gilbert. La lista de miembros del Comité se publicará en otras Notas de la F.I.P.

Los hoteles reservados para los asistentes al Congreso son el New York Hilton y el Waldorf-Astoria. Se ha obtenido un precio especial para el Congreso, por lo que no deben hacerse reservas a través de agencias.

COMISION DE PREFABRICACION DE LA F.I.P.

Esta Comisión se reunió en Sevilla (España) el 13 de noviembre de 1972; asistieron 10 miembros.

En general, la reunión se redujo a la recopilación de los trabajos de las diferentes secciones para el Informe que presentará esta Comisión al Congreso de Nueva York en 1974.

En el Informe se resaltará la importancia de los problemas del cortante, en la superficie de contacto, en las juntas y apoyos de las losas prefabricadas, particularmente la transmisión del cortante. Otros apartados del Informe tratarán de estructuras formadas por elementos prefabricados, la elección de materiales, los problemas del autocontrol y de la inspección en las fábricas de dichos elementos, curado al vapor y tolerancias.

En el Congreso de Praga, un subcomité de la Comisión presentó un Informe sobre la Filosofía del Proyecto de edificios de una sola planta, basado en las respuestas a una encuesta realizada entre los grupos nacionales. Se aprobó en Sevilla un cuestionario similar sobre viaductos que ya se ha enviado a los Grupos.

Hungría y Rumania han enviado informes muy interesantes sobre el Control de Calidad en fábricas. Otros informes húngaros tratan de la teoría de las tolerancias.

Se han recibido una docena de respuestas al cuestionario de la F.I.P. sobre elección de materiales en pretensado y prefabricación, y se espera que pronto se obtengan la información suficiente como para poder elaborar unas conclusiones generales.

La siguiente reunión de la Comisión se ha celebrado en mayo de 1973 en Bélgica.

COMITE EJECUTIVO DE LA F.I.P.

De acuerdo con sus normas, la F.I.P. está dirigida por una Asamblea General de delegados y un Consejo Administrativo de representantes nombrados por cada Grupo nacional. Este Consejo está formado por el Presidente, Vicepresidente General, un Vicepresidente por cada país Miembro de la F.I.P., el Secretario General, el Tesorero y los Presidentes Honorarios. El Comité Ejecutivo es una parte del Consejo Administrativo, que se encarga de llevar a cabo las decisiones de la Asamblea y del Consejo.

Normalmente el Comité Ejecutivo se reúne una vez al año, como el Consejo Administrativo, pero al tener menos de 20 miembros no es difícil mantener un contacto por correspondencia, y de esta forma, es como se hace la mayor parte del trabajo.

El Comité Ejecutivo está formado por:

El Presidente.
El Vicepresidente General.
Quince Vicepresidentes.
El Secretario General.
El Tesorero (sin derecho a voto).

Además, por regla general, los Presidentes Honorarios asisten a las reuniones, de forma que pueden prestar su valiosa experiencia. Estos Presidentes no tienen voto, de no ser Vicepresidentes de sus países.

Para que los Grupos nacionales de la F.I.P. se vayan familiarizando con las actividades del Comité Ejecutivo, se publicarán algunos detalles de dichas actividades en las Notas de la F.I.P. En esta edición se publican algunos datos de las biografías de un miembro del Comité y un Presidente Honorario.

Profesor Franco Levi (Italia).

El profesor Franco Levi terminó su mandato como Presidente de la F.I.P. en 1970. De 1966 a 1970 dirigió la F.I.P. durante su período de expansión hasta el VI Congreso de Praga. Asiste a las reuniones en calidad de Presidente Honorario, y todavía representa a Italia como Vicepresidente de la F.I.P.

Se educó en Francia e Italia, domina el idioma francés, y en los cuatro años en que ha dirigido las reuniones de la F.I.P. no ha ha tenido problemas con el inglés. Fue también Presidente del C.E.B. de 1957 a 1968, y esto le ha hecho acreedor al puesto de Presidente del Comité Conjunto F.I.P./C.E.B., recientemente formado.

Es también catedrático de Construcción en la Escuela Politécnica de Turín y miembro de muchas organizaciones nacionales e internacionales relacionadas con los diferentes aspectos de la Ingeniería Civil.

Profesor K. V. Mikhailov (Rusia).

El profesor K. V. Mikhailov cumplió sesenta años el 18 de abril de este año, y es miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P. desde 1963.

Este eminente científico e ingeniero ruso nació en Tbilisi, Georgia, y se graduó en el Instituto Industrial de Georgia en 1938.

En 1939 empezó su carrera científica en el Instituto de Investigación Científica de la Industria de la Edificación de Moscú, hoy conocido como el Instituto de Investigación del Hormigón y Hormigón Armado. En 1961 fue nombrado Director adjunto del Instituto, y en 1965, Director. De esta forma, continuó llevando trabajo de investigación y administración del Centro.

En 1966 fue nombrado Catedrático en reconocimiento al alto nivel de sus trabajos de investigación. También es Redactor Jefe de la Revista *Beton i Zhelezobeton* (*Hormigón y Hormigón Armado*). Se han publicado más de 130 trabajos suyos.

La mayor parte del trabajo del profesor Mikhailov está relacionado con las armaduras; ha introducido y aumentado el uso de acero de alta calidad. También ha trabajado en la preparación de las Normas Prácticas de armaduras. Es autor de muchas patentes, entre ellas una de alambres corrugados de bajo contenido en carbono, material muy utilizado en la construcción en Rusia. Es Presidente del Consejo de Coordinación de la Investigación en el campo del hormigón y hormigón pretensado en Rusia, y Presidente del Consejo Académico del Instituto.

El Estado le ha distinguido con las Ordenes de la Bandera Roja del Trabajo y la de la Revolución de Octubre. Tuvo a su cargo la organización de los dos Simposios sobre Estructuras Marítimas y Antisísmicas, celebrados en Tbilisi el año pasado. Muchos de los miembros que asistieron a estos Simposios pudieron comprobar la gran humanidad del Profesor Mikhailov. Estos Simposios fueron un éxito de organización y contenido.

VII ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA A.T.E.P

La Asociación Técnica Española del Pretensado celebró su VII Asamblea Técnica Nacional, en la Escuela Superior de Arquitectura de Sevilla, del 14 al 18 de noviembre de 1972.

Estas Asambleas se celebran cada tres años, y su objetivo es estudiar algunos de los aspectos más interesantes de la técnica del pretensado y revisar las estructuras construidas en España en hormigón pretensado durante los últimos años.

En la VII Asamblea, los temas que se trataron fueron: "Control del tesado de las armaduras postesas", "Ejecución y Control de la Inyección" y "Forjados Pretensados". Además, se presentaron informes de las Estructuras de hormigón pretensado recientemente construidas en España.

Normalmente estas Asambleas tienen un carácter estrictamente nacional, pero en esta ocasión fueron invitados los miembros de la Comisión de Prefabricación de la F.I.P., que celebraron una reunión el día 13 de noviembre. Entre los ingenieros extranjeros que participaron en la Asamblea se encontraban el Dr. Janssonius, Presidente de la F.I.P., que pronunció un discurso en español en la Sesión de Apertura; Mr. K. Bernander, que presentó una comunicación sobre forjados pretensados en Suecia", y el Secretario Técnico de la F.I.P., Mr. W. G. F. Crozier.

Además de las Sesiones técnicas se proyectaron siete películas sobre la técnica del pretensado. Durante los días de la Asamblea tuvo lugar una exposición de materiales, maquinaria y equipos de pretensado. También se realizaron visitas técnicas a instalaciones y obras.

El número total de asistentes fue de 240, y estuvieron representadas 83 empresas y organismos oficiales. En las Sesiones de trabajo se presentaron 32 comunicaciones individuales, seguidas de coloquio. El texto de todos los informes y comunicaciones se publicará en número especial de la revista de la A.T.E.P.

CONFERENCIA SOBRE ESTRUCTURAS MARITIMAS DE HORMIGON

A finales de noviembre de 1972, los constructores ingleses Sir Robert McAlpine & Sans Ltd., organizaron una conferencia sobre el tema Estructuras marítimas en hormigón. En ella se trató en especial del proyecto y las técnicas de construcción del "Tanque marino". Esta estructura, proyectada para ser sumergida a 70 m de profundidad, fue descrita por el profesor R. Lacroix en los Simposios de la F.I.P., en Tbilisi, en septiembre de 1972.

Próximos acontecimientos

SIMPOSIO HUNGARO SOBRE LA PREFABRICACION EN INGENIERIA CIVIL

Este Simposio se celebrará en Budapest, del 11 al 14 de septiembre de 1973. Está organizado por la Sociedad Científica del Transporte de Hungría, en cooperación con el Grupo nacional de la F.I.P y del I.A.B.S.E.

Los temas principales que se tratarán son los avances en la teoría, investigación y proyecto, fabricación y unión de los elementos.

El idioma principal será el húngaro, pero habrá traducción simultánea a inglés y alemán.

Para más información escribir a:

The Secretariat to the Symposium
Prefabrication in Civil Engineering
Budapest V (Hungría)
Szabadsag Ter, 17

III CONGRESO INTERNACIONAL DE INGENIERIA DE HOSPITALES

Para obtener más información sobre este Simposio que se celebrará en Atenas del 20 al 26 de mayo de 1974, escribir a los organizadores:

Technical Camber of Greece
4 Kar Serviais
Atenas 125 (Grecia)

JORNADAS DE LA F.I.P., 1973

Las Jornadas de la F.I.P., 1973, se celebrarán en Edimburgo (Escocia) los días 24 y 25 de septiembre.

Se ha preparado un programa de conferencias, películas y coloquios para la tarde del lunes 24 de septiembre, al que seguirá un día completo de visitas técnicas, el martes 25 de septiembre.

La cuota de inscripción cubre los gastos de la publicación de los artículos, las visitas, el coctel y la comida.

PUENTE DE CABLES ATIRANTADOS EN FRANKFURT

Esta estructura, tan poco corriente, es una impresionante muestra de las ventajas de tipo económico y estructural del pretensado.

El puente es mixto: para ferrocarril, carretera de seis carriles y paso de tuberías, y tiene un vano central de 148 m.

También causa sensación en este puente los medios auxiliares utilizados en su construcción. El tablero se está construyendo por dovelas de 6,30 m de longitud; los cables atirantados que soportan dicho tablero se apoyan en torres de hormigón pretensado de 50 m de altura, construidas por medio de encofrados deslizantes. Los medios utilizados han permitido disminuir en diez semanas el plazo de realización de la obra.

MONORRAIL DE HORMIGON PRETENSADO EN DISNEYLANDIA

En el parque Walt Disney, de Florida (Estados Unidos) se han construido cinco hoteles unidos entre sí por un doble monorraíl de 5 km de longitud, que constituye un gran avance en la tecnología de los elementos prefabricados, y, al mismo tiempo, es un medio de transporte del futuro.

Cada monorraíl está construido por vigas prefabricadas pretensadas de canto variable entre 2,10 m sobre apoyos y 1,42 m en centros de vanos. La estructura es continua en tramos de aproximadamente 200 m, con luces variables entre 30 y 36 m.

Las vigas, de sección en cajón y 50 t de peso, se prefabricaron a 5.000 km de la obra; algunas de ellas tienen curvatura horizontal y vertical. El molde utilizado en la fabricación se manejaba por medio de un ordenador, que daba la geometría adecuada a cada viga.

Cada seis vanos se tesaban los cables del pretensado de continuidad. Las pilas también son prefabricadas con altura media de 15 m.

MONUMENTO DE HORMIGON PRETENSADO EN BRASIL

En Fortaleza (Brasil) se han construido un monumento en el que reposan los restos mortales del que fue Presidente, Mariscal Humberto Castelló Branco; se trata de una estructura de hormigón pretensado formada por una ménsula de 29,4 m de longitud apoyada en un único pilar y contrapesada por un cajón de $6{,}5 \times 8{,}4 \times 8$ m.

El pilar se cimenta en un gran encepado de 54 pilotes de 14 m de longitud. El contrapeso se cimenta también sobre seis grupos de cuatro pilotes.

La sección transversal de la ménsula es una doble T. El alma es de espesor variable y gran rigidez; el ala superior tiene sección en cajón triangular, y el ala inferior es una losa con vigas de borde, colgada del ala superior por tirantes de acero.

El pretensado se realizó con cables Freyssinet de $12\,\phi\,7$.

TUNEL PRETENSADO PARA TUBERIAS

Debajo del río "Hollandsch Diep", en la región sudoccidental de Holanda, el Ministerio de Transportes y la Dirección General de Obras Hidráulicas están construyendo un túnel, en el cual, una vez concluido (a principios de 1973) se alojarán una serie de tuberías sobre soportes metálicos. Estas tuberías serán de diámetros variables entre 15 y 60 cm, y se utilizarán para el transporte de diversos materiales, tales como crudos de petróleo, productos químicos y agua potable. En el túnel se alojarán, en total, unas 30 tuberías.

El túnel, con una longitud de unos 1.700 m, es de sección transversal circular, de 4 m de diámetro interior, paredes de hormigón armado de 0,325 m de espesor y un diámetro exterior de 4,65 m. En la parte inferior de la sección transversal se ha colocado un hormigón de balasto para evitar las subpresiones. El túnel se ha proyectado de forma que su peso propio (incluido el peso del hormigón de balasto) excede del empuje de flotación en 400 kg por metro lineal de túnel, como mínimo.

La parte principal del túnel se construyó utilizando elementos sumergidos. Para ello, 27 elementos, de 60 m de longitud cada uno, se prepararon en un dique seco. Cuando todos los elementos estuvieron terminados, se llenó de agua el dique y se fueron remolcando uno a uno, cada elemento, hasta el río "Hollandsch Diep", en cuyo lecho se había dragado una zanja. Como estos elementos no flotaban, se pudieron ir colocando en el fondo de la zanja mediante el auxilio de dos pontones. Allí se enlazaban unos a otros mediante juntas estancas de goma. Inicialmente, cada elemento se situaba, en su lugar de ubicación, sobre cimentaciones provisionales. Después, se rellenaba con arena inyectada el espacio entre la parte inferior de cada elemento y el fondo de la zanja, y, finalmente, se rellenaba totalmente dicha zanja.

Cada uno de los elementos de 60 m de longitud estaba, a su vez, constituido por diez secciones prefabricados, de hormigón armado, de 6 m de largo. Estas secciones se hormigonaron en posición vertical, con lo cual se podía fabricar de una sola vez la sección completa, evitándose así las juntas de hormigonado y el correspondiente riesgo

de fisuración por las diferencias de retracción que se producen entre las diferentes tongadas, como consecuencia de las distintas edades de los hormigones. Gracias a este proceso constructivo, no ha sido necesario en este caso recubrir el túnel con la capa de impermeabilización, generalmente constituida por material asfáltico, que normalmente hay que utilizar en otras construcciones análogas.

Las juntas entre las sucesivas secciones, juntas que tienen 1,5 cm de anchura, se inyectaron con una resina epoxy. De esta forma se consiguió formar, con cada diez secciones, un elemento perfectamente monolítico.

Para dar la suficiente resistencia a estos elementos, se introdujo en ellos un pretensado longitudinal mediante nueve cables Freyssinet, formado cada uno por 12 cordones de media pulgada (12 mm). Los cables se alojaban en conductos previamente dispuestos en las paredes de hormigón.

Una vez completado cada elemento y antes de llenar de agua el dique seco, se colocaba el hormigón de balasto de la parte inferior de la sección y se cerraban los extremos, disponiendo unos mamparos de acero provisionales.

La estructura completa, incluyendo las entradas verticales construidas en las orillas del río, en ambos extremos del túnel, se ha previsto que será terminada en trece meses. La colocación de los elementos del túnel en el interior de la zantja se está realizando a un ritmo de cuatro por semana.

HOTEL QUEENSWAY, GIBRALTAR

La mayoría de los temas que tiene en estudio la Comisión de Prefabricación de la F.I.P. se han presentado en la construcción del Hotel Queensway, en Gibraltar. El problema básico era proyectar y fabricar los elementos de hormigón pretensado en Inglaterra y montar la estructura en Gibraltar a 2.200 km de distancia.

Esto llevaba consigo: 1.º, la fabricación de los elementos con unas tolerancias muy estrictas para que en caso de que alguno de ellos sufriese daños durante el transporte pudiese ser reemplazado por cualquier otro; 2.º, el control de la calidad debía hacerse muy lejos de la obra; 3.º, un proyecto muy detallado de los elementos autorresistentes para reducir al mínimo los encofrados y apuntalamientos en obra; 4.º, una organización muy meticulosa de la obra, tanto en tiempo como en tareas, y 5.º, la puesta a punto de un método para medir con exactitud las deformaciones en varias etapas de la construcción. Además fue necesario proyectar la estructura teniendo en cuenta los esfuerzos sísmicos correspondientes al grado IX de la escala Mercalli modificada (0,75 g).

Proyecto.

El hotel tiene una superficie total de 10.600 m², con salones, tiendas, restaurantes y 240 habitaciones dobles.

El solar era extraordinariamente estrecho (18 m de anchura) y de forma curva. El edificio no tiene juntas de dilatación, y su parte central es un núcleo rígido calculado para resistir los esfuerzos sísmicos y de viento.

El sistema vibratorio especial de medida de las deformaciones colocado en los extremos de los elementos prefabricados y los termopares para medir la temperatura interna

fueron proyectados por el Building Research Station. Las dos fachadas principales del edificio tienen forma de arco de círculo. Los 44 pilares de fachadas, en las dos primeras plantas, está separados 3,2 m entre centros y unidos por forjados pretensados de 15 m de longitud.

Esquemal estructural.

Como se dice anteriormente, las dos primeras partes están soportadas por pilares de fachada. Al nivel de la primera planta los pilares se unen entre sí perimetralmente por medio de vigas prefabricadas de sección en L, en las que apoyan los forjados de 15 metros de luz.

A nivel de la segunda planta, el arriostramiento se hace con una viga cajón perimetral de hormigón ligero, prefabricada por trozos, que se unen entre sí con cables de pretensado. El forjado de esta segunda planta está formado por losas nervadas de sección en doble T, de 15 m de luz. A partir de la segunda planta las fachadas están constituidas por elementos prefabricados, cuyo alzado es un I, y cuya sección horizonal es en doble T, que se unen entre sí por medio de cables de pretensado; los forjados están constituido por losas prefabricadas de sección aligerada.

Prefabricación.

El hormigón utilizado en todos los elementos prefabrcados era de 500 kg/cm² de resistencia característica. La alta precisión necesaria para que los elementos fuesen intercambiables obligaba a utilizar piezas de unión metálicas. Para asegurar la exactitud requerida en la fabricación se construyeron en el piso de la fábrica estaciones de medida con aparatos electrónicos de alta precisión. Los moldes, piezas de unión y armaduras se alineaban desde dichas estaciones con errores menores de ± 0,0125 mm.

Se han transportado:

600 t de cemento.
100 t de armaduras.
600 t de bloques de hormigón ligero.
4.100 t de elementos prefabricados de hormigón (pilares, vigas cajón, forjados, etc.).

Montaje.

La estructura se ha construido en once meses, incluyendo tres meses utilizados en las cimentaciones. A partir de la segunda planta se construyó una cada catorce días.

Publicaciones

SIMPOSIOS DE LA F.I.P. SOBRE ESTRUCTURAS ANTISISMICAS

El Comité Organizador Ruso ha publicado un número reducido de ejemplares de la recopilación de las comunicaciones presentadas al Simposio en el idioma en que fueron presentadas. El Simposio trató de cuatro temas principales:

Tema 1. — El proyecto y construcción de estructuras de hormigón pretensado en zonas sísmicas.

Tema 2. — Investigación sobre estructuras pretensadas en zonas sísmicas. Métodos y resultados.

Tema 3. — Aplicación de los prefabricados de hormigón pretensado en las zonas sísmicas.

Tema 4. — Comportamiento de las estructuras de hormigón pretensado durante los terremotos.

El volumen consta de 500 páginas, y contiene 34 comunicaciones individuales, diez de las cuales están en inglés y el resto en ruso. Cada comunicación va acompañada de un resumen.

También se han publicado los informes Generales sobre los temas mencionados anteriormente. Estos informes se pueden adquirir en francés, alemán o inglés dirigiéndose a:

FIP Administrative Office
Terminal House
Grosvenor Gardens
Londres Sw1W (*)

ESTRUCTURAS DE HORMIGON

Por Troels Brødum Nielsen.

El Profesor T. Brøndum-Nielsen es Miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P. y su dedicación a las estructuras de hormigón es conocida en todo el mundo. Su libro "Estructuras de Hormigón" se utilizó, en principio, como texto en el curso Internacional sobre estructuras de hormigón celebrado en el Laboratorio Nacional de Engenharia Civil de Lisboa, entre marzo y junio de este año. El curso fue organizado por el Comité Europeo del Hormigón.

El fin principal de este libro es el de exponer métodos simples para el cálculo de estructuras de hormigón armado y pretensado, tanto estéticamente determinadas como indeterminadas. En el cálculo se tienen en cuenta los efectos de las pérdidas instantáneas y diferidas, debidas a deformaciones elásticas, retracción y fluencia del hormigón y relajación del acero. Se estudia también el efecto combinado de las armaduras activas y pasivas y el de la formación de fisuras bajo cargas de servicio.

Los problemas del cortante, la torsión y el pandeo, tratados en otras lecciones del Curso se omiten en el libro.

Se sugiere un procedimiento de cálculo para las estructuras sometidas a combinaciones de cargas tales como las que ocurren en las estructuras de hormigón pretensado.

Se presta especial atención al pretensado parcial y a las estructuras en las que se combina el trabajo de las armaduras pretensadas y no pretensadas.

Se estudian los estados límites de fisuración, deformación, rotura y rotura por fatiga. En general, el libro sigue las Recomendaciones Internacionales C.E.B./F.I.P.

(*) *Nota de la Redacción.* — La A.T.E.P. ha distribuido en España estos dos libros

CATALOGO ASP DE ACEROS NORMALIZADOS

La Asociación Científica Francesa del Pretensado ha publicado un nuevo catálogo de "Aceros Normalizados".

El catálogo incluye alambres lisos y de otros tipos, cables y barras. Las características consideradas en el catálogo son las prescritas en las ASP Specifications 1967 para aceros de pretensado, añadiendo las especificadas por la Comisión conjunta RILEM-FIP-CEB.

El catálogo publica una lista de productos de diversos fabricantes, y describe sus características.

Estos catálogos se pueden adquirir, al precio de 36,90 francos más gastos de envío, escribiendo a:

M. Fernand Dumas
Presidente de l'ASP
1 Place Genevieres 59000 Lille (Francia)

Traducido por C. PITA

Revisado por J. JÓDAR

publicaciones del i.e.t.c.c.

hormigón pretensado

proyecto y construcción

Fritz Leonhardt
Dr. Ingeniero

El libro del profesor Leonhardt, sobre hormigón pretensado, puede considerarse ya como un tratado clásico de esta técnica.

En esta obra se presentan con detalle los materiales acero y hormigón, sobre todo en lo que se refiere a las propiedades más importantes a efectos de su utilización en hormigón pretensado.

Las cuestiones prácticas y de aplicación directa han sido abordadas con mayor detalle que los problemas teóricos, los cuales se exponen con la mayor sencillez posible, haciéndolos accesibles también al ingeniero medio, ya que el libro está destinado a la utilización práctica.

No se han expuesto las posibilidades de realizar el pretensado basándose en los sistemas actualmente en uso, sino que se han intentado describir las soluciones fundamentales y aclararla presentando dichos sistemas.

Se ha estudiado con detalle el problema de la introducción de las fuerzas de pretensado. La disposición constructiva de la estructura pretensada se ha antepuesto, intencionadamente, al cálculo estático.

En principio no se efectúa descripción de aplicaciones prácticas, haciéndose una excepción con los depósitos, tubos, firmes y traviesas pretensadas.

En la página 9 de este libro figuran diez recomendaciones básicas para el ingeniero que se ocupe en esta disciplina, con las particularidades más importantes que deberá tener en cuenta el ingeniero especialista en hormigón armado, independientemente de las recomendacions aplicadas hasta el momento.

Un volumen encuadernado en tela, brillantemente presentado, de 19 × 26,5 cm, compuesto de 762 páginas, numerosas figuras, abundantes tablas, ábacos y una extraordinaria bibliografía.

Precios: España, 1.500 pesetas; extranjero, 30 dólares.

NUEVOS MANUALES TECNICOS LABOR

VOLUMENES PUBLICADOS

INTRODUCCION A LOS COMPONENTES ELECTRONICOS
Dummer (Nº 1)

ELEMENTOS DE MECANICA APLICADA
Smith (Nº 2)

CURSO DE CRONOMETRAJE INDUSTRIAL
Casacof (Nº 3)

MATEMATICAS PARA ELECTROTECNICOS
Howson (Nº 4)

EJERCICIOS DE INTRODUCCION A LA MATEMATICA MODERNA
D.T.E. Marjoram (Nº 5)

TECNOLOGIA DE LOS MATERIALES DE TALLER
Lucchesi (Nº 6)

TECNOLOGIA DE LA FUNDICION
Lucchesi (Nº 7)

TECNICA DE LA FORJA, EMBUTICION, CORTE Y SOLDADURA
Lucchesi (Nº 8)

TECNICA DEL TRABAJO AL TORNO
Lucchesi (Nº 9)

FRESADO, PLANEADO Y TALADRADO
Lucchesi (Nº 10)

RECTIFICADO Y ACABADO
Lucchesi (Nº 11)

METALOTECNIA
Lucchesi (Nº 12)

TRATAMIENTOS TERMICOS
Lucchesi (Nº 13)

ENSAYOS MECANICOS DE LOS MATERIALES METALICOS
Lucchesi (Nº 14)

ENSAYOS TECNOLOGICOS
Lucchesi (Nº 15)

METROTECNIA. TOLERANCIAS E INSTRUMENTACION
Lucchesi (Nº 16)

VERIFICACION DE PIEZAS Y MAQUINAS HERRAMIENTAS
Lucchesi (Nº 17)

CIRCUITOS ELECTRICOS I
Brookes (Nº 19)

CIRCUITOS ELECTRICOS II
Brookes (Nº 20)

TABLAS DE MOMENTOS PARA VIGAS CONTINUAS
Graudenz (Nº 22)

VOLUMENES DE PROXIMA APARICION

TECNICAS COMPLEMENTARIAS DE TALLER
Lucchesi (Nº 18)

INTRODUCCION A LAS CENTRALES TERMICAS
Jolodowski (Nº 21)

INTRODUCCION A LA TELEVISION
G.J. King (Nº 23)

EDITORIAL LABOR, S.A.
Ronda Universidad, 23 - BARCELONA (7)
Alcalá, 144 - MADRID (9)

nota de la asociación técnica española del 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 ellas aparecen, entre otros, los trabajos que en esta nota se comentan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se han traducido 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 Prestressed Concrete Development Group, de Inglaterra.

Revista: *Precast Concrete,* vol. 3, núm. 3, marzo 1972.

1. "Fabricación de losas de hormigón pretensado". Anónimo.

   Sinopsis: Se presenta un sistema de fabricación de losas aligeradas moldeadas sobre bancadas de 100 m de longitud a nivel del terreno. Se utilizan sierras de diamante para realizar los cortes a las longitudes requeridas.

Revista: *Precast Concrete,* vol. 3, núm. 5, mayo 1972.

2. "Reformas y modificaciones de los moldes y encofrados", por J. G. Richardson.

   Sinopsis: Las alteraciones de los encofrados y moldes durante su utilización tienen una elevada repercusión en los costes de las piezas prefabricadas de hormigón. En este artículo, el autor estudia el tema con detenimiento con el objeto de establecer medidas preventivas.

Revista: *Precast Concrete,* vol. 3, núm, 7, julio 1972.

3. "Fabricación de tuberías de gran diámetro en hormigón pretensado". Anónimo.

   Sinopsis: En este artículo se presenta un tipo de tubería con diámetro de 2,5 a 3 m proyectadas para resistir una carga de 25 t por m y con espesor suficiente para permitir la fijación de anillos de goma en las juntas. El coste de fabricación e instalación es generalmente más bajo que el de otros tipos de tuberías, presentando además elevada durabilidad y gran ligereza.

Revista: *Prescast Concrete,* vol. 3, núm. 8, agosto 1972.

4. "Transporte de los elementos constituyentes de un hotel totalmente prefabricado a 1.400 millas de distancia". Anónimo.

   Sinopsis: Los elementos de hormigón pretensado prefabricados han hecho posible la rápida construcción del Queensway Hotel, de 9 plantas, en Gibraltar. Ha contribuido a ello el alto nivel de estandarización alcanzado y la facilidad de montaje de los elementos, que se han transportado por barco desde Inglaterra.

Revista: *Precast Concrete,* vol. 3, núm. 9, septiembre 1972.

5. "Hormigón armado con fibras de polipropileno". Anónimo.

   Sinopsis: Existe actualmente un creciente interés por el tema de las piezas prefabricadas de hormigón armado con pequeñas fibras de plástico incorporadas al mismo.

   Un avance de este campo lo constituye el método "Caricrete", que utiliza fibras de polipropileno. En este artículo se da información sobre la técnica empleada y ensayos realizados.

6. "Puente desmontable de hormigón pretensado". Anónimo.

   Sinopsis: Los visitantes de la ciudad de Munich, durante los recientes Juegos Olímpicos, quizá hayan podido cruzar el Boundermuhl Bridge, sin darse cuenta que esta elegante estructura fue construida con elementos de hormigón pretensado que pueden ser desmontados fácilmente para utilizarlos de nuevo en otro lugar.

Revista: *Magazine of Concrete Research,* núm. 77, diciembre 1971.

7. "Estudio teórico de la rotura por torsión mediante la analogía de la retícula y el método ruso de equilibrio en rotura", por B. KUY.

   Sinopsis: Se realiza un estudio sobre la distribución de fuerzas que aparece en los elementos de hormigón armado sometidos a torsión pura. Se admite que éstos tienen cuantía infracrítica y que la fisuración se inicia por relajamiento de las armaduras. Para el cálculo se utilizan y comparan dos métodos: la analogía de la retícula y el método del equilibrio en rotura adoptado por las normas soviéticas.

8. "Deformaciones progresivas en vigas de hormigón de cuantía infracrítica", por K. H. GERSTLE y L. G. TULIN.

   Sinopsis: Las teorías sobre cálculo en rotura de vigas de hormigón armado no explican qué les sucede a aquéllas cuando están sometidas a cargas cíclicas.

   En particular tiene especial interés el fenómeno llamado "rotura progresiva". Los autores desarrollan una teoría elastoplástica que constituye una base para empezar a resolver el problema planteado.

9. "Plasticidad de vigas de hormigón armado sometidas a flexión compuesta y torsión", por N. JACKSON y R. A. ESTAÑERO.

   Sinopsis: Los autores estudian la posible aplicación del cálculo plástico a la resolución de estructuras en las que algunos de sus elementos están sometidos a la acción combinada de la torsión y la flexión compuesta.

   Para ellos han realizado 80 ensayos sobre vigas sometidas a estas acciones. En el artículo se incluyen fotografías de los dispositivos de ensayo y tablas y ábacos con los resultados obtenidos.

Revista: *Magazine of Concrete Research,* núm. 78, marzo 1972.

10. "La resistencia a fisuración diagonal de vigas continuas de hormigón pretensado", por B. JENA y F. N. PANNELL.

    Sinopsis: Los autores realizaron 20 ensayos sobre vigas de sección en I pretensadas de dos vanos; estudiaron la rotura bajo esfuerzos cortantes y momentos flectores.

    En el artículo se comparan los resultados dados por varios métodos de la resistencia a fisuración en vigas I, con armaduras pretesas y postesas, con los resultados obtenidos por los autores.

11. "Método para cálculo en rotura de vigas de hormigón armado de sección rectangular sometidas a momentos flectores, torsores y esfuerzos cortantes simultáneamente", por B. KUYT.

    Sinopsis: En otra ocasión, el autor presentó ya un estudio de viga armada de sección rectangular cuando aquélla estaba sometida únicamente a torsión pura.

    En el presente artículo estudia el caso en que además de momentos torsores se presentan flectores y esfuerzos cortantes. Observa el autor que los resultados dados por la analogía de la retícula son los más aproximados a los obtenidos por vía de ensayo.

Revista: *Magazine of Concrete Research,* núm. 79, junio 1972.

12. "Cálculo no lineal de placas de hormigón armado", por J. C. Bell y D. G. Elms.

Sinopsis: Los autores describen la formación de un modelo teórico para estudiar el comportamiento de una placa bajo determinadas condiciones de carga. El modelo se basa en la utilización de elementos finitos anisótropos.

El uso del modelo matemático se ilustra mediante el cálculo de una placa, comparándose los resultados dados por el cálculo y los obtenidos en un ensayo sobre la misma.

Revista: *Magazine of Concrete Research,* núm. 80, septiembre 1972.

13. "Rigidez torsional de elementos de hormigón armado sometidos a torsión pura", por I. Karlsson y L. Elfgren.

Sinopsis: Se presenta un método para determinar la rigidez torsional en estado de fisuración de elementos de hormigón armado sometidos a torsión pura. Se deducen expresiones para la rigidez a torsión de vigas de sección arbitraria y doble T. Se comparan los valores experimentales con los teóricos y se discuten las aplicaciones de la teoría en forma breve, comentando las imperfecciones del método.

14. Redistribución de momentos en vigas continuas de hormigón pretensado", por M. J. N. Prestley y R. Perk.

Sinopsis: En un artículo anterior se presentaron las relaciones entre valores del momento y de la curvatura media en secciones de hormigón pretensado sometidas a un momento constante. También se presentaba la variación de la rigidez debida a la tensión del hormigón entre fisuras. Las citadas relaciones se utilizan en este artículo para determinar las curvas carga-momento y carga-deformación en vigas continuas de hormigón pretensado.

Los resultados de un programa de ensayos sobre vigas continuas de 2 vanos se comparan con los dados por el cálculo.

Revista: *Magazine of Concrete Research,*núm. 81, diciembre 1972.

15. "Relaciones carga-deformación en placas rectangulares de hormigón armado", por S. S. J. Moy y B. Mayfield.

Sinopsis: Este artículo presenta un método de cálculo de la variación de la flecha en placas rectangulares de hormigón armado, teniendo en cuenta el efecto membrana producido por la flexión.

Los resultados dados por este método se comparan con los obtenidos en una serie de ensayos sobre placas.

16. "Relaciones momento-curvatura en secciones de hormigón pretensado", por B. K. Gupta y A. D. Edwards.

Sinopsis: Los autores han obtenido unas relaciones entre el momento flector y la curvatura que produce en ocho secciones, análogas geométricamente, de vigas pretensadas de dos vanos, y en otras dieciséis secciones de pórticos también pretensados.

Revista: *Concrete,* núm. 1, enero 1972.

17. "Normalización de encepados de pilotes", por R. T. Whittle y D. Beattie (primera parte).

Sinopsis: En esta primera parte, el autor propone una normalización de las dimensiones de los encepados para grupos de pilotes.

Adopta para sus conclusiones unas variables que, combinadas en cada caso, darían el encepado óptimo desde el punto de vista económico. Dichas variables son: la forma más adecuada del encepado, el espesor más económico, el método correcto de cálculo y detalles de armadura.

18. "Notación internacional para el hormigón".

Sinopsis: La posibilidad de llegar a una notación común internacional para el hormigón fue considerada hace ya algunos años por el Comité Europeo del Hormigón (Recomendaciones Internacionales CEB, 1963).

Sucesivamente se han producido intentos de implantar una notación internacional. El último ha sido en mayo de 1971, en la XIV Asamblea del CEB, en Copenhague, y donde los reunidos votaron en favor de su adopción. En el artículo se ha extractado un informe publicado por "Cement and Concrete Asociation" y escrito por B. H. Spratt, que, mediante letras romanas y griegas, mayúsculas y minúsculas designa a todos los elementos que intervienen en el cálculo de estructuras de hormigón.

Revista: *Concrete,* núm. 2, febrero 1972.

19. "Normalización de encepados de pilotes" (segunda parte).

Sinopsis: En esta segunda parte, el autor explica el proceso de cálculo que usa y lo aclara con algunos ejemplos, cuyos resultados se obtienen con computador. La base del cálculo la constituye la determinación de las dimensiones del encepado, teniendo presente el armado del pilar y debiendo resistir los esfuerzos de flexión y cortante, así como el pandeo.

20. "Proyecto de un estadio, en París".

Sinopsis: El proyecto arquitectónico del estadio tenía como condicionantes: una capacidad de 50.000 a 55.000 espectadores, visibilidad óptima para todos ellos y que fuese especialmente adecuado para juegos con balón.

Para cumplir estas exigencias el estadio será elíptico y estará cubierto en toda la zona de espectadores. Esta cubierta tiene doble curvatura y produce un efecto de onda a lo largo de todo el estadio.

Estructuralmente consta de cincuenta entramados constituidos por una columna y una ménsula. La altura de las columnas varía de 22 a 31 m y la longitud de las ménsulas es de 35 a 45 m. La sección de las primeras es de forma trapezoidal y las ménsulas tienen sección rectangular. El programa de construcción de la obra prevé la realización de un entramado cada siete días. Simultáneamente se van uniendo y cerrando los entramados con placas prefabricadas.

Toda la estructura se ha realizado con piezas prefabricadas.

Revista: *Concrete,* núm. 3, marzo 1972.

21. "Resistencia al esfuerzo cortante de las vigas de hormigón armado de gran canto", por F. K. Kong y P. K. Robins.

Sinopsis: Se propone una fórmula para el cálculo del esfuerzo cortante de rotura en las vigas de hormigón armado de gran canto, cuando éstas están hechas con hormigón normal u hormigón ligero.

En las conclusiones de la investigación llevada a cabo por los autores en la Universidad de Nothingham se demuestra que la fórmula que se usa normalmente para hallar el esfuerzo cortante no es válida cuando el hormigón es ligero. En la fórmula propuesta hay un coeficiente que vale 83 si el hormigón es de peso específico normal, o 247 si el hormigón de la viga es ligero.

Revista: *Concrete,* núm. 5, mayo 1972.

22. "Control de la fisuración del hormigón por retracción y cambio de temperatura", por B. P. Hughes.

Sinopsis: En este artículo se indican algunos métodos para evitar la fisuración del hormigón producida por la disipación del calor de fraguado. Se estudian las cuantías mínimas de armaduras necesarias y su distribución para lograr que la retracción no dañe a la estructura.

Revista: *Concrete,* núm. 6, junio 1972.

23. "Efectos del fuego sobre las estructuras de hormigón", por M. L. James y D. J. Timson.

Sinopsis: El objeto de este artículo es mostrar un ejemplo de los efectos producidos por el fuego en un edificio con estructura de hormigón armado situado en el centro de la ciudad de Lincoln.

Se llevaron a cabo un extenso número de ensayos de los elementos de la estructura, efectuando una clasificación con relación al grado de daños producidos por el fuego.

Revista: *Concrete,* núm. 7, julio 1972.

24. "Fisuración interna de elementos de hormigón armado", por J. M. Illston y R. F. Stevens.

Sinopsis: En este artículo se exponen un conjunto de ensayos realizados con vigas de hormigón armado y probetas cilíndricas que fueron inyectadas con resinas y más tarde cortadas para comprobar su fisuración interna. Las observaciones realizadas a continuación son interpretadas por los autores para describir el proceso de fisuración interno y deducir consecuencias prácticas.

Revista: *Concrete,* núm. 9, septiembre 1972.

25. "Paneles para revestimiento, de hormigón prensado".

Sinopsis: En este artículo se presenta un nuevo tipo de piezas obtenidas por prensado de hormigón semiseco en moldes de acero inoxidable. Se pueden obtener elementos de análogas características que la de los ladrillos corrientes en cuanto a color, textura y aspecto tradicional o moderno de sus fábricas.

Estas piezas son de $30 \times 30 \times 2$ cm, lo que unido a su ligereza de peso las hacen fáciles de manejo.

Revista: *Concrete,* núm. 10, octubre 1972.

26. "Refuerzo de vigas de hormigón pretensado con otras armaduras de pretensado", por E. W. Bennet y C. S. Chandrasekhar.

Sinopsis: En este artículo se comentan los resultados obtenidos en una serie de ensayos sobre vigas de hormigón pretensado reforzadas con nuevas armaduras postesas. Estas armaduras estaban constituidas por barras, cables y alambres. Se estudió el comportamiento de los distintos tipos de armadura y el comportamiento de las vigas a fisuración y rotura.

Revista: *Concrete,* núm. 12, diciembre 1972.

27. Bajo el tema hormigón ligero se presentan en este número siete artículos referentes a diversos aspectos de dicho material. Los artículos son los siguientes: "Panorama en torno a los factores económicos", por R. R. Skoyles. "Algunas notas tomadas de la propuesta de normas del C.E.B. sobre hormigones ligeros", por A. Short. "El edificio Shell Plaza, como aplicación práctica del hormigón ligero", por Ph. Owens. "Los próximos diez años", por B. C. Gerwick Jr. "Control de calidad de los áridos ligeros", por W. H. Gutt. "Aislamiento térmico", por F. D. Lydon. "El futuro de los edificios prefabricados", por J. Broad.

Publicaciones enviadas por el Prestressed Concrete Institute, de Estados Unidos.

Revista: *P.C.I.,* Tems núm. 1, enero 1972.

28. "Edificios para oficinas". Anónimo.

Sinopsis: En el folleto se presentan diversos edificios para oficinas proyectados y construidos a base de piezas prefabricadas de hormigón pretensado. Los proyectistas comentan las razones por las que se eligen dichos elementos y métodos constructivos para este tipo de edificios, señalando, especialmente, como importantes la solidez, seguridad, bajo costo de mantenimiento, flexibilidad en el diseño, protección frente al fuego, etc.

Revista: *P.C.I. Tems,* núm. 2, febrero 1972.

29. "Centros comerciales". Anónimo.

Sinopsis: En este folleto se da por sentado que la prefabricación con hormigón pretensado es la forma idónea de construir centros comerciales, sea cual fuera su tamaño.

Se comentan brevemente las razones que dictan esta elección. Diversos edificios ilustran los comentarios.

Revista: *P.C.I. Tems,* núm. 2, marzo 1972.

30. "Grandes edificios para viviendas". Anónimo.

Sinopsis: Promotores y proyectistas van adoptando cada vez más los elementos prefabricados de hormigón pretensado como básicos en la construcción de grandes edificios para viviendas. Estas pueden ser modestas o lujosas; la versatilidad de este material constructivo es extremada.

Otro factor a considerar es la posibilidad de construir rápidamente, mediante dichos elementos prefabricados, edificios que se tardaría mucho en hacerlos con los métodos clásicos de construcción.

Revista: *P.C.I. Tems,* núm. 4, abril 1972.

31. "Aparcamientos". Anónimo.

Sinopsis: La estructura de aparcamiento exige cada vez más la utilización de elementos prefabricados de hormigón pretensado. Se comentan diversos aparcamientos realizados con dichos elementos dando razones explicativas del por qué se adoptan: versatilidad, economía, rapidez, etcétera.

Revista: *P.C.I. Tems,* núm. 5, mayo 1972.

32. "Edificios industriales". Anónimo.

Sinopsis: Muchos de los edificios industriales de una o varias plantas se construyen hoy en Norteamérica con elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Aparte de señalar sus conocidas ventajas, se hace observar que los prefabricados consiguen que un edificio industrial no sea forzosamente antiestético. El folleto se ilustra con fotografías de edificios industriales en construcción o ya en servicio.

Revista: *P.C.I. Tems,* núm. 6, junio 1972.

33. "Rascacielos". Anónimo.

Sinopsis: En el folleto se comentan e ilustran con fotografías, estructuras de gran altura construidas mediante elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Dichos elementos cumplen holgadamente todas las exigencias económicas, de seguridad, estéticas, etc., que se le piden a este tipo de edificios y esto con ventaja respecto a los elementos y métodos tradicionales.

Revista: *P.C.I. Tems,* núm. 311.

34. "Edificios para centros escolares y universitarios". Anónimo.

Sinopsis: Con el slogan "el hormigón pretensado prefabricado va a la escuela y a las clases de grado superior", se señala en el folleto la importancia que los elementos prefabricados de hormigón pretensado han adquirido en la construcción de centros educativos.
Se muestran edificios construidos con estos elementos.

Revista: *P.C.I. Tems,* núm. 312.

35. "Invierno 1972. Programa AWARDS del P.C.I.". Anónimo.

Sinopsis: Este programa AWARDS del P.C.I. tiene como finalidad el reconocimiento expreso de méritos que concurren en una obra realizada con elementos prefabricados pretensados.

En el folleto, el jurado comenta diversas construcciones relevantes: la residencia de estudian-

tes para la Universidad de Delawore, el edificio de Seguridad Pública de Wáshington, el aparcamiento de la Fundación Clínica de Cleveland, el monorraíl Walt Disney de Orlando (Florida), la Facultad de Humanidades y Ciencias Sociales de Ontario (Canadá), la Biblioteca D. B. Weldon de la Universidad de Western Ontorio, un centro administrativo en Memphis, la autopista elevada del aeropuerto de California, la Universidad de Lethbridge (Canadá) y el East Fork Chowchilla Bridge Mariposa, en California.

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute,* vol. 17, núm. 6, noviembre-diciembre 1972.

36. "Recomendaciones prácticas para la inyección de las armaduras postesas".

Sinopsis: El objeto de la inyección es proporcionar protección permanente a las armaduras postesas y a su vez servir como medio de unión entre el acero y el hormigón.

El contenido de este artículo son las recomendaciones respecto a materiales, conductos, equipo, mezclas de lechada, inyección y consideraciones térmicas, preparadas por el "P.C.I. Committee on Postensioning".

37. "Aumento de la seguridad a los sismos de los puentes de hormigón pretensado", por F. Leonhardt.

Sinopsis: Los desperfectos producidos en un gran número de puentes durante el terremoto de San Fernando, en 1971, proporcionaron a los ingenieros datos básicos para prevenir posibles fallos en futuros sismos.

En este artículo se presentan algunos métodos de cálculo para aumentar la seguridad frente a los terremotos.

38. "Esfuerzos cortantes en vigas de hormigón armado y pretensado, sometidas a cargas móviles", por E. W. Bennet y otros.

Sinopsis: Se presentan los resultados de 19 ensayos sobre vigas de hormigón armado y 21 de hormigón pretensado para estudiar la fisuración diagonal producida por cargas situadas en las inmediaciones de los soportes y los esfuerzos cortantes producidos por cargas próximas al centro del vano.

Publicaciones enviadas por la Verkoopassociatie Neoderlans Cement, de Holanda.

Revista: *Informe CUR,* núm. 52, octubre 1971.

39. "Resistencia a cizallamiento de hormigones de alta resistencia" (en holandés).

Sinopsis: El objeto del trabajo aquí descrito es determinar la relación entre la resistencia a cizallamiento del hormigón de alta resistencia y la resistencia a compresión en probeta cúbica del mismo material.

Se deducen unas expresiones que enlazan ambos parámetros. Se estudian las posibles discrepancias entre los valores dados por la fórmula y los obtenidos de ensayos en laboratorio, encontrándose que la aproximación es suficiente, e incluso mejor, que la obtenida con las fórmulas propuestas por el CEB.

Revista: *Informe CUR,* núm. 53.

40. "Losas oblicuas con carga uniformemente repartida", por el Comité de Investigación del CUR (en holandés).

Sinopsis: Se consideran losas oblicuas con forma de paralelogramo. El fin de este trabajo es recopilar datos de manera que:

1.º El proyecto de un puente oblicuo simple se pueda hacer fácilmente.
2.º El proyecto de un puente oblicuo más grande y más complicado se pueda preparar para realizar, posteriormente, su cálculo mediante ordenador.

Se estudian tres tipos de losas: losa sobre un vano, losa continua sobre dos vanos de igual luz y con un punto de apoyo intermedio central y losa continua sobre un vano central y un número indefinido de vanos de igual luz.

Revista: *Informe CUR*, núm. 54, abril 1972.

41. "Armadura de losas", por el Comité de Investigación del CUR (en holandés).

Sinopsis: El reparto de esfuerzos en la losa se calcula según la teoría lineal de elasticidad para diferentes casos de solicitación. A partir de estos resultados se determinan los valores máximos de los momentos positivos y negativos que aparecen en diversos puntos de la losa, lo que permite finalmente calcular la armadura necesaria. En cualquier caso, la armadura debe ser dimensionada, tomando como dato un "momento de armadura", que es la suma del momento flector y del momento de torsión que actúan en la sección que debe ser armada.

Revista: Informe CUR, núm. 55, diciembre 1972.

42. "Puentes de vigas rectas sin riostras", por el Comité de Investigación del CUR (en holandés).

Sinopsis: En doce capítulos, el informe aborda y resuelve el problema de los puentes de grandes vigas rectas simplemente apoyadas en sus extremos.

De una manera ordenada, partiendo de las solicitaciones a que está sometida la viga, se hallan los esfuerzos que aparecen. El cálculo se desarrolla por distintos métodos, comparándose entre sí los resultados y con los obtenidos por ensayos.

Se dan también recomendaciones para el cálculo detallado de toda la obra y se generaliza el problema dado a viga continua.

Revista: *Informe CUR*, núm. 57, diciembre 1972.

43. "Solicitaciones dinámicas en las construcciones", por el Comité de Investigación del CUR (en holandés).

Sinopsis: El cálculo de construcciones sometidas a solicitaciones no periódicas exige otra técnica que la utilizada en el caso de que las solicitaciones sean periódicas. Se consideran tres tipos de solicitaciones: periódicas, impactos y cargas arbitrariamente variables. Se hace referencia al cálculo del comportamiento de las construcciones simples en respuesta a estas solicitaciones dinámicas. Igualmente se citan los límites de movimiento de edificios desde el punto de vista del habitante y del constructor.

Publicaciones enviadas por el New Zealand Prestressed Concrete Institute, de Nueva Zelanda.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 16, núm. 2 abril 1972.

44. "Pavimentos de hormigón en carreteras".

Sinopsis: Dado el gran número de peticiones solicitando información sobre la utilización de pavimentos de hormigón en carreteras, NZ Portland Cement Association presenta en este artículo algunas consideraciones sobre el tema.

Revista: *NZ Concrete Construction*, vol. 16, núm. 3, junio 1972.

45. "Investigación sobre áridos para hormigón", por M. A. Graven y J. H. Gardise.

Sinopsis: En este artículo se describen en forma breve los objetivos de un programa de investigación sobre áridos para hormigón iniciado por NZ Portland Cement Association en su Centro de Investigación de Porirva (Research Division Laboratories), presentando una serie de observaciones sobre las limitaciones de algunos ensayos y sobre la necesidad de pruebas adicionales, así como enmiendas de las especificaciones relativas a condiciones de aceptación y métodos de ensayo.

Revista: *NZ Concrete Construction,* vol. 16, núm. 4, agosto 1972.

46. "Sistemas de forjados de hormigón armado". Anónimo.

Sinopsis: Existen numerosos sistemas de forjados en Nueva Zelanda. Todos presentan las características generales del hormigón armado, adaptándose algunos de ellos a exigencias específicas particulares. Son de rápida construcción, siendo necesario el empleo de una grúa en ciertos casos. Todos ofrecen superficies que pueden ser pintadas, guarnecidas o tratadas con recubrimientos de tipo acústico. En este artículo se presenta una discusión sobre varios tipos, acompañada de figuras.

Revista: *NZ Concrete Construction,* vol. 16, núm. 5, octubre 1972.

47. "Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón", por D. Bastings.

Sinopsis: En la práctica, el hormigón es resistente al fuego si se compara con otros materiales para estructuras. Ningún cuerpo es resistente al fuego indefinidamente. A temperatura elevada podrá arder, ablandarse o incluso llegar a estallar.

En este artículo se presentan algunos conceptos básicos para asegurar una resistencia al fuego adecuada en el cálculo de estructuras de hormigón.

Revista: *NZ Concrete Construction,* vol. 16, núm. 6, diciembre 1972.

48. "Curado a alta temperatura y fisuración del hormigón con árido de piedra pómez", por L. M. Smith y P. R. Woodfield.

Sinopsis: En este artículo se presentan los resultados obtenidos en un proyecto realizado en hormigón con áridos de piedra pómez, para el que se hizo un estudio del curado al vapor y su influencia sobre la resistencia a la fisuración.

Publicaciones enviadas por la Japan Prestressed Concrete Engineering Association, de Japón.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association,* vol. 13, núm. 6, diciembre 1971.

49. "Investigación sobre la disposición de las armaduras para evitar las fisuras horizontales en los extremos de las vigas de hormigón pretensado", por M. Fujii e Y. Kitamura (en japonés).

Sinopsis: Basándose en los resultados numéricos obtenidos con ordenador, según un método de elementos finitos y de los resultados obtenidos mediante ensayo, se propone en este artículo una ecuación para calcular las armaduras verticales de las vigas de hormigón pretensado para evitar las fisuras horizontales.

50. "Proyecto y construcción del puente ferroviario Yuubarigawa", por K. Ban y otros (en japonés).

Sinopsis: Este puente para el ferrocarril sobre el río Yuubari tiene una longitud de 360 m, con un esviaje de 20°. Una viga continua de hormigón pretensado con luces de 60, 80 y 60 m. Se ha construido por voladizos sucesivos, utilizando el sistema Dywidag.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association,* vol. 14, núm. 1, febrero 1972.

51. "Proyecto y construcción del viaducto de la autopista Shuto Kosuku número 3", por Tokio Express way Public Corporation (en japonés).

Sinopsis: Este artículo es la tercera parte que completa los publicados en los números anteriores de esta revista. En esta parte se estudian el método de unión y colocación de las dovelas prefabricadas.

52. "Proyecto y construcción del puente Oouchino", por K. Hagitani y otros (en japonés).

Sinopsis: Este es un puente de 3 tramos de 50, 60 y 50 m. El tablero ha sido construido por dovelas prefabricadas. La sección es un cajón de canto variable.

53. "Proyecto y construcción del puente Tedorigawa", por Y. KUBOTU y otros (en japonés).

Sinopsis: El puente de Tedorigawa, para autopista, tiene una longitud de 547,3 y 24,4 m de anchura. Está formado por 8 tramos continuos. El tablero está constituido por vigas cajón de hormigón pretensado por el sistema Dywidag.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association,* vol. 14, núm. 2, marzo-abril 1972.

54. "Estudio sobre el pretensado por cementos expansivos", por K. TOGAWA y R. ARAKI (en japonés).

Sinopsis: En este artículo se presenta un método de cálculo para determinar el pretensado por medio de cementos expansivos.

Se propone una ecuación para calcular el esfuerzo de pretensado en función de la expansión, fluencia y retracción y características elásticas del cemento expansivo.

55. "Estudio experimental de vigas continuas mixtas de hormigón pretensado bajo carga", por K. SUZUKI y otros (en japonés).

Sinopsis: Este estudio se realizó sobre un modelo de puente para la autopista Shuto número 7. Se ensayó este modelo bajo carga para confirmar algunas hipótesis. Este artículo describe los ensayos y los resultados obtenidos.

56. "Cálculo de las tensiones en las zonas de enclaje por el método de relajación dinámica", por S. OKAMOTO (en japonés).

Sinopsis: Este artículo se refiere al cálculo desarrollado por J. R. Ohes y otros colaboradores para determinar las tensiones en la zona de anclaje por medio del método de relajación dinámica; se dan los resultados obtenidos bajo diferentes hipótesis de carga.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association,* vol. 14, núm. 3, mayo-junio 1972.

57. "Cálculo antisísmico de edificios de gran altura en hormigón pretensado". por K. YANO y H. SUITSU (en japonés).

Sinopsis: Los edificios de gran altura no tienen muchos años de existencia y la seguridad contra los sismos no está todavía establecida en Japón, a pesar de que éstos son frecuentes.

Este artículo es una iniciación al cálculo antisísmico de edificios de gran altura de hormigón pretensado.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association,* vol. 14, núm. 4, julio-agosto 1972.

58. "Método para calcular el momento resistente y la curvatura de las vigas de hormigón pretensado", por S. KAMIGAMA (en japonés).

Sinopsis: En el artículo el autor desarrolla un método para el cálculo del valor del momento resistente en relación con la curvatura. Esta dependencia entre dichos factores tiene especial importancia para el cálculo en estados límites de vigas de hormigón pretensado. Para llegar a trazar la curva momento resistente-curvatura, estudia previamente las relaciones tensión-deformación en función de la calidad del hormigón y de la cuantía de acero de pretensado.

Revista: *Journal of Japan Prestressed Concrete Engineering Association,* vol. 14, núm. 5, septiembre-octubre 1972.

59. "Resistencia al esfuerzo cortante de vigas de hormigón pretensado", por J. INOMATA (en japonés).

Sinopsis: Numerosos autores han investigado sobre el papel que juega el esfuerzo cortante en una viga pretensada. El autor, en el artículo, comenta los ensayos y resultados a que han llegado aquellos investigadores, y afirma que hay concordancia en cuanto a la labor que desempeña la compresión a que está sometido el hormigón, como acción favorable frente al esfuerzo cortante.

Analiza los criterios expuestos al respecto por las Recomendaciones F.I.P-C.E.B. y los dados por el A.C.I. ilustrándolos mediante ejemplos numéricos.

60. "Un ensayo fundamental sobre elementos pretensados ligeros", por K. THUNO y otros (en japonés).

Sinopsis: Los autores hacen una comparación entre las vigas de hormigón pretensado normal y las de hormigón ligero. Para ello se realizaron ensayos donde se observó su resistencia a la flexión y al esfuerzo cortante.

61. "Resistencia a rotura de pilares de hormigón pretensado", por S. INOMATA (en japonés).

Sinopsis: En el artículo el autor estudia la resistencia a rotura que presentan pilares cilíndricos pretensados sometidos a esfuerzos axiles y momentos flectores.

El cálculo se basa en las Recomendaciones Internacionales C.E.B.-F.I.P.

Publicaciones enviadas por el grupo de la República Democrática Alemana.

Revista: *Bauplanung Bautechnik,* núm. 11, noviembre 1972 (en alemán).

62. "Nuevas normas sobre construcciones metálicas TGL 13500 y TGL 13503", por P. HOFMANN y K. RABOLDT.

Revista: *Bauplanung Bautechnik,* núm. 12, diciembre 1972 (en alemán).

63. "Protección de edificios sometidos a acciones químicas", por J. HAEHNEL.

J. SOLAUCE

J. JÓDAR

IBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION IICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA. — Eduardo Dato, 17. Madrid-10.
CAMARA, S. A. — Paseo San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A. — Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. — Casanova, 46, entlo. 1.ª. Barcelona-11.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S. A. — Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O. P. — Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L. — Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A. — Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Alameda de Osuna, 50. Madrid-22.
ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA). — Apartado 553. La Coruña.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A. — Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO. — Hermosilla, 64. Madrid-1.
IBERING, S. A. — Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S. A. — Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INDUSTRIAS DEL HORMIGON. — Embajadores, 252. Madrid-5.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES. — Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTEMAC, S. A. — Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA. — Sánchez Pacheco, 61. Madrid-2.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION. — Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S A. — Apartado 34. Benicarló (Castellón).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A. — Paseo de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A. — Castelló, 48. Madrid-1.
PROCEDIMIENTOS BARREDO. — Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL. — General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. ECHEVARRIA. — Apartado 46. Bilbao-8.
S. A E. BBR. — Rosellón, 229. Barcelona-8.
SICOP, S. A. — Princesa, 24. Madrid-8.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A. — Monturiol, 5. Santa María de Bárbara (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradeci- iento a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación econó- ica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

stituciones Miembros Correspondientes del Instituto rdo Torroja de la Construcción y del Cemento

a Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).
a Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Calí (Colombia).
l Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).
a Facultad de Ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).
a Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).
a Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
a Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
l Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
l Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).
a Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).
a Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).
l Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas (Venezuela).
l Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).
l Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.
l Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).
l Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).