



**asociación técnica
española del pretensado**

Hormigón y acero n. 114

4035

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO
INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
DEL CEMENTO
ARES - CHAMARTIN
10000 - MADRID - 33

HORMIGON
y acero
Nº 114



ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

h ormigón y a cero

n. 114

1.er trimestre 1975

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,—

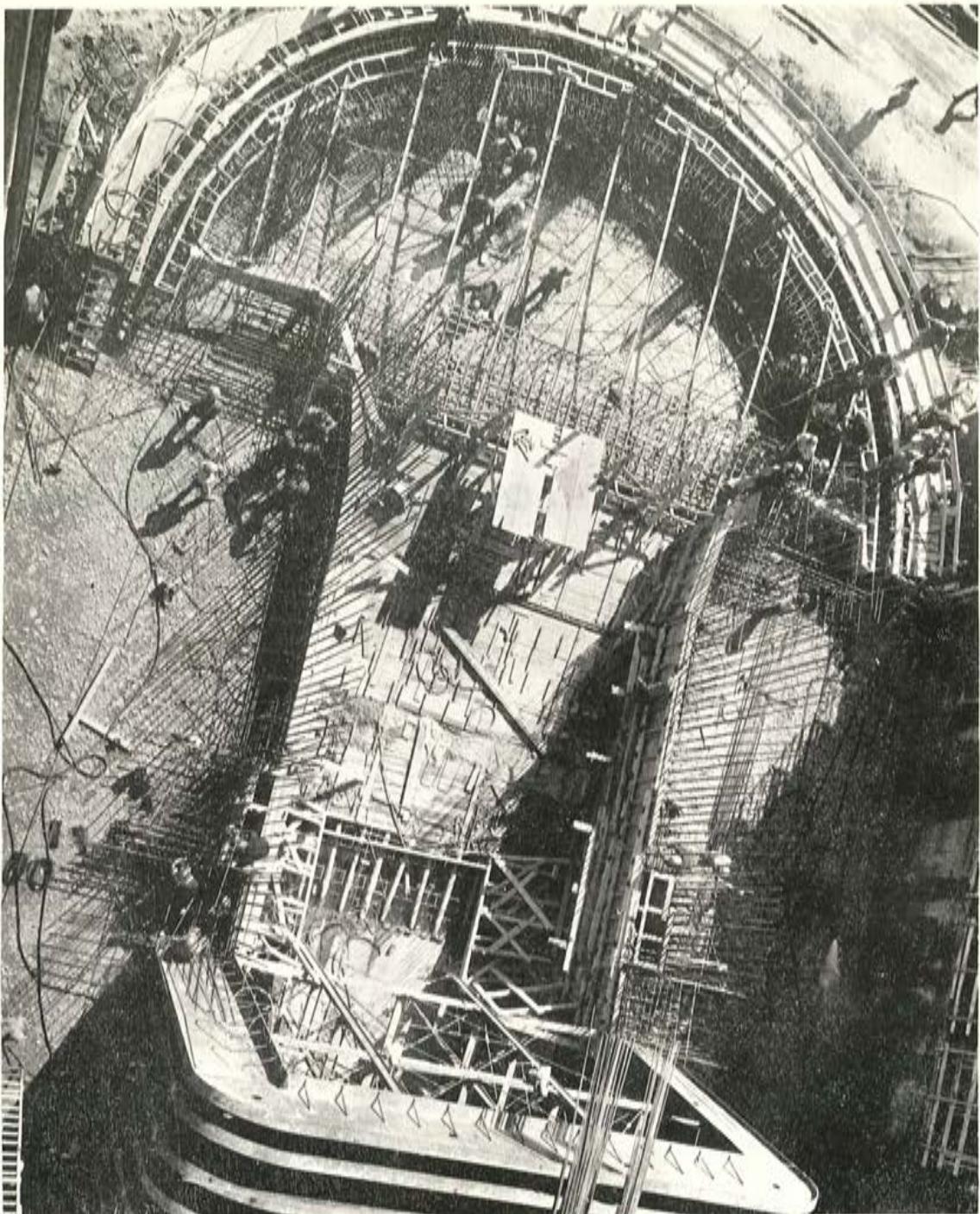
Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

YROES
ingenieros consultores

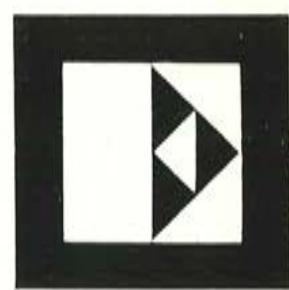
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCIÓN Y DEL CEMENTO. — COSTILLARES — CHAMARTÍN — MADRID - 33

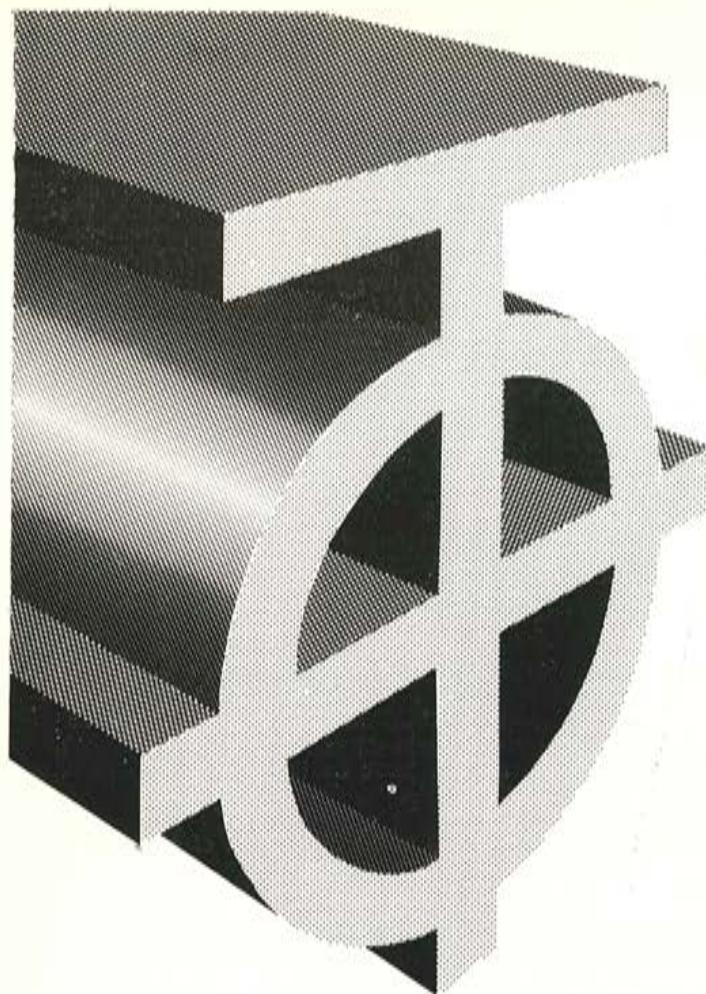
Depósito Legal: M. 853 - 1958
Tipografía Artística - Madrid



CONSTRUYE:

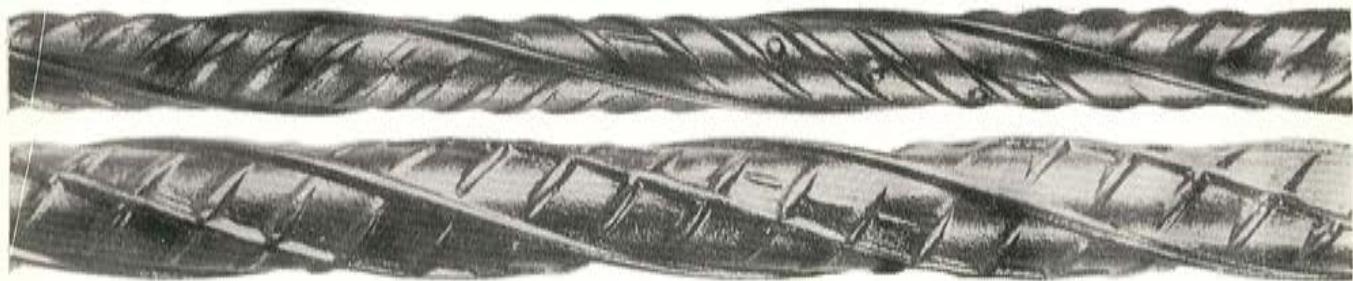
**ENTRECANALES
Y TAVORA, SA**





tetracero

ACERO CORRUGADO PARA ARMAR HORMIGON



Fuencarral, 123 · Tels. 447 93 00 · 04 · 08 · Madrid, 10

hormigón y acero n. 114

índice

Páginas

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

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

	<i>Resumen de las actividades de la A.T.E.P.</i>	9
	Résumé des activités de l'A.T.E.P.	
	Summary of the A.T.E.P. activities.	
	<i>R. Piñeiro.</i>	
457 - 2 - 18	<i>Tratamiento en sección no fisurada de la sección homogeneizada de hormigón y acero a partir de la neta de hormigón</i>	23
	Traitement en section non fissurée de la section homogénéisée en béton et en acier à partir de la section nette du béton.	
	Treatment in uncracked section of the homogenized section of concrete and steel starting from the net section of concrete.	
	<i>J. Murcia.</i>	
457 - 2 - 19	<i>Ánálisis de la capacidad resistente de secciones de hormigón armado-pretensoado por medio de superficies de interacción</i>	31
	Analyse de la capacité résistante des sections en béton armé précontraint, moyennant des surfaces d'interaction.	
	Analysis of the strength capacity of the sections of reinforced-prestressed concrete by means of interaction surfaces.	
	<i>J. J. Arenas.</i>	
591 - 2 - 69	<i>Puente a través de la bahía entre Río de Janeiro y Niterói.</i>	57
	Pont franchissant la baie entre Rio de Janeiro et Niterói.	
	Rio-Niteroi crossing concrete structure over the bay.	
	<i>Antonio A. Noronha.</i>	
591 - 2 - 70	<i>La técnica del encolado de las dovelas prefabricadas en los puentes construidos por el método de voladizos sucesivos.</i>	59
	La technique du collage des voûssoirs préfabriqués pour les ponts construits par encorbellements successifs.	
	The technique of glueing precast elements of bridges built by cantilever method.	
	<i>B. Ernani Diaz.</i>	
591 - 8 - 31	<i>Proyecto de torre de transmisión, de 33 m de altura, para 500 KV</i>	89
	Projet de tour de transmission, de 33 m de hauteur, pour 500 KV.	
	Project for a 33 m high transmission tower, for 500 KV.	
	<i>Enrique L. de Luca.</i>	
	<i>Notas de la F.I.P., número 51, 1974</i>	97
	Notes de la F.I.P., N.º 51, 1974.	
	F.I.P. Notes, N.º 51, 1974.	
	<i>Notas de la F.I.P., número 52, 1974</i>	129
	Notes de la F.I.P., N.º 52, 1974.	
	F.I.P. Notes, N.º 52, 1974.	
PORTADA:	<i>Puente sobre el arroyo del Tercio, El Escorial.</i> <i>Autor del proyecto: INTECSA.</i> <i>Director del proyecto: A. López Jamar.</i> <i>Empresa constructora: NORCO, Obras y Proyectos, S. A.</i>	

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.
ALBISA, S. A. — Algeciras (Málaga).
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S. A. — El Ferrol del Caudillo.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
AZMA, S. A. — Madrid.
BAGANT. — Castellón.
BRYCSA, S. A. — Cornellá de Llobregat (Barcelona).
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION. — Barcelona.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S. A. — Barcelona.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIDESA. — CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Alcalá de Henares.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. BIBLIOTECA. — Sta. Cruz Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS.
Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. — Málaga.
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.
DIREC. GENERAL. FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINIST. DEL EJERCITO. — Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A. — Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTRUCTURAS CUMBRE, S. L. — Olesa de Montserrat (Barcelona).
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
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. MINISTERIO DE O. P. — Madrid.
GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).
GOMHERSA. — Talavera de la Reina (Toledo).
HERRING, LEVANTE, S. A. — Valencia.
HIDAQUE, S. A. — Granada.
HORMYCER, S. L. — Madrid.
HORSA, S. A. — Barcelona.
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
IBERDUERO, S. A. — Bilbao.
IBERING, S. A. — Barcelona.
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO. — 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.
JULIAN ARUMI, S. L. — Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
JUNTA DEL PUERTO DE PASAJES. — Guipúzcoa.
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.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. PIMOSA. — Barcelona.
PINGON INTERNACIONAL. — Beasain (Guipúzcoa).
POSTELECTRICA, S. A. — Palencia.
POSTENSA, S. A. — Bilbao.
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. PREASA. — Vitoria.
PREFABRICADOS DE CEMENTO, S. A. PRECESA. — León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S. A. CUPRE-SAPRE. — Valladolid.
PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS NOR. — THOM, S.A. — Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB (MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A.). — Manresa (Barcelona).
PRETENSADOS AEDUM, 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.
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 MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO - ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,
 Sociedad Anónima. — Erandio (Bilbao).
SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA. — Madrid.
SUZO, 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. TYPASA. — 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.

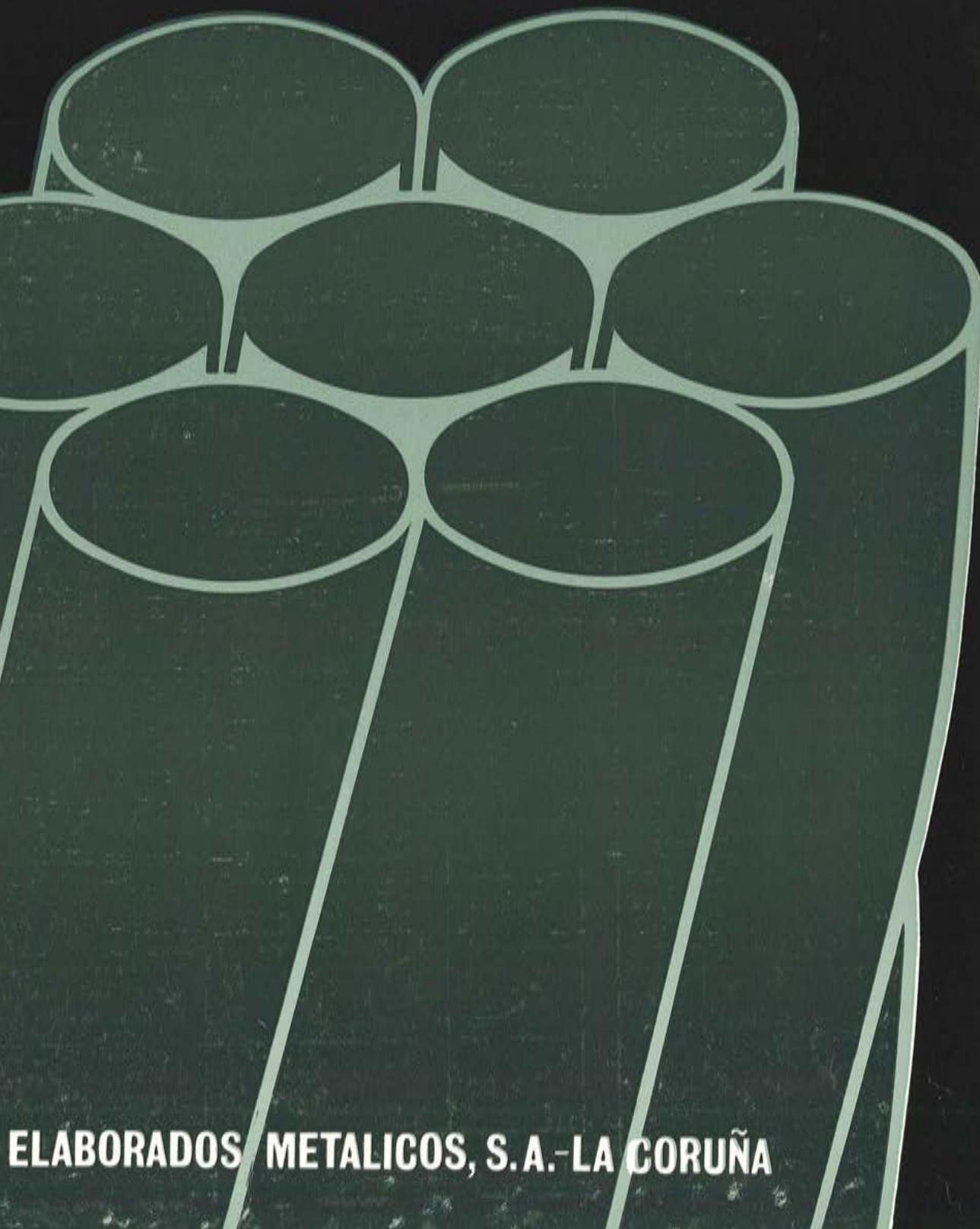
E X T R A N J E R O

B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).
COMPANHIA PORTUGUESA DE ELECTRICIDADE. — D.C.I. — Lisboa-3 (Portugal).
DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Río Piedras (Puerto Rico).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA. — Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA. — Salta (R. Argentina).
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY. BIBLIOTE-
CA. — Monterrey N.L. (Méjico).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIV. BIBLIOTECA Y PU-
BLICACIONES. — La Plata (Buenos Aires) (República Argentina).
NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION. — Londres (Inglaterra).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR. — Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. — FACULTAD DE INGENIERIA. — Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA. — Santiago de los Caballeros (República
Dominicana).
UNIVERSIDAD DE CHILE (Departamento de Tecnologías). — Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD NACIONAL DEL SUR (Departamento Contrataciones Especiales). — Bahía
Blanca (República Argentina).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. BIBLIOTECA. — Mayaguez (Puerto Rico).

EMESA

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

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

resumen de actividades de la asociación técnica española del pretensado durante el año 1974

R. PIÑEIRO
Vocal Secretario de la A.T.E.P.

Con arreglo a la tan conocida frase proverbial "La costumbre hace ley", fundamento del derecho consuetudinario, es ya obligado abrir el primer número de cada año de nuestra revista con un resumen de las principales actividades desarrolladas por la A.T.E.P. durante los anteriores doce meses. Es un procedimiento más o menos acertado de ir redactando por etapas la crónica de la Asociación. Los que nos sucedan podrán así conocer, aunque sólo sea a grandes rasgos, las diferentes vicisitudes por las que ha ido pasando la A.T.E.P., sus principales efemérides y los hechos más importantes acaecidos a lo largo de su vida. Lo cual no deja de tener su interés. Al menos eso pensamos nosotros.

Acabamos de clausurar un año realmente importante en la historia de la Asociación. En él se han cumplido las bodas de plata de su fundación. Veinticinco años de continua actividad suponen una marca muy importante, sobre todo si se tiene en cuenta que se trata de una organización totalmente exenta de intereses comerciales, y cuya única finalidad es contribuir a la difusión y desarrollo de una de las diferentes modalidades constructivas existentes. Bien es verdad que por sus especiales características, la técnica del pretensado, a pesar de ser una de las de más reciente creación, ha ido imponiéndose de forma contundente hasta el extremo de que en la actualidad, en muchos de los campos de la construcción, su dominio es prácticamente absoluto por no existir ninguna otra técnica capaz de competir con ella ni desde el punto de vista de la calidad ni desde el punto de vista económico. A ello se debe, sin duda, en gran parte, el que el número de interesados en mantenerse al corriente de cuantas novedades van surgiendo en este campo sea cada vez mayor. Y como consideran que el procedimiento más adecuado para poder satisfacer esta aspiración es inscribirse en la Asociación Técnica Española del Pretensado, ya que para eso ha sido precisamente creada, los miembros de la misma van aumentando, la Asociación adquiere cada día mayor fuerza y vitalidad, su actividad se acrecienta y se hace más eficaz, y con ello salimos todos beneficiados.

Al no existir en ella ninguna posibilidad de lucro, los que acuden a la A.T.E.P. lo hacen con un desinterés total, sin otro afán que el de coadyuvar al progreso del pretensado, aportando cada uno sus experiencias, sus conocimientos, su mejor voluntad de colaboración. Y es este espíritu de ayuda mutua, este deseo de todos de cooperar, cada uno en la medida de sus posibilidades, al avance y desarrollo de esta técnica, lo que ha permitido a nuestra Asociación alcanzar su nivel actual y lograr una serie de éxitos, tanto en el ámbito nacional como en el internacional, realmente importante, sobre todo si se tiene en cuenta los reducidísimos medios materiales de que se dispone. A nuestro modo de ver, este hecho constituye una nueva prueba, y de las más evidentes de que trabajando

en equipo, con vocación y buena voluntad, todo (o por lo menos casi todo) se puede conseguir.

Para conmemorar este XXV aniversario se organizó una solemne sesión académica el día 12 de junio. De este acto se ha dado cumplida información en el número 112 de *HORMIGÓN Y ACERO*, y también se menciona en la reseña cronológica de las principales actividades de la Asociación, que más adelante se incluye. No vamos a repetirnos. Pero si queremos subrayar de nuevo el extraordinario ambiente de fraternal camaradería en que se desarrollaron las sesiones; la emoción de todos durante la entrega de las ocho primeras medallas de la A.T.E.P. a relevantes personalidades de nuestra Asociación, que fueron calurosamente aplaudidas por los presentes, las simpáticas y animadas charlas mantenidas, rememorando tiempos pasados, mientras se consumía la copa de vino, con la que ya a hora muy avanzada se causó esta verdadera reunión de amigos, de la que todos cuantos en ella participamos estamos convencidos que habrán de conservar un agradable recuerdo. Detalle muy significativo y demostración palpable del aprecio de la Federación Internacional del Pretensado hacia la A.T.E.P. fue la presencia e intervención en esta sesión del profesor Franco Levi, presidente honorario de la F.I.P., el cual nos consta que tuvo que hacer un verdadero sacrificio para poder acompañarnos en esta ocasión.

Pero no fue este el único hecho destacado, que merece comentario especial, durante 1974.

Con motivo del VII Congreso Internacional de la F.I.P., celebrado en Nueva York del 25 al 31 del mes de mayo, se organizó un viaje colectivo para la delegación española, en el que participaron 64 personas miembros de la Asociación, que en la mayoría de los casos acompañados de sus esposas, no quisieron dejar de asistir a este VII Congreso. Como todos sabéis, estas magnas reuniones internacionales que se convocan cada cuatro años constituyen una de las más destacadas actividades de la Federación, durante las cuales, y en el curso de casi una semana de Sesiones se pasa revista a los diferentes problemas que tiene planteados en ese momento la técnica del pretensado en los diferentes países, se comentan las últimas realizaciones y se exponen los nuevos campos de aplicación, en los que el pretensado va introduciéndose. Se trata, en definitiva, de una verdadera puesta al día, desde todos los puntos de vista, de nuestra técnica, y una ocasión única para establecer personalmente contactos y relaciones, siempre interesantes, con los máximos especialistas de todas las naciones del mundo. Al propio tiempo permiten conocer el nivel real a que en este campo de actividades se encuentra nuestro país dentro del ámbito internacional. Por fortuna, los resultados de este estudio comparativo son cada vez más satisfactorios.

Como principales aportaciones españolas a este Congreso cabe destacar las comunicaciones presentadas por los señores Cassinello, Fernández Casado y Torroja en las sesiones dedicadas a la descripción, por los delegados de los distintos países, de las principales obras pretensadas construidas a partir del anterior Congreso, clasificadas en tres grupos: "Puentes", "Edificación" y "Otros tipos de estructuras".

Además se llevó y dio a conocer el segundo tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", en el que se recogen las más destacadas estructuras pretensadas terminadas durante los últimos cuatro años.

Y no vamos a extendernos más en este comentario, puesto que también en el número 112 de *HORMIGÓN Y ACERO* ha aparecido ya una amplia referencia de todo lo relacionado con el VII Congreso de la F.I.P.

Finalmente, antes de iniciar la resumida reseña cronológica de las principales actividades de nuestra Asociación a lo largo de los últimos doce meses, vamos a exponer muy brevemente algunos otros sucesos que consideramos dignos de mención.

En primer lugar debemos destacar la acogida tan favorable que han tenido los títulos

de miembros de la A.T.E.P. que hemos entregado a todos nuestros asociados. Muchas han sido las felicitaciones que, personalmente o por escrito, ha recibido la Junta de Gobierno como consecuencia de esta iniciativa. Desde aquí queremos expresarles a todos ellos nuestro agradecimiento.

Por otra parte merece también destacarse que puestos a la venta los manuales H.P.2-73 y H.P.3-73 titulados, respectivamente, "Recomendaciones para la ejecución y el control del tesado de las armaduras postesas" y "Recomendaciones para la ejecución y el control de la inyección", en menos de dos meses se agotó la tirada de 1.000 ejemplares que de cada uno se había hecho, por lo que fue preciso proceder a su reedición. Dicho esto consideramos totalmente superfluo cualquier otro comentario sobre el éxito extraordinario alcanzado por dichas publicaciones. Como es lógico, esto nos ha animado a proseguir la labor iniciada, y actualmente se trabaja en la redacción del manual H.P.4, relativo a "Sistemas de pretensado", para lo cual desde el primer momento hemos contado con la incondicional colaboración de los especialistas en el tema. Confiamos en que este nuevo manual podrá terminarse en el presente año 1975. Como sabéis, la idea es ir tratando, sucesivamente, los diferentes problemas que en la práctica se presentan durante la ejecución de las estructuras pretensadas.

Con análogo interés ha sido también acogida la aparición del segundo tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", publicado como ya se ha dicho con motivo del Congreso de Nueva York. En estos momentos se han distribuido ya casi los dos tercios de los mil quinientos ejemplares editados y un alto porcentaje de las ventas realizadas han ido destinadas a peticionarios del extranjero, entre ellos bastantes de los países americanos de habla hispana.

Por último hemos de poner en conocimiento de nuestros asociados que, por acuerdo unánime de la Junta de Gobierno, ha pasado a formar parte del Comité Ejecutivo permanente de la A.T.E.P. don Francisco Arredondo, vocal de dicha Junta y director del Instituto Eduardo Torroja. Hasta ahora, el Comité estaba integrado por el presidente, el vicepresidente y el secretario de la Asociación. Pero como el vicepresidente, señor Torroja, en la actualidad se encuentra la mayor parte del tiempo en Barcelona, por haber sido designado director de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos de dicha capital, se ha considerado oportuno que el señor Arredondo se incorpore al citado Comité por estimar que su colaboración ha de ser muy valiosa, tanto personalmente como por su calidad de director del Instituto, con el cual tan estrechos y cordiales vínculos nos unen y al cual tanto debe la Asociación por toda la ayuda que, lo mismo en el aspecto moral que en el material, le viene prestando constantemente desde el primer momento de su fundación.

Y pasamos ya a la crónica de las que consideramos como actividades normales y que iremos enunciando siguiendo el orden de siempre.

1. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ASOCIACION

Con arreglo a nuestro criterio de que lo mismo que se comentan los éxitos no deben silenciarse los fracasos o, sin llegar a tanto, las previsiones que no han llegado a realizarse, al abordar este capítulo de las reuniones públicas organizadas por la Asociación tenemos que confesar que tampoco en el año 74 hemos podido celebrar ninguna conferencia fuera de Madrid. Podríamos aducir diversas razones que justifican este abandono en que aparentemente tenemos a las demás capitales, pero creemos que no viene al caso. Todos conocéis nuestro sincero deseo, muchas veces expuesto y muchas veces también llevado a la práctica, de repetir los actos públicos organizados en Madrid en alguna otra ciudad española. Lamentablemente, sin embargo, durante los últimos meses no hemos po-

dido hacerlo. Casi nos da miedo prometer nada en este sentido. Sin embargo, y aun a riesgo de volver a incurrir en falta, debemos informaros que en estos momentos existe un 99 por 100 de probabilidades de que en el año que ahora se inicia, la Asociación pueda celebrar alguna conferencia pública fuera de Madrid, aparte de nuestra VIII Asamblea Técnica Nacional que más adelante comentaremos. No queremos puntualizar más, pero sí hemos de comunicaros, para satisfacción de todos, que la Delegación en Málaga del Colegio Oficial de Ingenieros de Caminos se ha ofrecido generosamente a colaborar con la A.T.E.P. con el mayor interés, contribuyendo así al logro de los objetivos que nuestra Asociación tiene fijados. Ha constituido una Junta directiva local, que será la encargada de organizar esta colaboración, y a puesto a disposición nuestra la sala de actos de la Delegación para la celebración de conferencias, cursillos, etc. Consideramos que es de justicia expresar públicamente nuestro sincero agradecimiento a la citada Delegación por la ayuda que nos ha brindado digna del mayor encomio.

Y entremos ya en el detalle de las conferencias celebradas.



Sr. Ripoll.

14 de marzo.

También en el Instituto Eduardo Torroja se organizó un nuevo acto público en el curso del cual, el Dr. Arquitecto D. Antonio Lamela y el Dr. Ingeniero de Caminos don Carlos Fernández Casado, comentaron con detalle el proyecto y construcción del edificio "Torres Colón", en sus aspectos arquitectónico y estructural.

La singularidad de la solución adoptada para la construcción de esta obra excepcional, la actualidad del tema y la categoría de los conferenciantes, despertaron una extraordinaria expectación; y la capacidad de la sala resultó insuficiente para acomodar a todos los interesados en asistir a este acto, que constituyó un franco éxito. También en el número 112 de HORMIGÓN Y ACERO se ha publicado un amplio resumen de estas conferencias.

12 de junio.

Al cumplirse el XXV aniversario de la fundación de la A.T.E.P., y según ya hemos indicado, se celebró una Solemne Sesión Académica con arreglo al siguiente programa:



Sr. Lamela.



Sr. Fernández Casado.

- Abrió la sesión el Vicepresidente de la A.T.E.P., Sr. Torroja, para explicar el motivo de la reunión, hacer un breve resumen cronológico de la evolución de la Asociación a lo largo de sus primeros veinticinco años de vida, y presentar al Profesor Franco Levi, que intervino a continuación.
- El Profesor Levi, Presidente Honorario de la Federación Internacional del Pretensado y del Comité Europeo del Hormigón, con su acostumbrada amenidad, habló sobre "Presente y futuro del pretensado", comentando las más recientes realizaciones de esta técnica y las directrices de los trabajos que en la actualidad tiene encomendados la F.I.P. para, en estrecha colaboración con el C.E.B., tratar de conseguir una normativa internacional unificada para las estructuras de hormigón.
- El Sr. Cassinello, Presidente de la A.T.E.P., entregó a continuación al Profesor Levi el título de Miembro de Honor de nuestra Asociación, en reconocimiento a las múltiples atenciones que siempre ha tenido con la misma. Después presentó a los asistentes al acto el II tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", y seguidamente se procedió a la entrega de las "Medallas de la A.T.E.P." concedidas con motivo de este XXV aniversario. De acuerdo con el Reglamento en su día aprobado para la concesión de estas Medallas, la primera le correspondía, por derecho propio, al fundador y principal promotor de nuestra Asociación, el inolvidable Maestro D. Eduardo Torroja. La designación de los demás galardonados se realizó, después de una encuesta efectuada entre todos los Asociados y a la vista del resultado de la misma, por una Comisión especial nombrada al efecto, la cual elevó a la Junta de Gobierno la correspondiente propuesta, que dicha Junta aprobó por unanimidad.

En virtud de todo ello, el Sr. Cassinello hizo entrega de la primera Medalla a la exelentísima Sra. Marquesa de Torroja, entrega que fue acogida con grandes aplausos, y después se entregaron las siguientes a los Señores que a continuación se mencionan:

- D. Francisco Fernández Conde, a título póstumo. Fue recogida por su hijo, D. José Antonio Fernández Ordóñez.
- D. Ricardo Barredo de Valenzuela.
- D. Buenaventura Bassegoda Musté.



Mesa presidencial en la solemne sesión académica celebrada para conmemorar el XXV aniversario de la A.T.E.P.

- D. Carlos Fernández Casado.
- D. Miguel Fisac Serna.
- D. Alfredo Páez Balaca.
- D. Florencio del Pozo Frutos.

Todos los galardonados fueron calurosamente ovacionados por los presentes y, al final, D. Buenaventura Bassegoda, en nombre de los premiados y el suyo propio, pronunció unas sentidas palabras de agradecimiento.

Después se pasó al comedor del Instituto, en donde fue servida una copa de vino español, dándose con ello fin a esta memorable sesión.

Los textos de las intervenciones de los Señores Cassinello, Torroja y Levi, han sido incluidos en el número 112 de *HORMIGÓN Y ACERO*, correspondiente al tercer trimestre del pasado año 1974.

2. PUBLICACIONES

Debemos referirnos primero a la publicación extraordinaria que, gracias a la generosa colaboración tanto económica como técnica facilitada por vosotros, por todos los que integrais la Asociación, hemos podido presentar, en el VII Congreso Internacional de la F.I.P., celebrado en mayo en Nueva York. Ya habréis comprendido que se trata del II tomo del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", en el que se describen las obras pretensadas más importantes construidas en España durante los últimos cuatro años. Es la continuación del que se preparó para el Congreso de 1970, en Praga, y tiene más de 300 páginas. Va ilustrado con numerosas fotografías, láminas y planos. Por su interesante con-

tenido y esmerada presentación ha constituido un franco éxito editorial y obtenido una acogida muy favorable, como ya se ha comentado, tanto dentro como fuera de nuestro país.

Dado su carácter, esta publicación ha exigido un verdadero esfuerzo por parte de la Asociación. Su presupuesto ha sido superior al millón de pesetas, y en su redacción y montaje, recopilación de datos y figuras, etc., se han invertido muchas horas de trabajo. Pero el resultado estimamos que compensa con creces todos los sacrificios.

Como dijo nuestro Presidente, Sr. Cassinello, al referirse a él en la sesión conmemorativa del XXV aniversario de la A.T.E.P., "el mayor éxito de estos libros es que no tienen autor, que están hechos por todos y para todos. Patrocinadores, proyectistas, directores de obra, constructores, directivos, redactores..., en su actuación conjunta y coordinada fueron los protagonistas que se ganaron nuestro agradecimiento más entusiasta y sincero. ¡Gracias a todos!".

Pero como todo en este mundo tiene sus pros y sus contras, para poder completar este trabajo en el plazo previsto se hizo necesario abandonar otros y, como consecuencia, la publicación de nuestra revista **HORMIGÓN Y ACERO** ha vuelto a retrasarse; retraso del que aún nos estamos recuperando. Esperamos, sin embargo, que este número podrá ya distribuirse dentro del primer trimestre de 1975, al que corresponde, y quede así restablecida la normalidad por la que constantemente venimos luchando, aunque, debemos reconocerlo, no siempre con el éxito deseado. La causa es muy sencilla. Debido a la escasez de personal que padecemos, en el momento en que surge algún trabajo extraordinario, forzosamente los demás quedan paralizados. Y como estos casos se presentan cada vez con mayor frecuencia, cada día resulta más difícil mantener la regularidad en la distribución de la revista.

En los cuatro números de **HORMIGÓN Y ACERO** correspondientes al pasado año 1974, se han publicado los artículos que a continuación se relacionan, con indicación de sus respectivos autores:

Número 110. Primer trimestre de 1974.

- "Resumen de las actividades de la A.T.E.P. durante el año 1973", por R. Piñeiro.
- "Recomendaciones de actuación para mejorar la calidad de la construcción en España", por el Comité de Construcción de la Asociación Española para el Control de la Calidad.
- "Los coeficientes de seguridad en teoría clásica y en teoría de estados límites", por J. Calavera.
- "Evolución de las normas francesas para el cálculo del hormigón pretensado", por R. Lacroix.
- "Estudio sobre el hormigón armado y pretensado", por R. Baus y A. Brenneisen.
- "Notas de la F.I.P., número 47".

Número 111. Segundo trimestre de 1974.

- "Propuesta de Norma relativa a tubos de hormigón pretensado para acueductos y canalizaciones", por ANDIS-ANICAP.
- "Problemas relativos a la torsión y a la continuidad transversal en la construcción de puentes de sección en cajón", por Y. Guyon.

Número 112. Tercer trimestre de 1974.

- "VII Congreso internacional de la F.I.P. (Nueva York, 25-31 mayo 1974)", por R. Piñeiro.
- "El hormigón pretensado en la edificación española", por F. Cassinello.
- "Estructuras de hormigón pretensado construidas en España (excluidos puentes y edificios)", por J. A. Torroja.
- "Puentes pretensados construidos en España", por C. Fernández Casado.
- "Solemne sesión académica para conmemorar el XXV aniversario de la fundación de la A.T.E.P.", por R. Piñeiro.
- "En el XXV aniversario de la fundación de la A.T.E.P.", por J. A. Torroja.
- "Veinticinco años de desarrollo del pretensado", por F. Levi.
- "Veinticinco aniversario de la A.T.E.P.", por F. Cassinello.
- "Torres Colón", por A. Lamela y C. Fernández Casado.
- "Reparación de estructuras fisuradas. Pretensado. Resinas epoxi", por J. B. Ripoll.
- "Cálculo de desplazamientos y fuerzas horizontales en pilas de puentes", por J. J. Rosso.
- "Notas de la F.I.P. número 48".

Número 113. Cuarto trimestre de 1974.

- "Reparto transversal de la sobrecarga en tableros de puentes", por A. Samartín Quiroga y J. Martínez.
- "Estudio de las deformaciones por retracción y fluencia en un puente de hormigón pretensado construido por voladizos sucesivos", por M. Belmain e Y. de Bourdelles.
- "Puente pretensado sobre el río Namangoza", por F. Ballén A.
- "Ensayos de larga duración sobre la relajación de los aceros", por F. Dumas.
- "Ensayos acelerados de susceptibilidad de los aceros de pretensado a la corrosión bajo tensión", por F. Dumas.
- "Notas de la F.I.P. números 49 y 50".

Como ya se ha indicado, durante el pasado año se ha publicado también la segunda edición de los manuales H.P.2 y H.P.3 de la A.T.E.P.

Y como final de este apartado dedicado a las publicaciones de la Asociación debemos comentar, como una muestra más de la difusión y aceptación que nuestra revista está logrando, que a petición de las organizaciones que se mencionan se han establecido acuerdos de intercambio de HORMIGÓN Y ACERO con:

- La Biblioteca de la Secretaría General de la Unión Internacional de Arquitectos (U.I.A) con sede en París.
- El Instituto del Cemento Pórtland Argentino, la Associação Brasileira do Cemento Pórtland, la Asociación Centroamericana del Cemento y del Concreto, el Instituto Colombiano de Productores del Cemento, la Asociación Venezola de Productores del Cemento y el Instituto Chileno del Cemento. El intercambio con estos organismos fue una de las conclusiones adoptadas al término de la I Reunión Latinoamericana de Instituciones del Cemento y del Concreto, celebrada en Medellín (Colombia), y en la cual España estuvo representada por el señor Arredon-

- do, director del Instituto Eduardo Torroja y vocal de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P.
- El Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, que enviará a cambio su revista "Arquitectura".
 - El Colegio Oficial de Ingenieros de Construcción, que enviará a cambio su revista "Asinto".

3. DISTRIBUCION DE LIBROS

Es este un servicio que desde hace años viene prestando la Asociación a sus miembros y que cada día tiene mayor aceptación. Gracias a él podemos distribuir entre nuestros Asociados los libros que editados por La F.I.P. nos son ofrecidos para su venta a precios especiales. Los interesados obtienen así un sensible beneficio que les compensa de algunos inconvenientes que también presenta este sistema como es, por ejemplo, el retraso con que debe hacerse la distribución como consecuencia de la engorrosa tramitación necesaria para poder realizar las correspondientes importaciones.

Durante el año 1974 se han distribuido:

- Ciento quince ejemplares del "Code of Practice for the Structural Concrete, CP110".
- Ciento doce ejemplares del "Handbook on the unified Code for Structural Concrete CP110".
- Ciento veintinueve ejemplares de la "Publicación Especial número 26", en inglés, del A.C.I. sobre el II Simposio Internacional de Proyectos de Puentes de Hormigón.
- Ochenta y cinco ejemplares del libro "Precast Concrete Production".
- Noventa y cinco ejemplares de las "Recomendations for the design of concrete sea structures".
- Sesenta ejemplares de las "Spécifications techniques pour la fourniture de fils ronds lisses, de fils autres que les fils ronds lisses, de barres et de cables".
- Ciento treinta ejemplares del libro "Structural Concrete".

4. COMISIONES TECNICAS DE LA F.I.P.

Se ha continuado la colaboración de la A.T.E.P. con las diferentes Comisiones Técnicas que la Federación Internacional del Pretensado tienen constituidas para el estudio de temas concretos.

Durante el año que se comenta se han formado nuevas Comisiones, para las cuales han sido designados los correspondientes delegados en representación del grupo nacional español. Estas nuevas Comisiones se ocuparán de los siguientes temas:

- Hormigones del futuro.
- Vasijas de presión para reactores nucleares y depósitos para aceites. (Se prevé que en un futuro próximo, estos dos temas darán lugar a la creación de dos Comisiones independientes.)
- Embarcaciones de hormigón.
- Estructuras marítimas de hormigón.

También debe destacarse que durante los días 10 y 11 de octubre último, y aceptando la invitación formulada por el grupo español, se celebró en Madrid, en los locales del Instituto Eduardo Torroja, la reunión anual de la Comisión de Prefabricación bajo la presidencia de M. Bernander. A la misma asistieron los representantes de Inglaterra, Francia, Suecia, Hungría y España.

5. OTRAS ACTIVIDADES

Durante los primeros meses del pasado año se completó por UNESID la redacción de la UNE 36098 para cordones de pretensado. En este trabajo, igual que en los de redacción de las normas relativas a los otros tipos de armaduras para elementos pretensados (la 36095 de alambres, y la 36096 de torzales) han co'aborado activamente representantes de nuestra Asociación.

También a lo largo de 1974 , la Comisión Permanente del Hormigón, constituida dentro de la Secretaría General Técnica del Ministerio de Obras Públicas, y en la que están representados diversos organismos y centros oficiales, así como nuestra Asociación, se ha venido ocupando de la discusión del borrador, en su día redactado por el correspondiente Grupo de Trabajo designado al efecto de la "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado". Existe un extraordinario interés, tanto en el ámbito oficial como en el particular, en que este trabajo se concluya lo más pronto posible, ya que hasta el momento no existe en España ninguna norma de carácter oficial relativa a este tipo de obras. Pero precisamente por esta razón, el trabajo resulta más arduo y lento. No obstante se confía en que dentro del presente año 1975 pueda quedar concluido.

Por último, y en cuanto a actividades dentro de España, debe señalarse que la A.T.E.P. continúa representada en la Comisión y el Comité que tienen a su cargo la gestión del Sello de Conformidad CIETAN para viguetas pretensadas. Mucho se ha polemizado ya sobre este tema, y mucho es todavía lo que habrá que escribir sobre el mismo. Pero no es éste el lugar ni el momento adecuado para hacerlo, por lo que lo dejaremos para mejor ocasión. No obstante, consideramos que es nuestro deber llamar la atención sobre algunos aspectos que creemos deben ser tenidos muy en cuenta por todos aquellos que, de un modo u otro, se sienten afectados por el Sello. Estos aspectos son los siguientes:

- Resulta evidente que la Administración está decidida a exigir calidad en todo tipo de obras y a implantar los controles necesarios para garantizar que se alcanzan los niveles de calidad prescritos. Como documentos más conocidos y recientes que atestiguan esta postura de la Administración bastará citar la Instrucción E.P.-73 para obras de hormigón en masa y armado y las Normas Tecnológicas que periódicamente viene publicando el Ministerio de la Vivienda.
- Los ensayos de recepción que debe llevar a cabo el técnico de obra para la aceptación de los materiales que en la misma vayan a ser utilizados representan una penosa labor que además en muchos casos le resultará de difícil cumplimiento por falta de los medios adecuados para realizarla.
- Para descargarle en parte de esta responsabilidad está previsto eximirle de efectuar una gran parte de tales ensayos en aquellos casos en que los materiales que reciba vayan acompañados por una Marca de Calidad o Sello de Conformidad como el Sello CIETAN. Incluso se habla de que para determinadas obras podría llegar a exigirse la utilización de materiales que posean dichas Marcas o Sellos.
- Según informes recogidos, a una fábrica normal de viguetas en la que, como es lógico, se tenga establecido un mínimo control de fabricación, el someterse a las condiciones de autocontrol e inspección que se exigen para poder otorgarle el Sello



Viaducto Villaverde-Vicálvaro.

CIETAN, le puede suponer un aumento en el coste de producción que oscilará alrededor del 1 por 100 sólamente.

A la vista de todas estas circunstancias, y prescindiendo de toda otra serie de consideraciones cuya enumeración ahora sería muy prolífica, no resulta aventurado predecir que el número de fabricantes acogidos al Sello habrá de aumentar rápidamente.

Terminaremos esta resumida crónica de las principales actividades de nuestra Asociación durante los últimos doce meses, haciendo una breve referencia a su actuación en el campo internacional. No vamos a volver a insistir en las intervenciones del grupo nacional español en el VII Congreso de la F.I.P. y en las diferentes reuniones celebradas por las distintas Comisiones Técnicas de dicha Federación. Pero sí queremos comentar que, con motivo del citado Congreso, se iniciaron una serie de contactos con los técnicos de los países de habla hispana, y a petición de los mismos, conducentes a la organización, dentro del ámbito de la F.I.P., de una agrupación de dichos países para preparar su participación conjunta en las diversas reuniones internacionales que, en relación con la técnica del pretensado, se vienen celebrando. El objetivo primordial de esta agrupación sería, en definitiva, aglutinar la labor de todos estos países para presentarse en las citadas reuniones, formando un sólo bloque con criterios unificados. De esta forma se tendría una mayor fuerza y más posibilidades de que su opinión fuese tomada en consideración en el momento de adoptar decisiones que pudiesen afectarles. Posteriormente, y con motivo de la visita realizada por el señor Arredondo, director del Instituto Eduardo Torroja, a varias naciones de Sudamérica, le volvieron a insistir en el tema, solicitándole la colaboración de la A.T.E.P. para la puesta en marcha de esta idea.

Por último, con motivo de las II Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado, celebradas en Bahía Blanca durante los días 21 al 25 del pasado octubre y en las que parti-

cipó un representante de nuestra Asociación, se programaron varias reuniones para tratar del referido tema, a las que asistieron delegados de la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, del Instituto Argentino del Cemento Pórtland y de las Asociaciones nacionales del pretensado de Brasil, Uruguay y España. En dichas reuniones se aprobó un acuerdo, en virtud del cual se establece una más intensa colaboración en el campo de la técnica del pretensado entre los distintos países de habla hispana.

En este orden de ideas se acordó, como primera medida, que dos años antes de cada Congreso de la F.I.P. se celebrará una Asamblea Iberoamericana del Hormigón Pretensado, preparatoria de la participación conjunta, en los mencionados Congresos, de las naciones involucradas en este acuerdo. La primera de estas Asambleas tendrá lugar, en Buenos Aires, en 1976; y se repetirán después regularmente, cada cuatro años, en un país distinto. Se intentará conseguir que a las mismas asistan delegaciones lo más numerosas posiblemente de cada nación, y se confía en que de tales reuniones habrán de obtenerse provechosos frutos para todos. Creemos que la idea es interesante y puede conducir a resultados muy satisfactorios. A medida que se vayan concretando detalles los iremos dando a conocer a todos los Asociados. Pero queríamos aprovechar esta oportunidad para difundir esta primera información.

* * *

Antes de dar por concluidos estos comentarios queremos rerefirnos a uno de los acontecimientos a los que durante 1975 habremos de dedicar especial atención.

Como muy bien todos sabéis, cada tres años, la Asociación organiza una Asamblea Técnica Nacional, en la que además de comentar las diferentes estructuras pretensadas importantes construidas en España a partir de la anterior Asamblea se estudian y discuten otros temas seleccionados entre los que en ese momento pueden ofrecer un mayor interés para los asociados.

Siete han sido las Asambleas de este tipo hasta ahora celebradas, cada vez con mayor éxito y mayor número de participantes. La última tuvo lugar en Sevilla en 1972, y estamos seguros de que los que a ella asistieron aún no la habrán olvidado.

Como estamos en 1975 corresponde celebrar este año la VIII Asamblea y esto es lo que queremos comentar. Ya comprenderéis que la organización de un acto de esta categoría no es cosa de un día ni de una persona. Si, como es lógico, queremos que todo resulte lo mejor posible, son muchos los detalles que hay que prever y las gestiones que deben realizarse. Si para cualquier otra actividad de la Asociación se necesita la cooperación y ayuda de sus miembros para preparar una Asamblea, esta colaboración es totalmente imprescindible. Nuestra experiencia en este sentido no puede ser más satisfactoria. Confiamos plenamente en que no vamos a encontrarnos ahora desasistidos y que, como siempre, pondréis vuestra mejor voluntad y todo vuestro esfuerzo en ayudarnos a conseguir que esta VIII Asamblea constituya un nuevo hito en la marcha de nuestra Asociación. Por eso queremos avisaros con tiempo para que os vayáis preparando para la labor que se os avanza.

Por su parte, la Junta de Gobierno ha realizado ya las primeras gestiones y adoptado algunos acuerdos iniciales. De conformidad con las impresiones recogidas al término de las reuniones de Sevilla y de las propuestas formuladas por numerosos asociados se decidió estudiar la posibilidad de celebrar en las islas Canarias la Asamblea de este año. Establecidos los primeros contactos con las autoridades locales para sondear su opinión sobre el particular, los resultados no han podido ser más satisfactorios. No sólo han aceptado nuestra propuesta, sino que la han acogido con un cariño y entusiasmo que nos permiten augurar un éxito total. Nos han ofrecido todo género de facilidades y prometido



Iglesia en Gandia (1961).

su eficaz y desinteresada colaboración en todo lo que necesitemos. Las sesiones se celebrarán, durante la primera semana del próximo noviembre, en la Universidad de La Laguna (Tenerife). Para los actos de apertura y clausura han puesto a nuestra disposición el Paraninfo de la Universidad, y las sesiones de trabajo tendrán lugar en el salón de actos de la Escuela de Arquitectos Técnicos, edificio recientemente construido y perfectamente acondicionado con todos los servicios precisos. Adyacente al salón existe un amplio local ya preparado para montar la exposición. Para los asambleístas se reservarán alojamientos en el puerto de la Cruz, y para el traslado desde la península a Santa Cruz de Tenerife se organizarán vuelos regulares, en grupo, para los que rigen tarifas especiales francamente económicas. Hay previstos diversos actos sociales y visitas técnico-turísticas, tanto en Tenerife como en Las Palmas. Estaréis de acuerdo en que las perspectivas no pueden ser más halagüeñas, y que tal como se presentan las cosas no sería nada extraño que en el número de inscripciones se batieran todos los récords hasta ahora registrados.

Quizá algunos consideren que es un poco arriesgado llevar tan lejos la Asamblea. Efectivamente, es la primera vez que vamos a celebrarla fuera de la península. Pero por otra parte, ya sabéis que nuestra intención es ir recorriendo todas las provincias de España, para la mejor difusión de la técnica del pretensado, objetivo primordial de la Asociación. Y si hasta la fecha no habíamos organizado ninguna reunión en Canarias, hora es ya de que hagamos allí acto de presencia. Y, sobre todo, podemos aseguraros que después de ver cómo ha sido acogida nuestra propuesta, todos nuestros temores han desaparecido. El único peligro real con el que hay que contar es el de los bazares repletos de toda clase de artículos a precios de puerto franco. Y esto, naturalmente, pensando no en los Asambleístas, sino en las acompañantes de los Asambleístas. Aunque bien mirado, es muy posible que tal circunstancia deba ser considerada, no como un riesgo, sino como un aliciente más.

De cualquier forma, la decisión ya está tomada y sólo nos queda recomendáros que os vayáis preparando para pasar la primera semana de noviembre en Canarias y, por supuesto, en compañía de vuestras esposas, que con toda seguridad os lo agradecerán mucho.

Periódicamente os iremos informando de cuantos acuerdos se vayan tomando en relación con esta VIII Asamblea. Basten, por ahora, estos primeros detalles para ir creando ambiente.

Nos quedan, por último, otros dos temas que queremos comentar. Como en su día os comunicamos, en cada Asamblea se concederán tres Medallas a las personas físicas Miembros de la A.T.E.P. que, a juicio de todos vosotros, reúnan mayores méritos para ser galardonadas con esta especial distinción, por su singular aportación al desarrollo del pretensado en España, en cualquiera de sus aspectos, y sus trabajos en pro de nuestra Asociación. Por consiguiente, en Canarias se otorgarán tres nuevas "Medallas de la A.T.E.P.". Cuando esta revista llegue a vuestro poder, seguramente ya habréis recibido una carta rogándoos que nos enviéis una relación con los tres nombres de quienes, a vuestro juicio, deben ser premiados. Por favor, no dejéis de mandarnos vuestra propuesta. De esta forma, la decisión que sobre el particular en su día adopte la Comisión especial al efecto designada, podrá ser acorde con la opinión expresada por la mayoría de los Miembros de la Asociación, que es lo que, en definitiva, se trata de conseguir.

El otro tema es algo más complicado. Con arreglo a la legislación actualmente en vigor, las Asociaciones que, como la nuestra, están dedicadas a fines educativos, técnicos, culturales, científicos o análogos, podrán ser reconocidas como de utilidad pública; lo que les confiere determinados derechos y preferencias.

La Junta de Gobierno de la A.T.E.P., considerando de interés obtener este reconocimiento, elevó en su día una instancia a la Dirección General de Política Interior, del Ministerio de la Gobernación, exponiendo las circunstancias que concurren en la Asociación y solicitando que, a la vista de lo expuesto, se realizasen los trámites necesarios conducentes a que fuese declarada de utilidad pública.

A esta instancia se nos contestó, y transcribimos literalmente, lo siguiente:

"Que como requisito previo para la incoación del oportuno expediente la Asociación deberá acreditar que el acuerdo de formular dicha solicitud ha sido adoptado por el órgano competente para ello, que será la Junta General de la Entidad reunida en sesión extraordinaria convocada al efecto, que deberá tomar el acuerdo, con el voto favorable de las dos terceras partes de los asociados presentes o representados de conformidad con lo que establece el artículo 10.3 del Derecho de 20 de mayo de 1965."

Como ya se tenía previsto celebrar la Asamblea Nacional en 1975, no se estimó oportuno molestar a los Asociados convocándolos a otra reunión extraordinaria con el único objeto de tratar sobre dicha solicitud, y se decidió aplazar el asunto hasta noviembre y, dentro de la Asamblea, dedicar una sesión extraordinaria a la votación de este tema, para dar cumplimiento a lo exigido en el escrito que queda transcrita.

Hemos querido poneros aquí al corriente de todas estas gestiones para que, cuando en el programa de la Asamblea veáis incluido este tema, no os extrañe y sepáis de qué se trata y qué es lo que se pretende.

Y vamos a terminar, que demasiado nos hemos alargado ya en nuestros comentarios y no queremos distraer más vuestra atención. A todos os deseamos, muy sinceramente, un año 1975 lleno de prosperidad. Confiamos en que, a lo largo del mismo, no dejaréis de seguir prestándonos vuestro calor, vuestra amistad y vuestra colaboración para que, trabajando todos unidos, podamos ver felizmente cumplidos los objetivos que nos hemos fijado. Que la Asociación pueda continuar, como hasta ahora, su ininterrumpida marcha, siempre ascendente, para beneficio de todos y el mayor desarrollo y progreso de la técnica del pretensado. Y un último ruego. Que durante los próximos meses nos dediquéis una atención especial para que, con vuestra leal colaboración, consigamos que al término de nuestra VIII Asamblea Técnica Nacional podamos decir con orgullo y plena justicia que los resultados obtenidos han superado ampliamente a los de todas las hasta la fecha celebradas; cosa realmente difícil pero no imposible, ya que nada hay que no se pueda conseguir cuando de verdad se desea y se está dispuesto, sin reservas, a hacer todo lo necesario para lograrlo. Y esto es lo que de vosotros esperamos.

tratamiento, en sección no fisurada, de la sección homogeneizada de hormigón y acero a partir de la neta de hormigón

JUAN MURCIA VELA

*Dr. Ingeniero de Caminos, Licenciado en Ciencias Matemáticas
Profesor agregado de Hormigón Armado y Pretensado de la
E. T. S. de Ingenieros de Caminos de Santander.*

INTRODUCCION

En las secciones de hormigón pretensado con armaduras postesas adherentes la inyección establece la separación entre dos etapas bien diferenciadas que se caracterizan por la carencia y existencia de unión adherente entre acero y hormigón. Esto se refleja en el cálculo y así, en el correspondiente a condiciones de servicio para el caso de sección no fisurada (cálculo en clase I, según las recomendaciones C.E.B./F.I.P.), existen dos fases caracterizadas por la sección con la que se trabaja: sección neta de hormigón en la primera y sección homogeneizada de acero y hormigón en la segunda.

Se hace necesaria, en principio, la obtención de las diferentes características de ambas secciones.

Por ello, en el cálculo a nivel de sección, resultaría interesante encontrar un tratamiento para la segunda fase que, trabajando sobre sección neta de hormigón y sección de acero independientemente, utilizase datos ya conocidos de la primera sin necesidad de obtener otros nuevos.

A lo anterior se suma el hecho de que en general, a lo largo del proceso de cálculo, es la sección de hormigón la que se mantiene mientras que la de acero se ve sometida a una serie de variaciones en los sucesivos tanteos hasta quedar completamente definida.

Existen por otro lado, ya a nivel de estructura, métodos de cálculo (como es el de líneas de influencia en estructuras hiperestáticas), en los que este tratamiento es prácticamente imprescindible, puesto que resulta útilísimo aprovechar en la segunda fase resultados de cálculos estructurales complicados ya realizados en la primera para sección neta.

A continuación se analiza un tratamiento exacto y muy simple de esta segunda fase a partir de las características de la sección neta de hormigón.

Ni que decir tiene que todo lo que se estudia resultaría válido para secciones de hormigón armado no fisuradas. Debido a esto y a que, además, en las de hormigón pretensado se puede, y sería más correcto, considerar la armadura pasiva en este análisis, en todo lo que sigue haremos referencia a la armadura sin más, no distinguiendo entre la activa o de pretensado y la pasiva.

DESARROLLO

En principio, una forma de proceder para nuestro propósito sería, sin ninguna duda, efectuar el cálculo de la sección con las características de la homogeneizada, para tratar de poner más tarde los resultados en función de las de sección neta.

Existe, no obstante, un camino mucho más simple y directo de proceder.

Interesa trabajar con sección neta de hormigón, aun cuando la sección, por haberse establecido la adherencia entre acero y hormigón, sea la homogeneizada. En tales condiciones se puede considerar el esfuerzo de la armadura como una fuerza exterior a la sección neta de hormigón, fuerza que produce tensiones sobre la misma. La única condición que es preciso mantener reside en la igualdad de deformaciones de hormigón y acero a la altura de la armadura.

Cualquier deformación en la sección, ya sea debida a un esfuerzo o a cualquier otra causa, incide sobre el acero, modificando el esfuerzo de la armadura.

Consideraremos una rebanada de pieza sometida a una deformación de flexión y a una deformación axil, aparecidas ambas sobre la sección después de lograrse la adherencia entre ambos materiales (fig. 1).

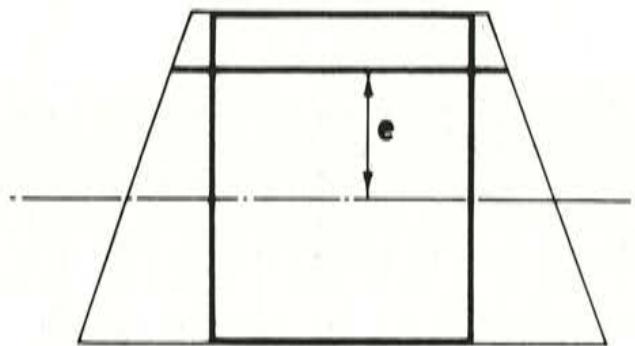


Figura 1.

Es preciso advertir que tomamos como positivas a las tracciones y, para otras magnitudes, el signo positivo corresponde a la disposición en las figuras. Como notación empleamos la habitual, designando con A a las áreas, con I a las inercias, con E a los módulos de deformación, y utilizando como subíndices a c para el hormigón y s para el acero.

El incremento del esfuerzo en la armadura, que llamaremos ΔP , será evidentemente:

$$\Delta P = (\text{def } N - \text{def } M \cdot e) \cdot E_s \cdot A_s$$

siendo $\text{def } N$ y $\text{def } M$, respectivamente, las deformaciones axil y de flexión, aunque no necesariamente correspondientes a esfuerzos.

La expresión anterior será correcta si $\text{def } N$ y $\text{def } M$ incluyen a las deformaciones axil y de flexión provocadas por los esfuerzos que el propio ΔP , como fuerza exterior, produce sobre la sección neta de hormigón. Si ΔP es positivo actúa sobre el hormigón como una fuerza de compresión y viceversa.

Se puede tener presente lo anterior formalizando la expresión como:

$$\Delta P = \left[\text{def } N - \frac{\Delta P}{E_c \cdot A_c} - \left(\text{def } M + \frac{\Delta P \cdot e}{E_c \cdot I_c} \right) \cdot e \right] \cdot E_s \cdot A_s$$

en la cual $\text{def } N$ y $\text{def } M$ son ya deformaciones cualesquiera que no incluyen a las debidas al incremento ΔP .

Se llega así a la expresión final:

$$\Delta P = \frac{(\text{def } N - \text{def } M \cdot e) E_s \cdot A_s}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_e} + \frac{e^2}{I_e} \right)}$$

donde, como siempre:

$$n = \frac{E_s}{E_e}.$$

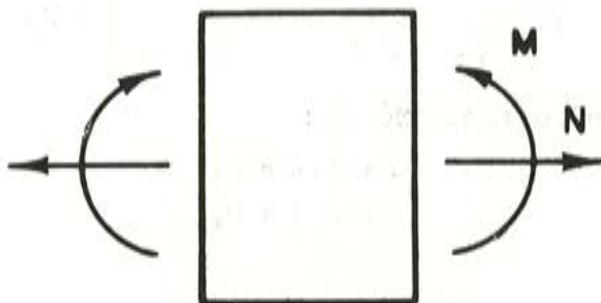


Figura 2.

Si las deformaciones corresponden a unos esfuerzos (fig. 2):

$$\Delta P = \frac{\left(\frac{N}{A_e} - \frac{M \cdot e}{I_e} \right) \cdot n \cdot A_s}{1 + n \cdot A_s \cdot \left(\frac{1}{A_e} + \frac{e^2}{I_e} \right)}$$

Tanto $\text{def } N$ como $\text{def } M$ son deformaciones de la sección neta de hormigón, siendo asimismo N y M esfuerzos sobre dicha sección.

Se ha establecido así el valor de ΔP , considerándolo como fuerza exterior a la sección neta. Con esto no sólo conocemos la tensión en la armadura; nos es posible obtener directamente las tensiones en el hormigón. En efecto, la tensión en una fibra de ordenada y sobre el eje baricéntrico será:

$$\sigma_{ey} = \frac{N - \Delta P}{A_e} - \frac{(M + \Delta P \cdot e) \cdot y}{I_e}$$

De esta forma queda completamente definido el comportamiento de la sección homogeneizada.

Evidentemente, como al principio se dijo, se podía haber procedido trabajando directamente sobre sección homogeneizada y tratando de pasar posteriormente a las características de sección neta. Vamos a ver a continuación que esto es posible hacerlo para ΔP , pero el camino es considerablemente más largo. Esto nos servirá como comprobación de la validez del procedimiento anterior.

Consideremos la sección homogeneizada. Como la fibra baricéntrica de esta sección no coincide con la de la sección neta, existe una serie de magnitudes cuyo valor difiere

según cuál de las dos secciones se considere. Designaremos, por ello, con el símbolo ' (prima) a las magnitudes análogas correspondientes a sección homogeneizada.

Supongamos que sobre esta sección actúan un esfuerzo axil N' y un momento flector M' . El valor de ΔP será entonces:

$$\begin{aligned}\Delta P &= (\text{def } N' - \text{def } M' \cdot e') E_s \cdot A_s = \\ &= \left[\frac{N'}{E_c (A_c + n \cdot A_s)} - \frac{M' \cdot e'}{E_c (I'_c + n \cdot I'_s)} \right] E_s \cdot A_s\end{aligned}$$

es decir:

$$\Delta P = \left(\frac{N'}{A_c + n \cdot A_s} - \frac{M' \cdot e'}{I'_c + n \cdot I'_s} \right) n \cdot A_s$$

ya que el área y la inercia de esta sección son:

$$\begin{aligned}A &= A_c + n \cdot A_s \\ I &= I'_c + n \cdot I'_s\end{aligned}$$

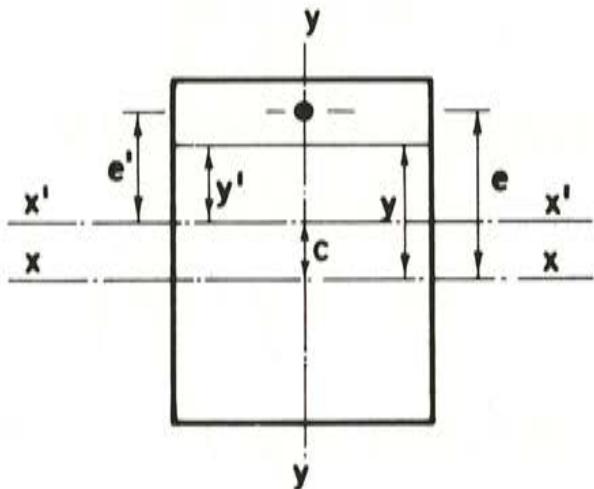


Figura 3.

Para evitar complicaciones de cálculo inútiles consideraremos el caso normal de sección simétrica respecto a un eje con armadura también simétrica respecto al mismo. Siendo así, al pasar de una a otra sección, permanece un eje de inercia, el de simetría, mientras que el otro, el baricéntrico, se mantiene paralelo (fig. 3).

$x - x$ = Eje o fibra baricéntrica de la sección neta.

$x' - x'$ = Eje o fibra baricéntrica de la sección homogeneizada.

Calculemos c , distancia entre ejes baricéntricos de ambas secciones.

En la sección homogeneizada se verifica:

$$\int_c y' \cdot dA_c + n \cdot e' \cdot A_s = 0$$

es decir:

$$\int_c (y' + c) \cdot dA_c + n \cdot e' \cdot A_s - c \cdot A_c = 0$$

Pero:

$$\int_a (y' + c) dA_c = \int_a y \cdot dA_c = S_c = 0$$

por ser el momento de primer orden del área de la sección neta respecto a su fibra bariéntrica.

De donde resulta que:

$$n \cdot e' \cdot A_s - c \cdot A_c = 0$$

$$c = n \cdot e' \cdot \frac{A_s}{A_c} = n(e - c) \frac{A_s}{A_c}$$

El valor final de c , deducido de la última expresión, es:

$$c = \frac{n \cdot e \cdot \frac{A_s}{A_c}}{1 + n \cdot \frac{A_s}{A_c}} = \frac{n \cdot e \cdot A_s}{A}$$

Por otro lado se tiene que:

$$I'_c = I_c + c^2 \cdot A_c$$

$$I'_s = e'^2 \cdot A_s = (e - c)^2 \cdot A_s$$

y las relaciones existentes entre los esfuerzos, referidos a ambas secciones, son:

$$N' = N$$

$$M' = M + N \cdot c$$

De todo lo cual, y en relación con el valor de la magnitud que nos interesa, ΔP , se verifica sucesivamente:

$$\begin{aligned} \frac{\Delta P}{n \cdot A_s} &= \frac{N'}{A} - \frac{M' \cdot e'}{I} = \frac{N'}{A} - \frac{M' \cdot e'}{I_c + n \cdot I'_s} = \\ &= \frac{N}{A} - \frac{(M + N \cdot c)(e - c)}{I_c + c^2 \cdot A_c + n \cdot (e - c)^2 \cdot A_s} = \\ &= \frac{N}{A} - \frac{M \cdot e \left(1 - \frac{n \cdot A_s}{A}\right) + N \cdot n \cdot e^2 \cdot \frac{A_s}{A} \left(1 - \frac{n \cdot A_s}{A}\right)}{I_c + c^2 (A_c + n \cdot A_s) + n \cdot e^2 \cdot A_s - 2 \cdot n \cdot e \cdot c \cdot A_s} = \\ &= \frac{N}{A} - \frac{M \cdot e \cdot \frac{A_c}{A} + N \cdot n \cdot e^2 \cdot \frac{A_s \cdot A_c}{A^2}}{I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s + \frac{n^2 \cdot e^2 \cdot A_s^2}{A} - 2 \frac{n^2 \cdot e^2 \cdot A_s^2}{A}} = \\ &= \frac{N}{A} - \frac{M \cdot e \cdot A_c + N \cdot n \cdot e^2 \cdot \frac{A_s \cdot A_c}{A}}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c} = \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 &= \frac{N \cdot A \cdot I_c - M \cdot e \cdot A_c \cdot A}{A(A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c)} = \frac{N \cdot I_c - M \cdot e \cdot A_c}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c} = \\
 &= \frac{N \cdot I_c - M \cdot e \cdot A_c}{A_c \cdot I_c + n \cdot A_s \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c} = \frac{\frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c}}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c} \right)}
 \end{aligned}$$

Se obtiene, pues, un valor idéntico para ΔP partiendo de sección homogeneizada.

Para completar la comprobación veamos que, en efecto, la tensión en una fibra cualquiera del hormigón, calculada directamente sobre sección homogeneizada o a través de ΔP sobre sección neta, conduce a un mismo valor y, por tanto, es idéntica.

Para la sección homogeneizada:

$$\sigma_{e,y} = \frac{N'}{A} - \frac{M' \cdot e'}{I}$$

es decir:

$$\sigma_{e,y} = \left(\frac{N'}{A} - \frac{M' \cdot e'}{I} \right) + \frac{M' \cdot (e' - y')}{I}$$

y, teniendo en cuenta todo el proceso de cálculo anterior en lo relativo al valor del paréntesis y al de I y que $e' - y' = e - y$, se llega a la expresión:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{e,y} &= \frac{N \cdot I_c - M \cdot e \cdot A_c}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c} + \frac{(M + N \cdot e)(e - y)}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c} \\
 &= \frac{N \cdot I_c - M \cdot e \cdot A_c + (M + N \cdot e)(e - y)}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c}
 \end{aligned}$$

a partir de la cual se obtiene sucesivamente:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{e,y} &= \frac{N \cdot I_c - M \cdot e \cdot A_c + \left(M + N \cdot \frac{n \cdot e \cdot A_s}{A} \right) (e - y) \cdot A}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c} = \\
 &= \frac{N \cdot I_c - M \cdot e \cdot A_c + M(e - y)(A_c + n \cdot A_s) + N \cdot n \cdot e(e - y) \cdot A_s}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c} = \\
 &= \frac{N \cdot I_c + M \cdot n \cdot e \cdot A_s - M \cdot y \cdot A + N \cdot n \cdot e(e - y) \cdot A_s}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c}
 \end{aligned}$$

Para la sección neta teníamos que:

$$\sigma_{e,y} = \frac{N - \Delta P}{A_e} - \frac{(M + \Delta P \cdot e) y}{I_e}$$

y, sustituyendo ΔP por su valor, se verifica sucesivamente:

$$\begin{aligned}
 \sigma_{ey} &= \frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot y}{I_c} - \frac{\left(\frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c}\right) n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e \cdot y}{I_c}\right)}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)} = \\
 &= \frac{(N \cdot I_c - M \cdot y \cdot A_s) \left[1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)\right] - \left(\frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c}\right) n \cdot A_s \cdot A_c \cdot I_c \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e \cdot y}{I_c}\right)}{A_c \cdot I_c \left[1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)\right]} = \\
 &= \frac{N \cdot I_c + N \cdot n \cdot e^2 \cdot A_s - M \cdot y \cdot A - N \cdot n \cdot e \cdot y \cdot A_s + M \cdot n \cdot e \cdot A_s}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c} = \\
 &= \frac{N \cdot I_c + M \cdot n \cdot e \cdot A_s - M \cdot y \cdot A + N \cdot n \cdot e (e - y) \cdot A_s}{A \cdot I_c + n \cdot e^2 \cdot A_s \cdot A_c}
 \end{aligned}$$

Se llega a una expresión idéntica a la obtenida para sección homogeneizada.

El procedimiento de cálculo sobre sección neta deducido al principio de forma tan sencilla es perfectamente válido según acaba de demostrarse.

CONCLUSIONES

El proceso de cálculo de una sección de hormigón a partir de sección neta, en condiciones de servicio y sin fisuración, cuando existe perfecta adherencia entre acero y hormigón, se puede resumir de la siguiente forma:

a) *Solicitud exterior (N, M) referida a la sección neta de hormigón.*

— *Acero:*

$$\begin{aligned}
 \Delta P &= \frac{\left(\frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c}\right) \cdot n \cdot A_s}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)} \\
 \Delta \sigma_s &= \frac{\left(\frac{N}{A_c} - \frac{M \cdot e}{I_c}\right) \cdot n}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_c} + \frac{e^2}{I_c}\right)}
 \end{aligned}$$

— *Hormigón:*

$$\sigma_{ey} = \frac{N - \Delta P}{A_c} - \frac{(M + \Delta P \cdot e) \cdot y}{I_c}$$

b) Deformación impuesta (def N , def M) sobre la sección neta de hormigón,
— Acero:

$$\Delta P = \frac{(\text{def } N - \text{def } M \cdot e) \cdot E_s \cdot A_s}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_e} + \frac{e^2}{I_e} \right)}$$
$$\Delta \sigma_s = \frac{(\text{def } N - \text{def } M \cdot e) \cdot E_s}{1 + n \cdot A_s \left(\frac{1}{A_e} + \frac{e^2}{I_e} \right)}$$

— Hormigón:

$$\sigma_{e,y} = -\Delta P \left(\frac{1}{A_e} + \frac{e \cdot y}{I_e} \right)$$

Estas últimas expresiones reflejan elocuentemente el hecho de que las deformaciones impuestas correspondientes a sección neta (como son, por ejemplo, la retracción y la fluencia) producen tensiones en la sección, incluso en estructuras isostáticas. Esto se debe al hiperestatismo interno a nivel de la sección.

• • •

Este artículo corresponde, con modificaciones de adaptación y una ligera ampliación, a una parte de un capítulo de la tesis doctoral del autor: "Estudio del cálculo de estructuras pretensadas hiperestáticas mediante líneas de influencia. Aplicación al cálculo de la redistribución de esfuerzos a lo largo del tiempo" (Madrid, marzo 1972).

análisis de la capacidad resistente de secciones de hormigón armado-pretensado por medio de superficies de interacción

JUAN J. ARENAS DE PABLO
 Dr. Ingeniero de Caminos
 Director de ARPING Estudio Técnico

1. EL AGOTAMIENTO DE UNA SECCION DE HORMIGON ARMADO-PRETENSADO POR UNA SOLICITACION NORMAL

Las recomendaciones C.E.B.-F.I.P. 1970 exponen un conjunto de estados de deformación normal para las distintas fibras de una sección, que pueden ser considerados como estados límites de agotamiento o de deformación plástica excesiva de algún punto de la misma. En la figura 1 pueden verse dichos estados o dominios de deformación, que han sido recogidos por la Instrucción española EH-73. Los diversos dominios se separan entre sí por medio de rectas que tienen algún significado especial. Por ejemplo, la recta T, origen del dominio 1, representa deformación uniforme de tracción sobre toda la sección; la recta C es la frontera entre los dominios 2 y 3, y representa el punto en que la sección se agota al mismo tiempo que la fibra más comprimida de hormigón alcanza su máximo acortamiento ϵ_{cu} . La recta L une el punto anterior con el que representa el alargamiento

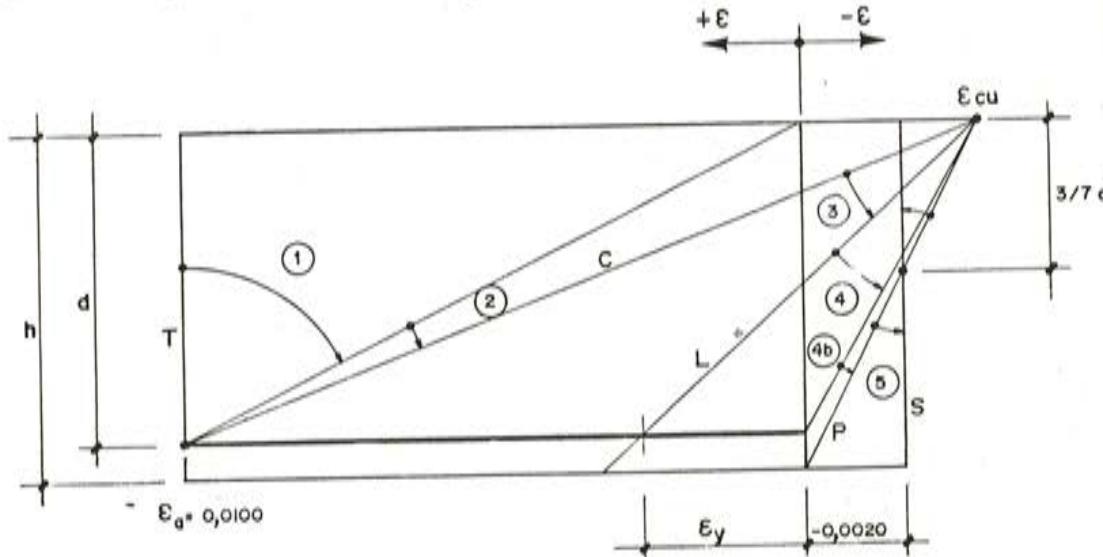


Fig. 1.— Análisis de la capacidad resistente de secciones de hormigón armado-pretensado por medio de superficies.

to límite ε_y del acero en tracción. Todos los planos de deformaciones comprendidos entre las rectas C y L corresponden a estados límites de agotamiento de la sección, en los que la capacidad resistente de ambos materiales, hormigón y acero, se aprovechan al máximo. La recta P es el origen del dominio 5, y representa el punto en que todas las fibras de la sección sufren acortamientos (compresión compuesta). Finalmente, la recta S indica acortamiento uniforme de todas las fibras de la sección (compresión simple).

Es importante observar que este conjunto de planos de deformación correspondientes a estados límites de agotamiento, se produce de una manera continua cuando una solicitud normal, N , de intensidad variable, actúa sobre la sección desplazándose sucesivamente. En correspondencia con la numeración de dominios establecida, N comenzará siendo una fuerza de tracción, aplicada en el baricentro plástico de las armaduras de la sección, desplazándose hacia abajo y disminuyendo en módulo a medida que aumenta su excentricidad. En el límite, cuando $e \rightarrow -\infty$, $N \rightarrow 0$, y el producto $|N| \times e$ tiende al valor del momento de agotamiento de la sección en flexión simple. El plano de deformaciones tiene en ese instante una posición determinada, con la fibra neutra situada dentro de la sección, y una variación diferencial del mismo en el sentido de avance que seguimos, hace aparecer un valor infinitesimal de N como fuerza de compresión actuando en $e = +\infty$. El proceso continuará, aproximándose N y disminuyendo su valor absoluto, hasta llegar al baricentro plástico de la sección (hormigón + armaduras), instante en que tendremos el estado límite representado por la recta S . El paseo de N puede continuar, con lo que recorreremos los dominios límites simétricos de los indicados en la figura 1, llegando al final del proceso al punto representado por la recta T de partida.

Se comprende que el eje elástico de la pieza, que pasa por el centro de gravedad de la sección bruta de hormigón, puede no coincidir con el baricentro plástico de compresión de la misma, que depende de las armaduras, de su disposición y de la relación de su límite elástico a la resistencia del hormigón, y que ése, salvo en secciones simétricas y simétricamente armadas, tampoco coincidirá con el baricentro plástico de tracción. Como el análisis de esfuerzos en una estructura se lleva a cabo sobre unas piezas predimensionadas en hormigón, pero no en armaduras, ocurrirá como caso más general (aunque no más frecuente), que los esfuerzos de flexión que suministra este análisis haya que referirlos posteriormente al nuevo eje relativo al agotamiento de la sección. En otras palabras, una solicitud de axil puro según el análisis previo, no producirá en el agotamiento un acortamiento uniforme de toda la sección (recta S), más que en el caso en que la sección sea simétrica en hormigón y armaduras, o que éstas se dispongan de manera que su baricentro plástico coincida con el eje de pieza considerado en el cálculo elástico.

Por lo demás, estos dominios de agotamiento de la sección son aplicables no sólo a la flexión contenida en el plano de simetría de la pieza (si lo tiene), sino a cualquier otra orientación. En la figura 2 se indica para una sección con un eje de simetría vertical, un plano límite de deformaciones oblicuo, que produce unas tensiones en el hormigón y en el acero tales que, integradas, conducen a un esfuerzo normal situado fuera del plano de simetría ($y - y$). Estamos en el caso de flexocompresión o flexotracción esviada.

El conjunto de dominios de agotamiento, definidos por todas las posiciones límites del plano de deformaciones, para la totalidad de orientaciones (α) de dicho plano, da lugar a un conjunto de valores (N_u, M_{xu}, M_{yu}), tales que si se representan por puntos de un sistema de tres ejes coordenados engendrarán una superficie continua y cerrada, que suele denominarse superficie de interacción. Cualquier punto de esta superficie representa un estado límite de agotamiento o de deformación plástica excesiva de la sección.

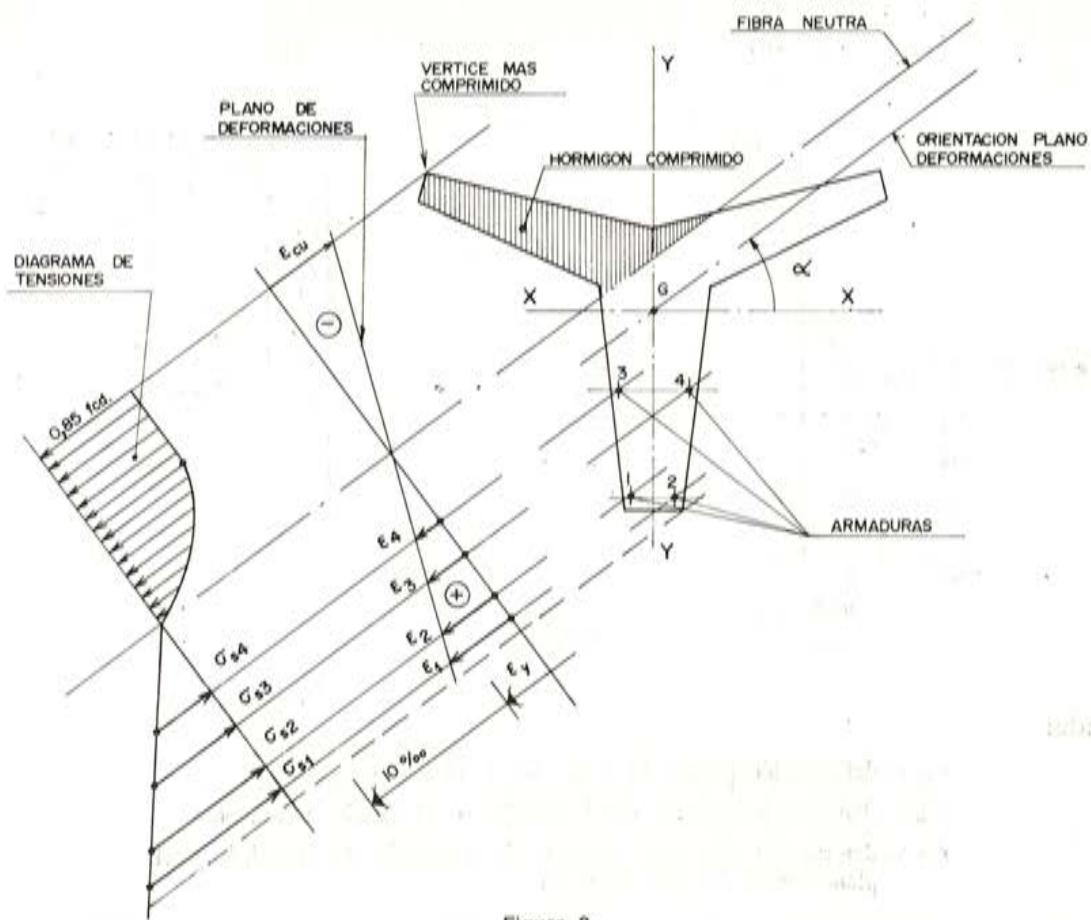


Figura 2.

Los puntos interiores a la superficie representan estados tensionales (N, M_x, M_y) que no son capaces de agotar la sección. La posición de un punto representativo de un estado de solicitud en servicio de una sección, respecto a la superficie de interacción, permite medir y estimar en inmejorables condiciones la seguridad real de dicha sección frente a su agotamiento. Este es el gran interés de los diagramas o superficies de interacción. En las figuras 9, a y 9, b puede verse la superficie correspondiente a la sección de hormigón armado representada en la figura 8.

La existencia de armadura tesa en una sección no modifica lo anteriormente dicho más que en lo que respecta a la tensión que ella alcance en el estado límite de agotamiento. El pretensado, en tal estado, se contempla mejor como un prealargamiento impuesto a la armadura activa, junto con un preacortamiento del hormigón que la rodea. En un estado de agotamiento definido por una cierta posición de la recta de deformaciones (la recta C, por ejemplo), el acero teso tendrá una deformación total que, lógicamente, será la suma del prealargamiento que dicha armadura tuviera en el estado permanente más el que corresponda al paso desde dicho estado permanente al estado límite de agotamiento que se considera. Y este segundo sumando no es otro que la diferencia de deformaciones del hormigón envolvente entre el estado límite y el permanente. A esta deformación total, ϵ_p , corresponde en el diagrama respectivo una tensión unitaria que es la que tal armadura tendrá en el estado límite considerado.

En la figura 3, a se indica el caso en que el plano límite de deformaciones produce tracciones en la armadura prealargada. La deformación total del acero duro será:

$$\epsilon_p = \epsilon_{p0} + (\epsilon_{p1} - \epsilon_{c0}).$$

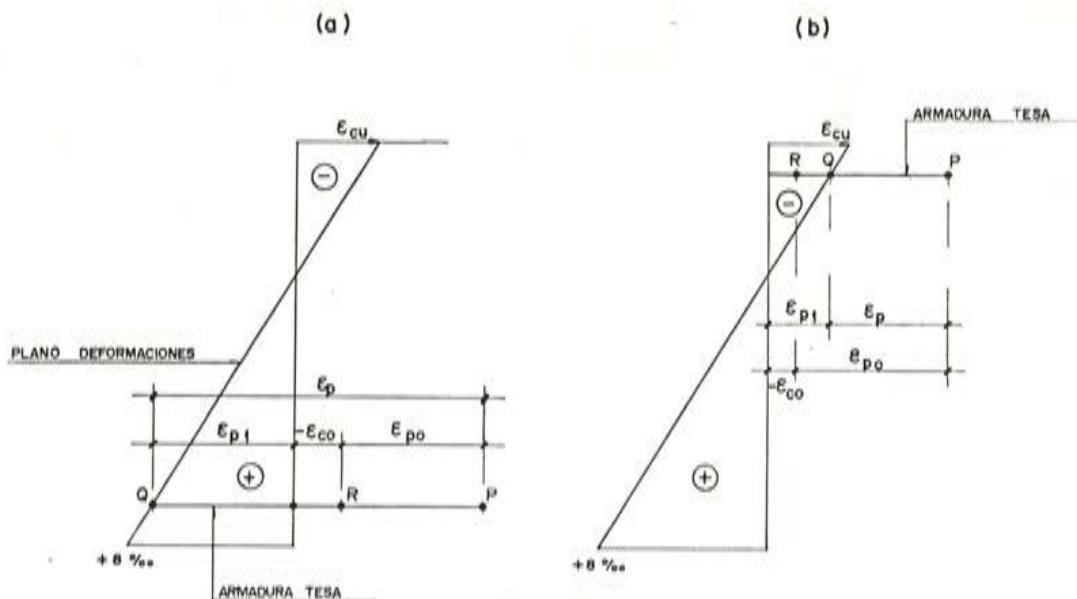


Figura 3.

donde:

ϵ_{p0} = deformación previa del acero en el estado permanente.

ϵ_{c0} = deformación elástica del hormigón en el estado permanente.

ϵ_{p1} = deformación del acero entre la decompresión del hormigón y el plano límite de deformaciones.

Si, como es frecuente, el hormigón que envuelve a la armadura está comprimido en el estado permanente, ϵ_{c0} será negativa y ϵ_p será la suma de tres valores positivos. La deformación total del acero duro, viene gráficamente expresada por el segmento \overline{PQ} , suma del \overline{PR} (prealargamiento voluntario) y del \overline{RQ} (sobrealargamiento producido por las acciones exteriores).

En la figura 3, b, puede verse el caso en que la armadura pretesa queda en la zona de acortamiento, según el plano límite considerado. La expresión sigue siendo:

$$\epsilon_p = \epsilon_{p0} + (\epsilon_{p1} - \epsilon_{c0}),$$

pero ahora ϵ_{p1} es negativa, y la diferencia $(\epsilon_{p0} - \epsilon_{c1})$ expresa la pérdida neta de alargamiento del acero duro entre el estado permanente y el estado límite, y en el caso en que dicha pérdida supere al prealargamiento ϵ_{p0} , el acero teso entraría en compresión. Pero para que esto ocurra, la tensión permanente del acero duro, debería ser muy baja. Por ejemplo, con una tensión permanente de 70 kg/mm^2 , $\epsilon_{p0} \simeq 70/2.000 = 0,0035$, y la deformación crítica del hormigón envolvente, según el plano límite, para que el acero duro entre en compresión sería:

$$\epsilon_{p1} = -\epsilon_{p0} + \epsilon_{c0} = -0,0035 + \epsilon_{c0}$$

o sea, normalmente:

$$\epsilon_{p1} < -0,0035 = \epsilon_{cu}$$

Quiere esto decir que para tensiones permanentes superiores a 70 kg/mm^2 , con un módulo elástico $E_p = 20.000 \text{ kg/mm}^2$, no cabe considerar la posibilidad de que el acero pretensado llegue a estar comprimido en el agotamiento.

Y si así fuera, aún se plantearía el problema de hasta qué punto se puede contar con la colaboración a compresión de armaduras delgadas, alambres o cables de alambres muchas veces, no arrostrados mediante cercos, cuestión a la que parece que habría que responder negativamente.

Queda por aclarar qué se entiende aquí por estado permanente. Es el estado de deformación introducido en las distintas fibras de la sección de hormigón y en la armadura activa (y pasiva si existe) por la acción inicial de prealargar aquélla mediante gatos, reducida por las pérdidas de tensión instantáneas y diferidas. Es, por consiguiente, el estado de deformación originado por la acción pura del pretensado permanente.

Sabemos, sin embargo, que las pérdidas de tensión diferidas dependen en parte de la acción exterior que se ejerza al mismo tiempo que el pretensado (por ejemplo, el peso propio de la estructura y la carga permanente que debe soportar). En consecuencia, esta acción o solicitud, que es parte integrante de la solicitud total de servicio, ya fue tenida en cuenta en cierto modo al considerar el estado permanente de la sección. Pero un planteamiento práctico del tema es calcular la acción permanente del pretensado contando solamente con las acciones exteriores de larga duración en cuanto infuyen en la tensión final de la armadura activa, y englobándolas posteriormente en la solicitud total (N_u, M_{xu}, M_{yu}) que provoca el agotamiento, moviendo el plano de deformaciones desde el estado permanente hasta el límite.

2. EL PROGRAMA DINTER

Basado en las consideraciones anteriores, el programa DINTER obtiene puntos de la superficie de interacción de una sección dada. Posteriormente, con ayuda de un trazador (*plotter*) dibuja en perspectiva dicha superficie de interacción con sus líneas de nivel ($N_u = \text{constante}$) incluidas. Otras posibilidades son el cálculo y dibujo de las intersecciones de la superficie con diversos planos meridianos (pasando por el eje N), o paralelos a los planos ($N - M_x$) o ($N - M_y$). Finalmente, el programa está concebido de manera que separa las componentes del hormigón (N_u, M_{xu}, M_{yu}) y de la armadura (N_u, M_{xu}, M_{yu}), con lo que pueden obtenerse ábacos constituidos por diagramas de interacción para diversas cuantías de armaduras que sirven para realizar dimensionamientos estrictos (*). El programa DINTER está escrito en lenguaje BASIC y se procesa en un calculador Hewlett-Packard 9830 con 8 k palabras de memoria viva y cinta magnética tipo Cassette con capacidad de almacenamiento de 32 k palabras.

La información geométrica y mecánica que se suministra al ordenador es la siguiente:

a) Sección de hormigón, descrita mediante circuitos convexos, positivos y negativos, definidos éstos mediante las coordenadas de sus vértices. Los ejes de referencia ($x - x$), ($y - y$) son los principales de inercia de la sección bruta de hormigón. El plano de simetría de la sección, si existe, se hace coincidir con el eje ($y - y$).

Es fundamental que todos los circuitos componentes de la sección sean convexos y para ello el área real se descompone en tantos circuitos positivos y negativos como sean necesarios. Por ejemplo, en la figura 4, puede verse la descomposición en circuitos de la sección de la figura 2.

El área real de la sección será suma de la encerrada por los cuatro circuitos siguientes:

- Circuito 1, positivo (A C D F G I)
- Circuito 2, negativo (A B C)
- Circuito 3, negativo (D E F)
- Circuito 4, negativo (G H I)

(*) Como más adelante se indica, esto sólo es posible en rigor para secciones sin armaduras activas.

b) Armaduras activas y/o pasivas, definidas individualmente o por grupos mediante:

- Número de barras o cordones.
- Diámetro nominal.
- Cordenadas (x, y) del c.d.g. del grupo.
- Tensión permanente del acero.
- Deformación permanente del hormigón que le rodea.
- Tipo de acero.

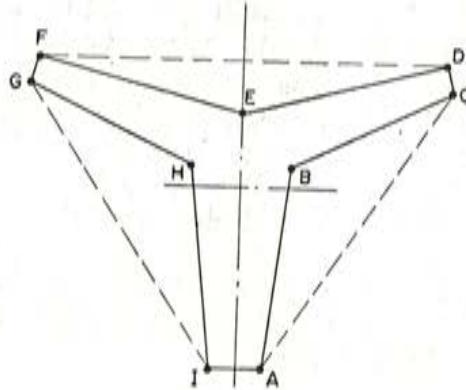


Figura 4.

Los tipos de acero incluidos en el programa son:

- Tipo 1: Acero pasivo de dureza natural.
- Tipo 2: Acero pasivo estirado en frío.
- Tipo 3: Acero activo tratado.
- Tipo 4: Acero activo trefilado.

Los diagramas tensión-deformación para los cuatro tipos de acero están indicados en las figuras 7, a, b, c y d, y son los expresados en EH-73 (tipos 1 y 2) y en C.E.B.-F.I.P.-70 (tipos 3 y 4).

c) Características mecánicas del hormigón:

$$\begin{aligned} \text{Resistencia de cálculo: } & f_{cd} \\ \text{Acortamiento último: } & \epsilon_{eu} \end{aligned}$$

d) Características mecánicas de las armaduras:

$$\begin{aligned} \text{Aceros tipos 1 y 2: } & f_{yd} \\ \text{Aceros tipos 3 y 4: } & f_{pd} \end{aligned} \left. \begin{array}{l} \text{Límites elásticos reales o convencionales} \\ 0,2\% \text{ del diagrama de cálculo} \end{array} \right\}$$

Finalmente, se indican a la máquina los valores inicial y final de la orientación (α) a dar al plano de deformaciones (fig. 2) y el incremento ($\Delta \alpha$).

Describimos a continuación el proceso seguido para un ángulo de orientación cualquiera (α_0) del plano de deformaciones (fig. 5).

El ordenador empieza por determinar cuáles son los vértices extremos para esa orientación (los números 1 y 6, en la fig. 5), y repite el mismo proceso con las armaduras. A continuación, descompone la sección de hormigón en un conjunto de trapecios ordenados, los cuales quedan definidos por los valores de sus bases y la altura correspondiente.

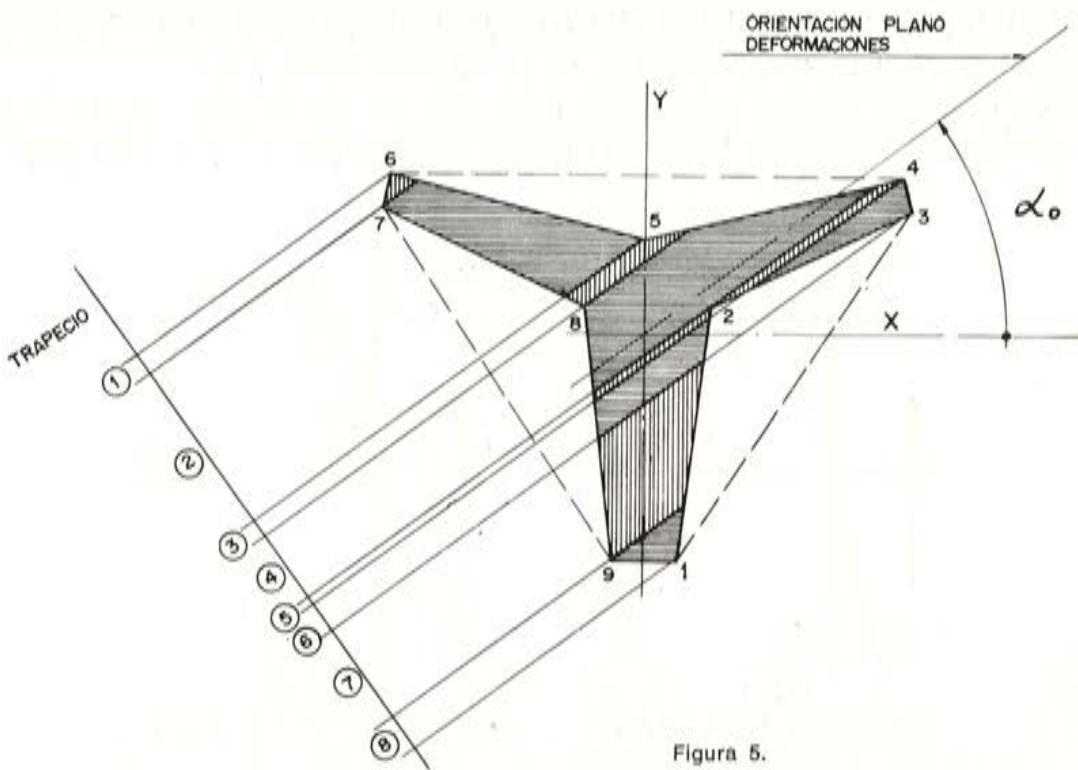


Figura 5.

Para determinar los valores de las bases, se ha establecido en el programa una función "ancho de fibra", cuyo argumento es la distancia (D) de dicha fibra al origen de coordenadas. Esta función, llamada $FNB(D)$ en el programa, obtiene los pares de puntos de corte de cada circuito, necesariamente convexo para ello, con la fibra, y por acumulación, con el signo correspondiente, determina el ancho de fibra (B), y las coordenadas (U_0, V_0) de su centro de gravedad.

Definidos los trapecios principales de la sección de hormigón es posible pasar a realizar las sucesivas integraciones de tensiones de hormigón y armaduras, correspondientes a cada posición del plano de deformaciones, todo ello dentro de mantener constante la orientación (α_0) de dicho plano.

En la figura 6 se indica el diagrama tensión-deformación utilizado (que es el de C.E.B.-70 y E.H.-73), con la pequeña diferencia de que el acortamiento último del hormigón ε_{eu} es un dato del programa y puede ajustarse mejor a los distintos tipos de secciones analizadas.

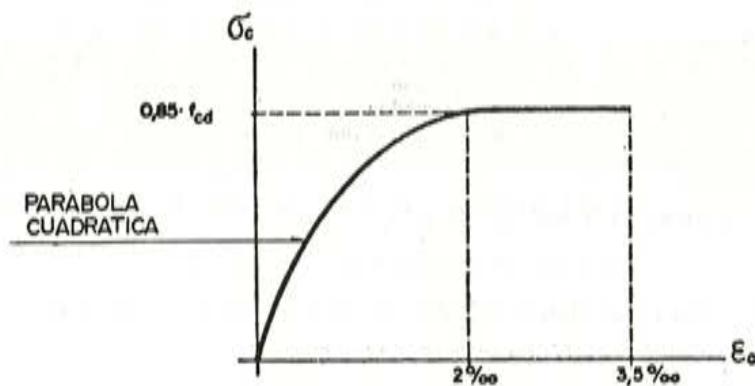
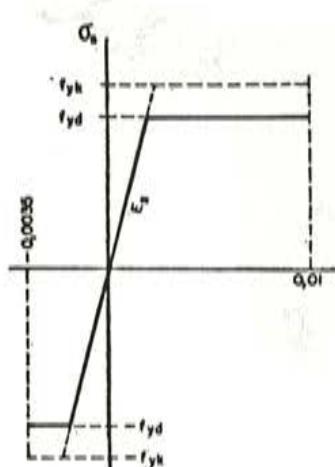


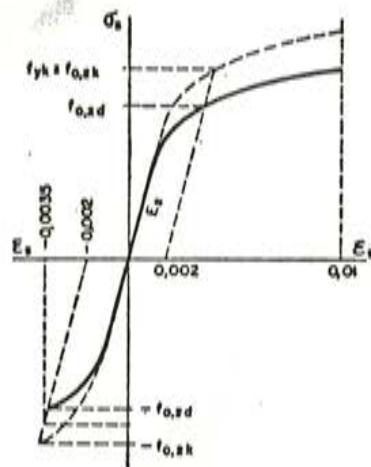
Figura 6.

Los diagramas tensión deformación correspondientes a los cuatro tipos de acero considerados en el programa pueden verse en las figuras 7, a, b, c y d (*).

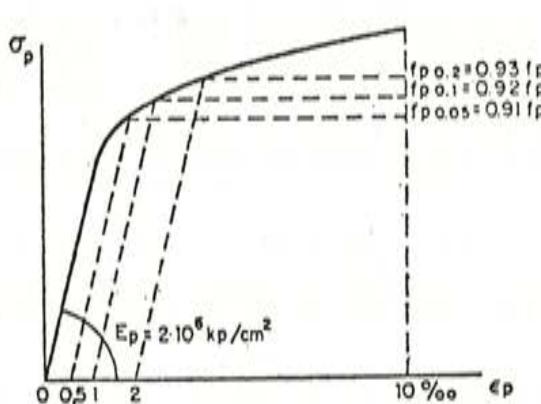
Así pues, una posición determinada de la recta de deformaciones supone conocer las correspondientes a cada fibra de la sección de hormigón (ϵ_a) y a cada grupo de



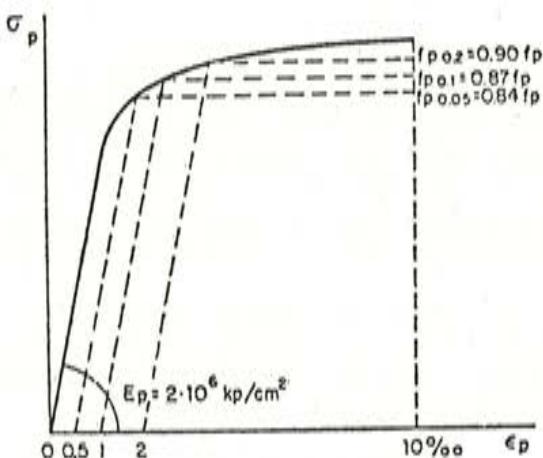
Tipo 1.
Acero pasivo dureza natural.



Tipo 2.
Acero pasivo estirado en frío.



Tipo 3.
Acero activo tratado.



Tipo 4.
Acero activo trenzado.

Figura 7.

(*) Como puede verse en 7, c, y 7, d, el C.E.B. limita el alargamiento del acero duro a 10 por 1.000. En nuestra opinión, se trata de un error de transcripción, ya que lo que parece que debe limitarse a 10 por 1.000 es el alargamiento del acero a partir de la decompresión del hormigón (alargamiento relativo), como el mismo C.E.B. indica en la definición de los dominios de agotamiento, y como puede verse en nuestra figura 1.

Limitar a 10 por 1.000 el alargamiento total del acero duro supone que, si en estado permanente la tensión es de 90 kg/mm², la deformación correspondiente será un 4,5 por 1.000, y tendremos algo menos de 5,5 por 1.000 como alargamiento relativo.

Entonces, para llegar a agotar al hormigón ($\epsilon_{eu} = -3,5$ por 1.000), la profundidad relativa de la fibra neutra debería ser:

$$x/d \geq 3,5/(3,5 + 5,5) \simeq 0,40, \text{ muy grande.}$$

Por ejemplo, en sección rectangular, el equilibrio de tensiones internas conduce a:

$$\bar{\omega} = 0,85 \cdot 0,80 \cdot x/d = 0,68 x/d,$$

de modo que sólo con cuantías mecánicas superiores a $0,68 \times 0,40 = 0,27$ podríamos llegar a agotar el hormigón.

armaduras pasivas (ε_s) o activas (ε_{p1}). De los diagramas tensión-deformación antes expresados se deduce:

Tensión de compresión en el hormigón:

$$\sigma_c = \varphi_c (\varepsilon_c)$$

Tensión en la armadura pasiva:

$$\sigma_s = \varphi_s (\varepsilon_s)$$

Tensión en la armadura activa:

$$\sigma_p = \varphi_p (\varepsilon_p) = \varphi_p (\varepsilon_{p0} + (\varepsilon_{p1} - \varepsilon_{e0}))$$

Podemos, en consecuencia, proceder a la integración de tensiones, haciéndolo separadamente para el hormigón y las armaduras.

A) HORMIGÓN.

Conocidos geométricamente los trapecios principales (fig. 5), subdividimos cada uno de éstos en un cierto número de trapecios secundarios, todos ellos de igual altura, de modo que el total de trapecios en la altura completa de la sección esté comprendido entre 45 y 60. El área y las coordenadas del centro de gravedad de cada uno de estos trapecios elementales se obtienen mediante una simple interpolación entre los valores ya conocidos de las bases de los trapecios principales.

De este modo se llega al vector de la capacidad resistente última de la sección de hormigón cuyas componentes son:

$$N_{eu} = \int_{z=0}^{z=X} b(z) \cdot \varphi_c (\varepsilon_z) \cdot dz$$

$$M_{exu} = \int_{z=0}^{z=X} b(z) \cdot \varphi_c (\varepsilon_z) \cdot V_0 \cdot dz$$

$$M_{eyu} = \int_{z=0}^{z=X} b(z) \cdot \varphi_c (\varepsilon_z) \cdot U_0 \cdot dz$$

donde (z) es la profundidad de fibra, que varía entre 0 y la de la fibra neutra (X), $b(z)$ es el ancho de la fibra y ε_z es la deformación correspondiente. Finalmente (U_0, V_0) son las coordenadas del centro de gravedad de dicha fibra.

Análogamente, se procede para el conjunto de barras de armadura pasiva y/o activa, obteniéndose el vector representativo de la capacidad última del acero, cuyas componentes son:

$$N_{su} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sigma_i$$

$$M_{sxu} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sigma_i \cdot y_i$$

$$M_{syu} = \sum_{i=1}^n A_i \cdot \sigma_i \cdot x_i$$

(n = número total de grupos de barras).

El punto representativo de la resistencia última de la sección total (hormigón + armaduras) tendrá por coordenadas:

$$\begin{aligned}N_u &= N_{eu} + N_{su} \\M_{xu} &= M_{exu} + M_{sxu} \\M_{yu} &= M_{eyu} + M_{syu}\end{aligned}$$

Como un aumento proporcional de la sección de todas las armaduras (K) en relación con las previstas, hace aumentar las componentes de resistencia del acero, el punto del diagrama de interacción se desplaza al:

$$\begin{aligned}N_u &= N_{eu} + K \cdot N_{su} \\M_{xu} &= M_{exu} + K \cdot M_{sxu} \\M_{yu} &= M_{eyu} + K \cdot M_{syu}\end{aligned}$$

Esta propiedad es la que permite establecer ábacos de dimensionamiento estricto de armaduras, para una determinada sección de hormigón y un determinado reparto de las armaduras dentro de dicha sección (*).

Análogamente, cabe constatar que el vector de resistencia del hormigón es siempre proporcional a la resistencia de cálculo del mismo f_{cd} , y que una variación de ésta amplifica o reduce su diagrama de interacción. Se pueden establecer ábacos manteniendo constante la armadura y variando f_{cd} , pero dado que la calidad del hormigón es una de las decisiones previas de todo proyecto, resultan de poca utilidad.

En la página siguiente puede verse la salida de máquina correspondiente a la sección de la figura 12. Se muestra los datos generales y los resultados correspondientes a la orientación $\alpha = 20^\circ$ del plano de deformaciones, (DS) y (DI) indican las deformaciones $\times 10^4$ de las fibras superior e inferior de la sección de hormigón, y XO es la altura de sección comprimida.

Los ejemplos que siguen nos servirán para exponer mejor los objetivos del programa y para iniciar una reflexión sobre las múltiples enseñanzas que una superficie de interacción ofrece.

3. EJEMPLOS DE APLICACION

3.1. En la figura 8 puede verse una sección rectangular hueca, armada con redondos de acero estirado en frío de $f_{yd} = 3.820 \text{ kg/cm}^2$ (o sea, acero AE-42, con coeficiente de seguridad $\gamma_s = 1,10$). La sección es doblemente simétrica con respecto a los ejes ($x-x$) e ($y-y$), lo que hace que sea suficiente calcular y representar la superficie de interacción en un solo cuadrante de los ejes (M_x), (M_y).

Realizado el análisis DINTER para 10 orientaciones del plano de deformaciones, que van de $\alpha = 0^\circ$ hasta $\alpha = 90^\circ$ con intervalo de $\Delta \alpha = 10^\circ$, se pasa a la representación gráfica de los puntos obtenidos, en perspectiva cuyos ejes (M_x) y (M_y) pueden orientarse como se deseé. El dibujo se realiza representando por una poligonal continua el conjunto de puntos (N_u, M_{xu}, M_{yu}), que se obtienen en una determinada orientación (α_0) del plano de deformaciones. Resulta una quebrada alabeada salvo en los casos $\alpha = 0^\circ$ y $\alpha = 90^\circ$, en que tenemos flexión plana contenida en un plano de simetría de la sección.

A continuación, la máquina calcula los puntos de intersección de todas estas poligonales con un conjunto de planos ($N_u = \text{cte}$), elegidos libremente. Se obtienen así cur-

(*) Propiedad sólo válida en rigor para secciones armadas con acero pasivo.

COOP. VERTICE - SECCION HORNIGON:

CUADRO DE ACTIVOS:

C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
0,325	0,000	0,000	0,000	0,000	0,375	-0,375	0,000	0,000	0,000
0,375	0,000	0,000	0,000	0,000	0,375	-0,375	0,000	0,000	0,000
0,375	0,000	0,000	0,000	0,000	0,100	-0,100	0,000	0,000	0,000
0,325	0,000	0,000	0,000	0,000	0,050	-0,050	0,000	0,000	0,000
-0,325	0,000	0,000	0,000	0,000	0,100	-0,100	0,000	0,000	0,000
-0,375	0,000	0,000	0,000	0,000	0,050	-0,050	0,000	0,000	0,000
-0,325	0,000	0,000	0,000	0,000	0,100	-0,100	0,000	0,000	0,000
-0,375	0,000	0,000	0,000	0,000	0,050	-0,050	0,000	0,000	0,000
-0,325	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

CUADRO DE DEBERES:

C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7	C8	C9	C10
-0,325	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,250	-0,250	0,000	0,000	0,000
-0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,250	-0,250	0,000	0,000	0,000
0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	0,200	0,200	0,000	0,000	0,000
0,350	0,000	0,000	0,000	0,000	0,150	0,150	0,000	0,000	0,000
0,350	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,150	-0,150	0,000	0,000	0,000
0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	-0,200	-0,200	0,000	0,000	0,000
-0,300	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000
-0,350	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000	0,000

CUADRO DE AGREGADOS :

TIPO 1 = PASIVO SUP. NAT.

TIPO 2 = PASIVO EST. FRIOS

TIPO 3 = ACTIVO TRATADO

TIPO 4 = ACTIVO TRATADO

GRUPO	TIPO	DEBERES	X	Y	T.PRHTE	DEF.PRH.HORNIGON
1	3	1 # 11	-0,32	-0,30	9,5	-0,0004
2	3	1 # 11	-0,23	-0,30	9,5	-0,0004
3	3	1 # 11	-0,14	-0,30	9,5	-0,0004
4	3	1 # 11	-0,05	-0,30	9,5	-0,0004
5	3	1 # 11	0,05	-0,30	9,5	-0,0004
6	3	1 # 11	0,14	-0,30	9,5	-0,0004
7	3	1 # 11	0,23	-0,30	9,5	-0,0004
8	3	1 # 11	0,32	-0,30	9,5	-0,0004
9	3	1 # 11	0,32	0,30	9,5	-0,0004
10	3	1 # 11	0,23	0,30	9,5	-0,0004
11	3	1 # 11	0,14	0,30	9,5	-0,0004
12	3	1 # 11	0,05	0,30	9,5	-0,0004
13	3	1 # 11	-0,05	0,30	9,5	-0,0004
14	3	1 # 11	-0,14	0,30	9,5	-0,0004
15	3	1 # 11	-0,23	0,30	9,5	-0,0004
16	3	1 # 11	-0,32	0,30	9,5	-0,0004

CALIBRACIONES MATERIALES :

FCD = 2000 T/CH2, ECU = -0,0030

FYD = 0,000 T/CH2, E.LIN. = 0,0000

FFYD = 13,300 T/CH2.

TIPO # 1

TIPO # 3

ALFA = 20,0 GR.SEGN.

VERT. SUP. I 51 D. = 0,440

INF. I 11 D. = -0,440

CANTO TOTAL = 0,000

ARR. SUP. I 161 D. = 0,390

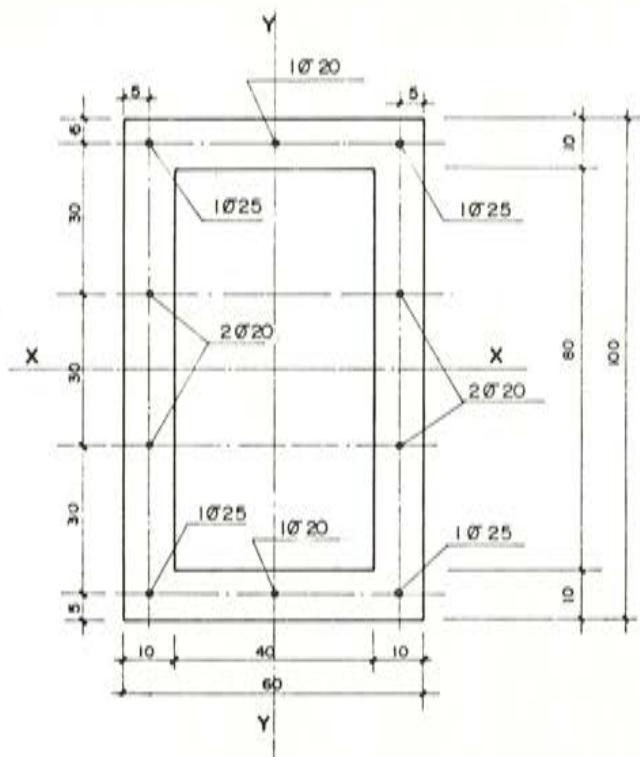
INF. I 63 D. = -0,390

TRAPECIOS PRALES I 19

TOTAL TRAPECIOS I 56

AREA INTEGRADA I 0,23750

D5	D1	X0	HCU	HCUX	HCUY	HSD	HSDX	HSDY	HU	HUX	HUY
100	100	0,00	0,0	0,0	0,0	217,1	-0,0	0,0	217,1	-0,0	0,0
67	102	0,00	0,0	0,0	0,0	213,6	0,8	-0,1	213,6	0,8	-0,1
33	104	0,00	0,0	0,0	0,0	208,9	1,9	-0,3	208,9	1,9	-0,3
0	106	0,00	0,0	0,0	0,0	199,9	4,3	-1,1	199,9	4,3	-1,1
-6	106	0,05	-1,7	0,6	-0,5	196,5	5,2	-1,5	194,8	5,8	-2,0
-12	107	0,09	-9,9	3,1	-2,8	192,7	6,3	-2,0	182,3	9,6	-4,8
-18	107	0,13	-24,8	7,7	-6,2	187,1	7,0	-3,6	162,3	15,6	-8,7
-24	108	0,16	-43,1	13,1	-9,3	161,2	9,7	-3,0	136,1	22,0	-12,3
-30	103	0,19	-62,2	18,7	-11,1	174,0	11,5	-3,4	112,6	30,2	-14,6
-36	97	0,21	-70,4	21,0	-11,3	171,4	12,0	-3,9	101,0	33,0	-14,6
-42	67	0,23	-86,4	23,8	-11,2	167,7	12,4	-3,1	77,3	36,2	-14,4
-48	76	0,25	-92,6	27,2	-10,7	163,6	12,9	-2,9	71,1	40,0	-13,6
-54	65	0,28	-108,2	31,4	-9,5	159,3	13,3	-2,6	51,1	44,6	-12,1
-60	55	0,31	-127,0	36,0	-7,3	154,7	13,6	-2,4	26,9	49,9	-9,7
-66	44	0,36	-148,6	41,3	-4,6	149,7	13,8	-2,2	1,0	55,0	-7,0
-72	34	0,41	-168,0	45,3	-2,8	143,8	13,7	-2,0	-24,2	59,0	-4,8
-78	23	0,50	-107,1	48,0	-1,4	136,6	13,3	-1,9	-50,5	61,3	-3,3
-84	15	0,62	-212,3	47,9	-1,4	126,1	11,0	-1,9	-66,2	59,7	-3,3
-90	2	0,63	-292,9	30,2	-6,1	111,4	9,1	-1,6	-181,5	39,3	-7,7
-96	3	0,63	-292,9	30,2	-6,1	111,4	9,1	-1,6	-181,5	39,3	-7,7
-102	8	0,63	-292,9	30,2	-6,1	111,4	9,1	-1,6	-161,5	39,3	-7,7
-108	2	0,63	-292,9	30,2	-6,1	111,4	9,1	-1,6	-192,8	36,5	-7,4
-114	-4	0,68	-312,6	25,0	-5,4	108,7	8,6	-1,5	-203,9	33,6	-6,9
-120	-9	0,68	-345,4	16,0	-3,5	105,7	6,9	-1,2	-239,7	22,9	-4,6
-126	-15	0,68	-378,9	9,0	-1,9	102,7	5,2	-0,9	-266,2	14,2	-2,0
-132	-12	0,68	-389,2	4,0	-0,9	99,7	3,4	-0,6	-269,4	7,4	-1,5
-138	-16	0,68	-400,1	1,0	-0,2	96,7	1,7	-0,3	-303,4	2,7	-0,5
-144	-20	0,68	-400,7	-0,0	-0,0	93,8	-0,0	0,0	-310,0	-0,0	-0,0



S # 101

F_{cd} = 2000 ton/m²
 ϵ_{cu} = 0,0035
 F_{yd} = 3820 kg/cm²
 ACERO Q²³⁵ ESTIRADO EN FRÍO

Figura 8.

vas de nivel de la superficie de interacción que, dado el proceso seguido, serán frecuentemente interiores a la misma, dando resultados que quedan ligeramente del lado de la seguridad.

En las figuras 9, a y b, pueden verse dos representaciones (en caballera y axonométrica), de la superficie de interacción de la sección de la figura 8. Aparecen dibujadas las 10 poligonales espaciales que se indican con $\alpha = 0^\circ, 10^\circ, \dots, 90^\circ$ y 16 líneas (poligonales planas) de nivel, correspondientes a $N_u = 150, 100, 50, 0, -50, -100, \dots, -550, -600$ t. En ambas perspectivas se han tomado iguales escalas según los ejes (M_x) y (M_y), a efectos de facilitar la representación gráfica de un punto cualquiera.

El paso siguiente es calcular las líneas de intersección de los planos meridianos (pasando por el eje N) con la superficie de interacción. Para ello, ésta se representa por medio de sus curvas de nivel, con lo que la poligonal de intersección obtenida vuelve a "interiorizarse" respecto a la superficie real. En la figura 10 se exponen las poligonales de intersección abatidas en un mismo plano, para meridianos correspondientes a $\alpha' = 0^\circ, 22,5^\circ, 45^\circ, 67,5^\circ$ y 90° .

La utilidad de esta última representación es evidente en el caso de que el esfuerzo normal N actúe siempre en una línea (β), que pase por el centro de gravedad de la sección. En ese caso los pares (M_x), (M_y) estarán en una relación fija, y el lugar geométrico de los estados límites de la sección será la intersección de su superficie de interacción con el plano meridiano orientado según la recta $\alpha' = (\pi/2 - \beta)$. Conocida y dibujada la poligonal correspondiente, tenemos un diagrama de interacción ($N_u, M_{\alpha' u}$) al que podemos referir las solicitudes de servicio ($N, M_{\alpha'}$), o las solicitudes de cálculo ($N_d, M_{\alpha' d}$), para obtener coeficientes de seguridad globales en el primer caso, o coeficientes de seguridad complementarios en el segundo.

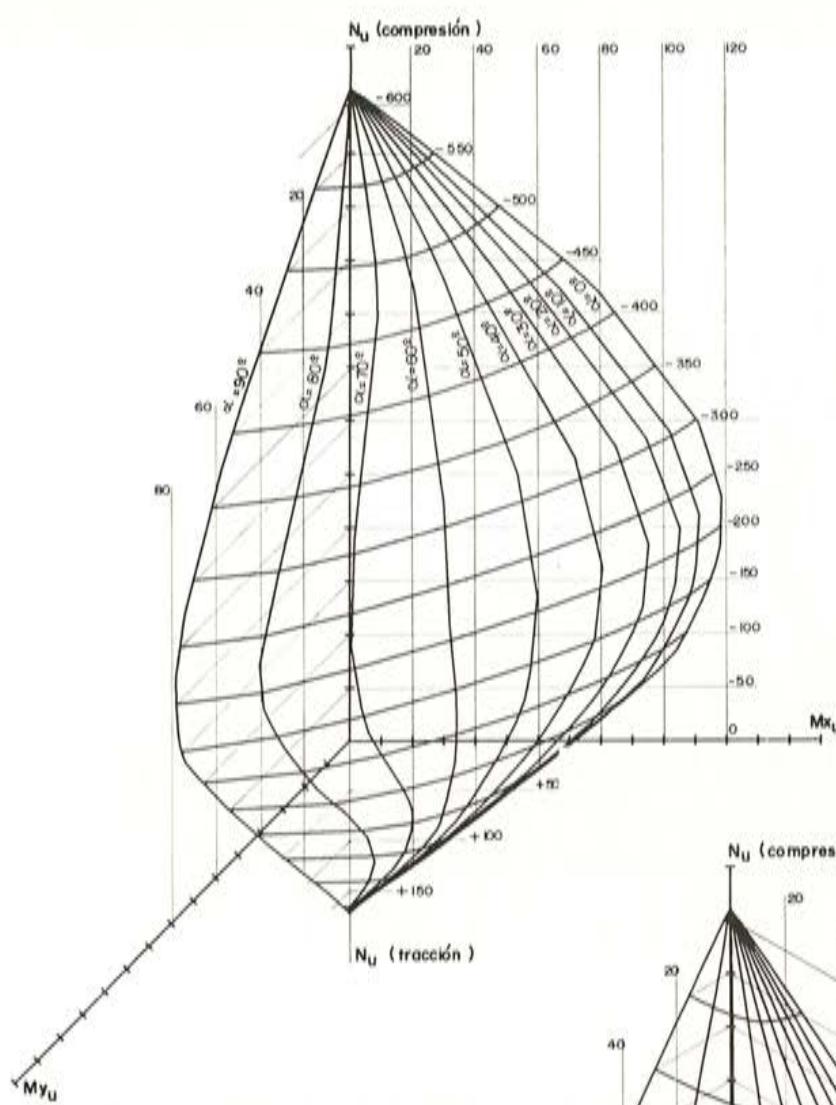


Figura 9, a.

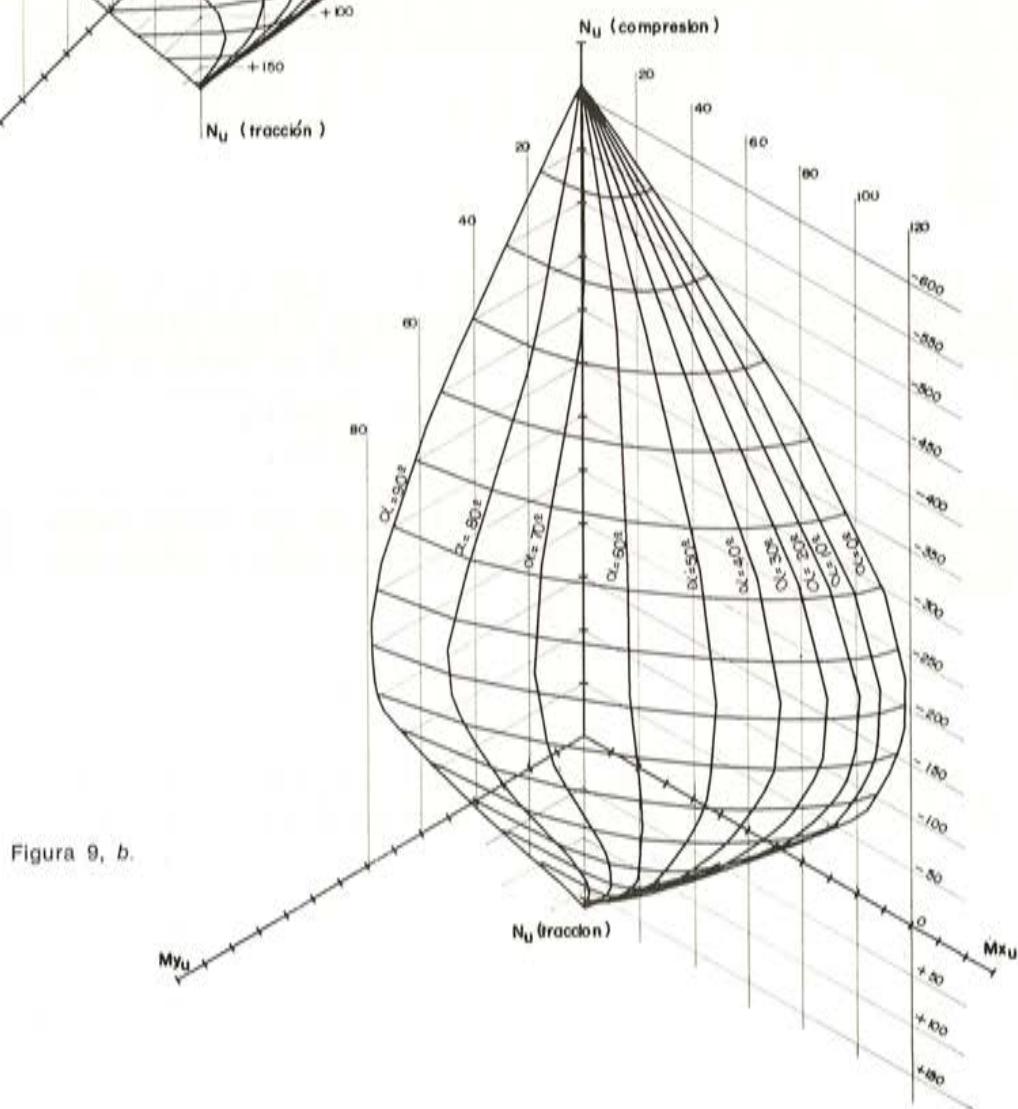


Figura 9, b.

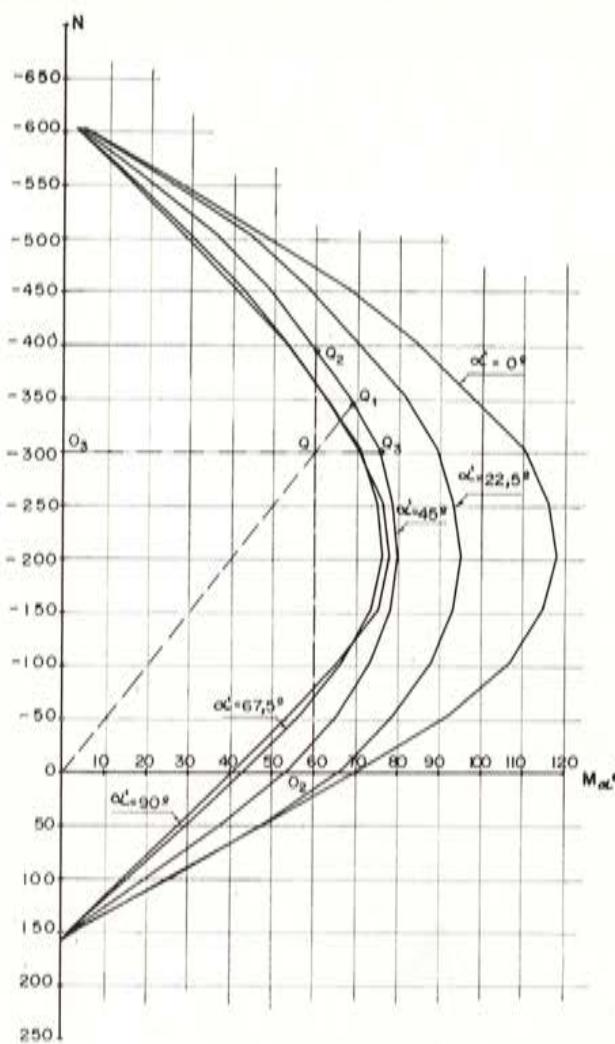


Figura 10.

Como ejemplo de aplicación, si la sección en estudio debe soportar una fuerza normal con valor de servicio de (-200 t), dispuesta en el plano bisectriz de los ejes principales, con una excentricidad máxima de $e_\alpha = 0,20$ m, tendremos con $\gamma_f = 1,50$:

$$N_d = 1,50 \times (-200) = -300 \text{ Tm}$$

$$M_{\alpha'} d = 300 \times 0,20 = 60 \text{ mton.}$$

solicitud definida por el punto Q de la figura 10, que queda interior al diagrama ($N_u - M_{\alpha'} u$) para $\alpha' = 45^\circ$. El coeficiente de seguridad complementario de la solicitud es el valor:

$$\gamma_{f,c} = \frac{\overline{O_2 Q_1}}{\overline{O_2 Q}} \simeq 1.15$$

Si se desea conocer cuál es el coeficiente de seguridad complementario relativo al valor de la fuerza normal manteniéndose constante el par, tendremos:

$$\gamma_{f,c,N} = \frac{\overline{O_2 Q_2}}{\overline{O_2 Q}} \simeq 1.31$$

La seguridad complementaria respecto a un aumento de valor del par sería:

$$\gamma_{f e, M} = \frac{\bar{O}_3 Q_3}{\bar{O}_3 \bar{Q}} \simeq 1.27$$

De un modo análogo pueden obtenerse y dibujarse las curvas (poligonales), intersección de la superficie de interacción con plano ($M_x = \text{cte}$) y ($M_y = \text{cte}$). Tales figuras son útiles cuando se desea conocer la seguridad real de una solicitudación (N, M_x, M_y), en la que se quiere estudiar la variación de (N) y (M_x), manteniéndose constante (M_y), o al revés.

Finalmente, el *plotter* puede dibujar cuantas curvas de nivel ($N_u = \text{cte}$) se deseen. En la figura 11 puede verse la correspondiente a $N_u = -300$ t. Además se ha pedido al ordenador que calcule y dibuje no sólo la curva de nivel correspondiente a la superficie real, sino también las que corresponderían a armaduras proporcionales a las de la figura 8, cuyo coeficiente de proporcionalidad, ω , allí se indica. De este modo, pueden realizarse dimensionamientos estrictos. Por ejemplo, el punto Q de la figura 10 se representa también en la 11, y de ese modo puede verse que una armadura igual al 80 por 100 de la dispuesta (o sea, un conjunto de barras de área unitaria igual al 80 por 100 de la de las barras dispuestas) conduce a un dimensionamiento estricto. No puede hablarse de optimización de armadura porque en este concepto entra ya su distribución, aspecto que aquí tenemos fijado.

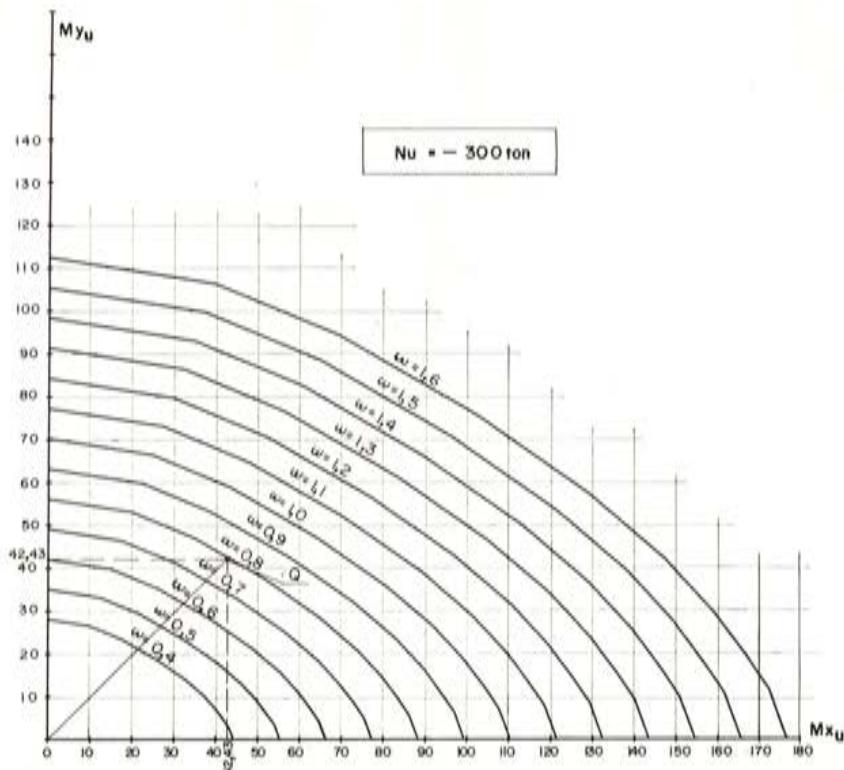


Figura 11.

3.2. En la figura 12 se expone una sección de hormigón doble T simétrica preten-sada con ocho cordones $\oslash 0,5"$ en cada ala. La designamos por ref. S # 111.

En la figura 13, a se han representado, abatidos en el mismo plano, los diagramas de interacción ($N_u - M_{xu}$) y ($N_u - M_{yu}$), dibujando por separado los correspondientes a la

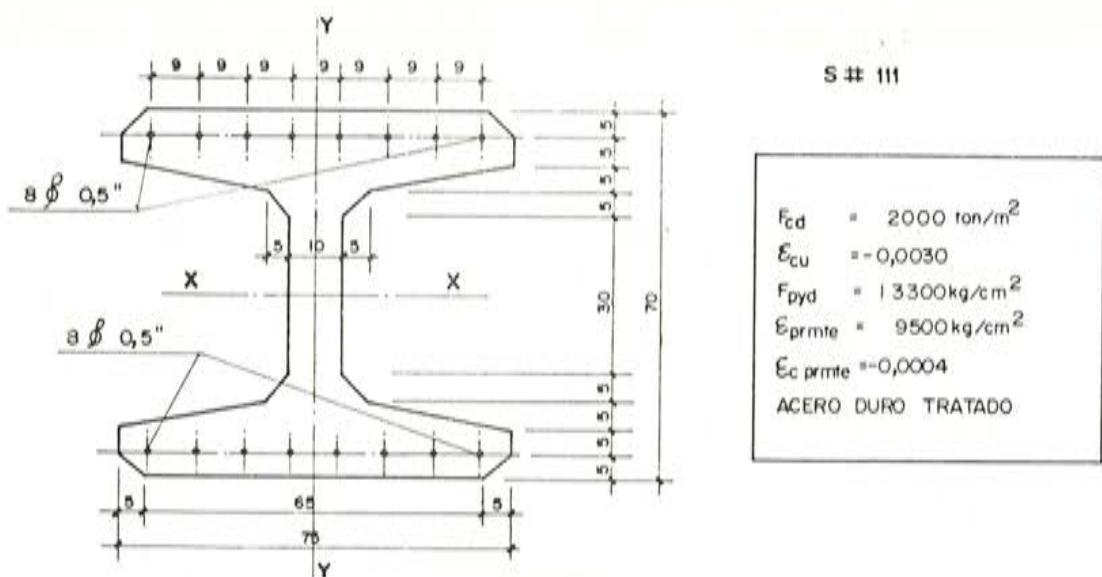


Figura 12.

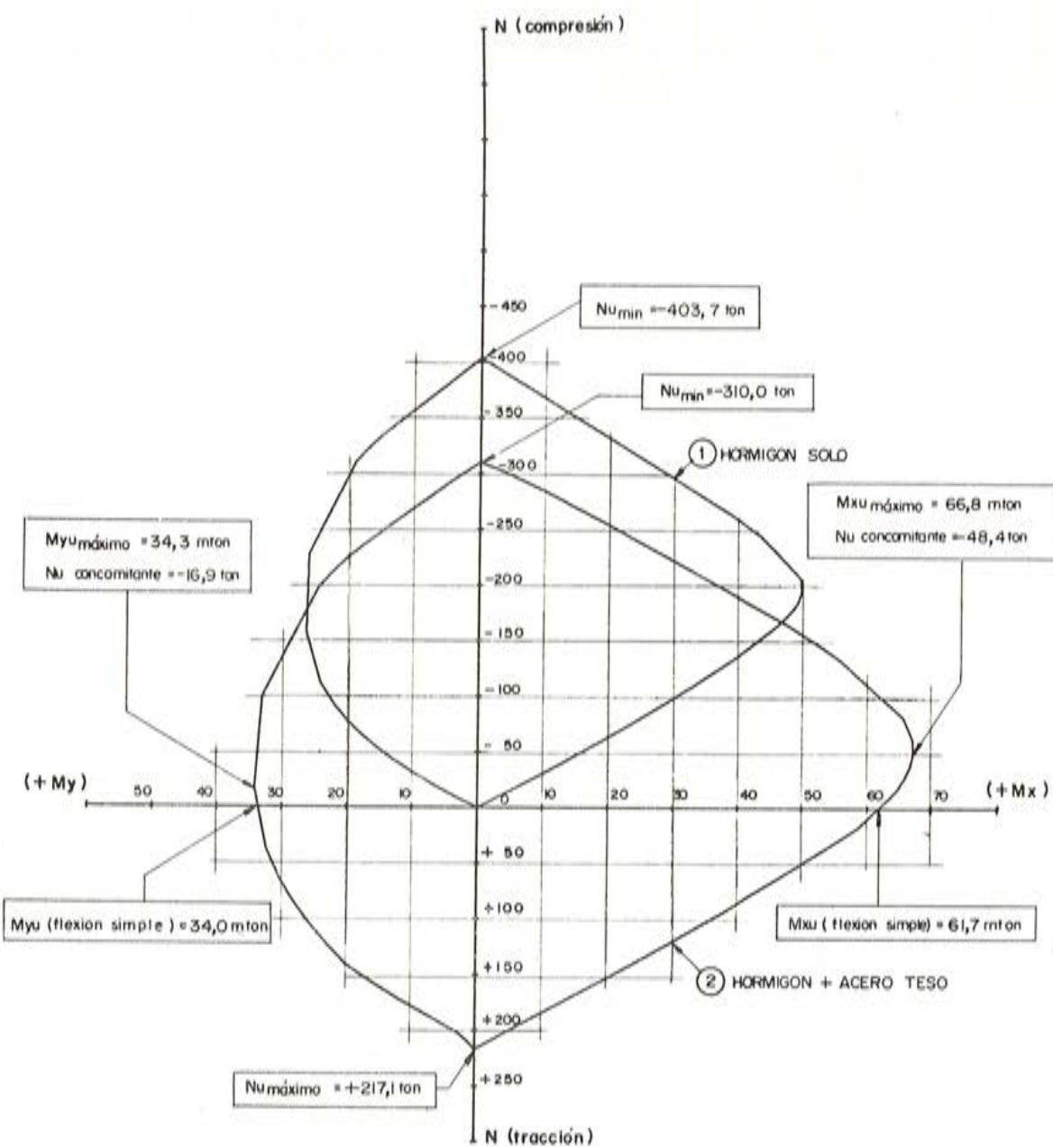


Figura 13, a.

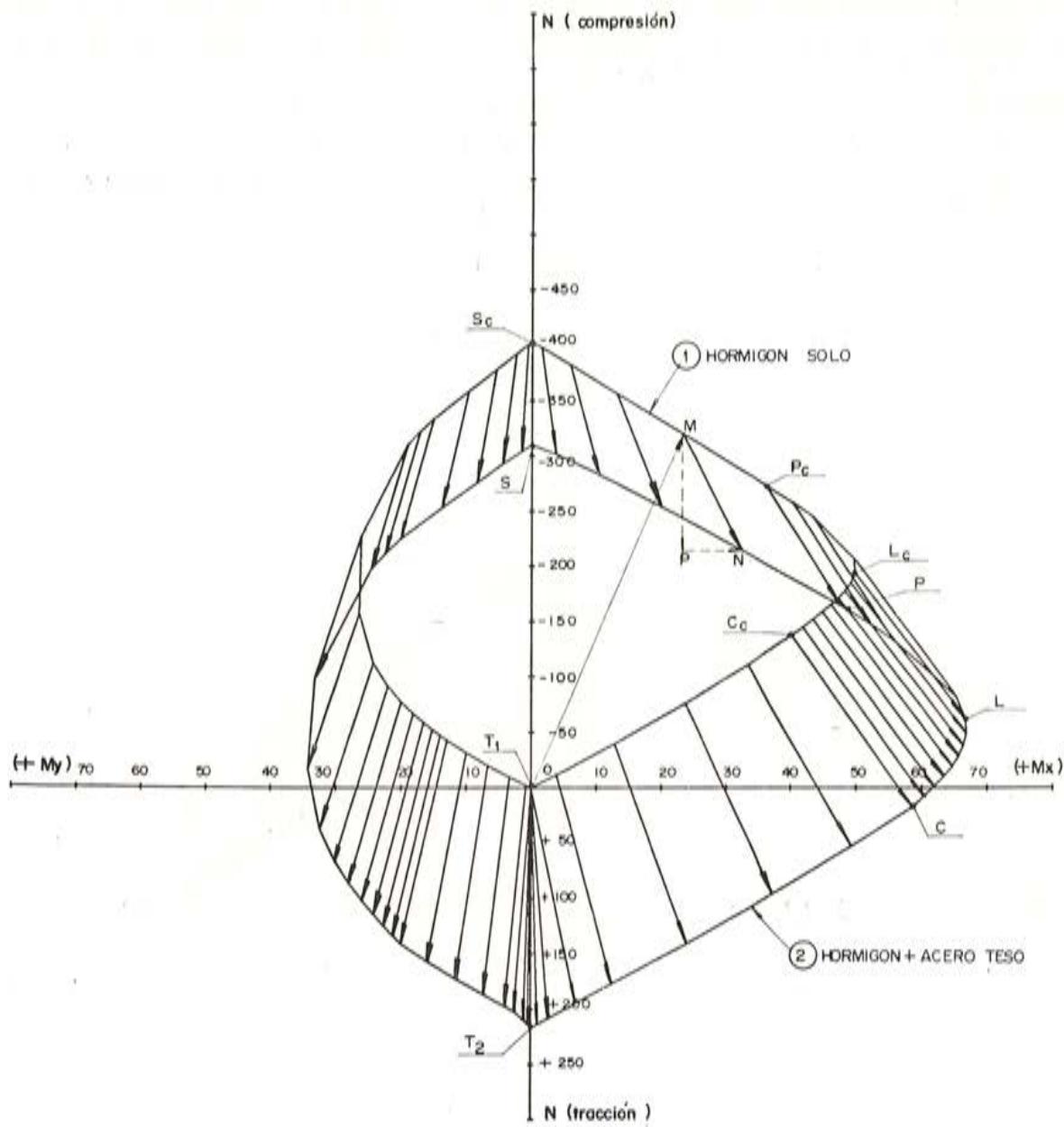


Figura 13, b.

sección de hormigón solo, y al efecto conjunto de hormigón y armaduras. Para mejor visualizar la colaboración de la armadura se ha pedido al *plotter* que repita el gráfico marcando los vectores que establecen el paso de la curva (1) a la (2). Es la figura 13, b. En ella puede observarse que a un punto genérico N de la curva (2) se llega sumando al vector \overrightarrow{OM} representativo de la capacidad resistente del hormigón, el vector \overrightarrow{MN} que representa la del acero, y cuyas componentes MP y PN son, respectivamente, el axil y el momento que la armadura absorbe en el estado límite considerado. Puede verse cómo, en toda la longitud del diagrama, la componente MP va dirigida hacia abajo (en el sentido de tracción) por el hecho claro de que en ningún caso la armadura activa llega a quedar comprimida. Y así, por ejemplo, se visualiza perfectamente la reducción de capacidad portante que en el estado de compresión simple S supone la armadura tesa para la sección de hormigón, cuyo N_u desciende (en valor absoluto) desde -404 hasta -310 t.

Puede también apreciarse cómo el módulo de esta componente vertical M_P desciende continuamente de valor, desde el estado T (tracción simple) al S (compresión simple), pues, en efecto, el paso de T a S se produce a través de un continuo acortamiento de las fibras de la sección, que obligan a un descenso correlativo de la tensión de las armaduras.

A continuación hemos analizado otra sección idéntica a la anterior en hormigón, pero con pretensado compuesto por ocho cordones $\varnothing 0,5"$ en un solo ala. Designada con la referencia $S \# 112$, su diagrama ($N_u - M_{xu}$) puede verse en la figura 14.

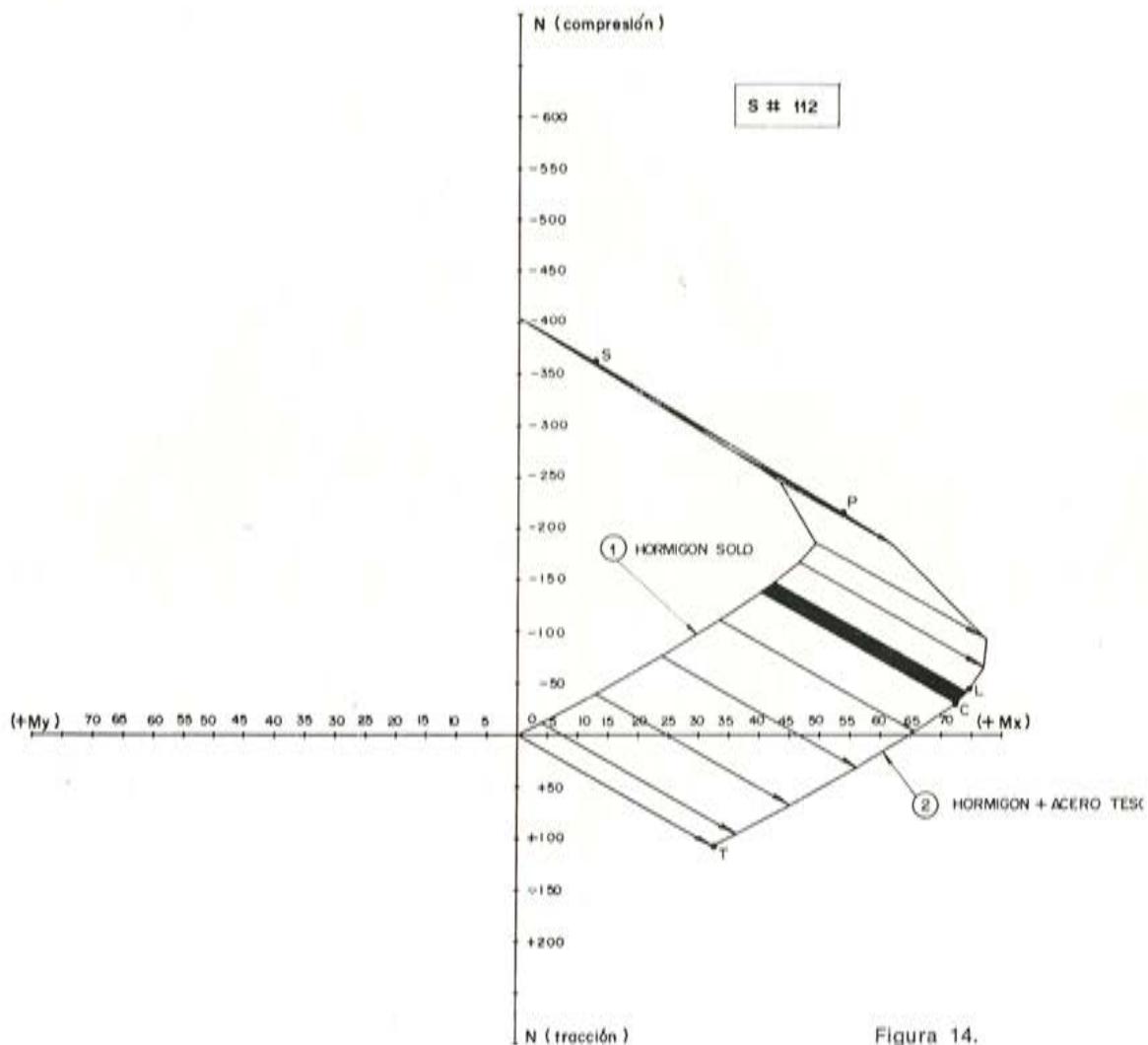


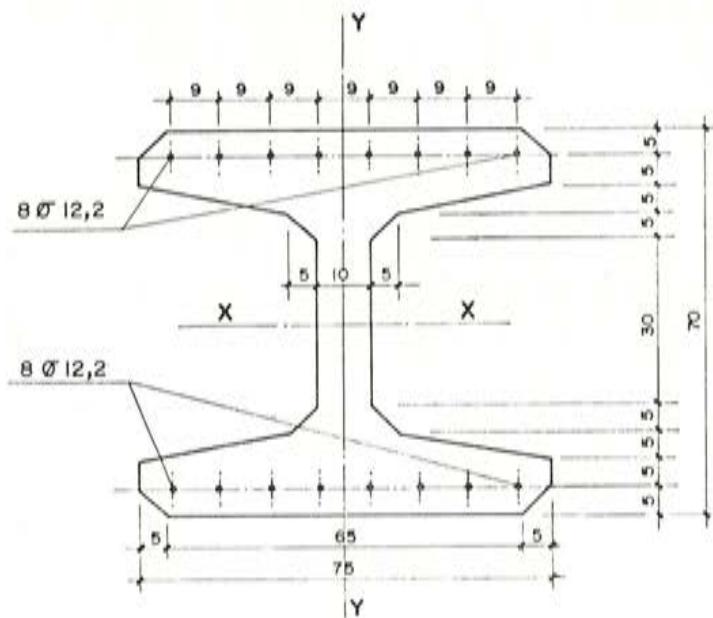
Figura 14.

Por último, se ha analizado la sección $S \# 113$, idéntica en hormigón a las 111 y 112, y armada con barras pasivas que se han estimado equivalentes en precio a las de la $S \# 111$. Hemos contado con una relación de costos de acero teso a armadura pasiva de 1,25, y, por ello, hemos sustituido los 16 $\varnothing 0,5"$ de la sección $S \# 111$, por 16 $\varnothing 12,2$ de acero AE-46, que con $\gamma_s = 1,15$ conduce a $f_y d = 4.000 \text{ kg/cm}^2$ (*).

En la figura 15 puede verse esta sección, y en la figura 16, los dos diagramas abatidos: ($N_u - M_{xu}$) y ($N_u - M_{yu}$).

Se aprecia inmediatamente cómo la armadura pasiva amplifica en todas las direcciones el dominio de resistencia del hormigón solo, a diferencia de lo que ocurría en la sec-

(*) En el momento de escribir este trabajo los precios del kilogramo de armadura pasiva y activa adhesiva andaban por las 40 y 50 pesetas, respectivamente. Unos meses después esa proporción ha cambiado radicalmente.



S # 113

$E_{cd} = 2000 \text{ ton/m}^2$
 $\varepsilon_{cu} = 0,0030$
 $F_{yd} = 4000 \text{ kg/cm}^2$
 ACERO Ø LAMINADO EN CALIENTE

Figura 15.

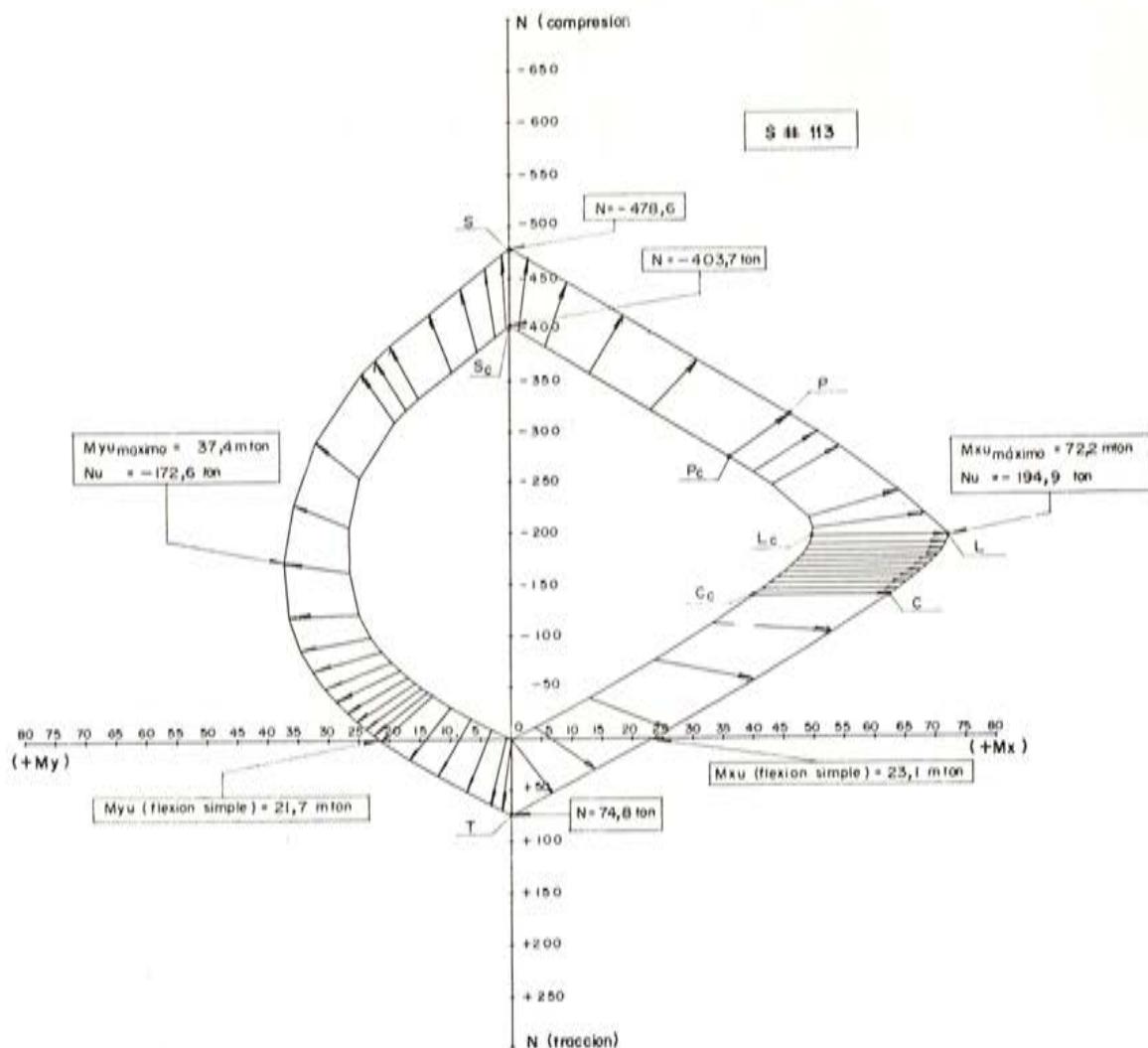


Figura 16.

ción # 111 y en menor grado en la # 112. Es también interesante hacer notar que entre los estados límites C y L los vectores representativos de la capacidad resistente del acero son equipolentes y además horizontales. Ello es debido al doble hecho de que la armadura es simétrica respecto al eje ($x-x$) y que se trata de acero de dureza natural, el cual para deformaciones superiores a la límite ϵ_y se encuentra a tensión (tracción o compresión) constante. Al tener entre C y L (en rigor este fenómeno empieza antes de C , como se aprecia en el diagrama) deformaciones de tracción y compresión en ambos grupos de armaduras superiores a ϵ_y , la respuesta del acero son dos fuerzas constantes, iguales y contrarias, que dan flexión (M_x) con resultante nula. De ahí la horizontalidad y la igualdad de dichos vectores. No hace falta aclarar que el punto, anterior a C en que este fenómeno comienza, es el estado límite en que se alcanza la deformación de acortamiento — ϵ_y en el grupo de barras superiores.

Finalmente, y como resumen práctico de estos tres análisis, se han superpuesto los diagramas ($N_u - M_{xu}$) en un solo gráfico (fig. 17).

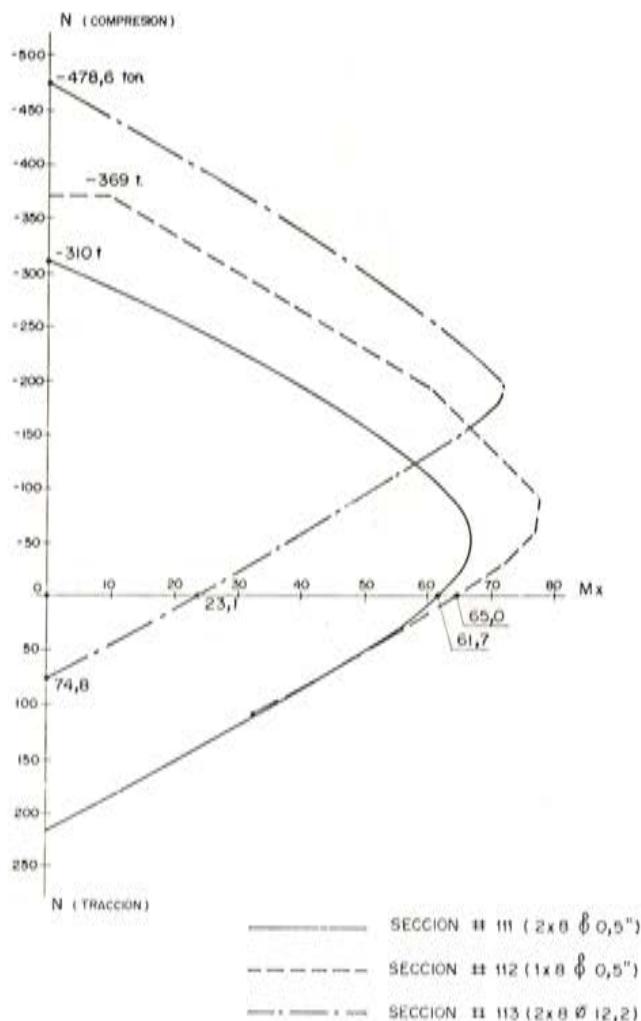


Figura 17.

Se aprecia la superioridad clara de la sección con pretensado máximo en la zona próxima a T , y su inferioridad respecto a la armada de igual coste en la zona de axiles de compresión creciente. El pretensado simétrico sólo tiene sentido (además de en caso de tracción) cuando haya que resistir flexiones de ambos signos, pues el diagrama de la sección con la mitad de pretensado excéntrico envuelve prácticamente al de pretensado

centrado, y en flexión simple (de signo conveniente) absorbe $M_{xu} = 65,0$ mton frente a 61,7 mton el otro.

En cuanto al dimensionamiento estricto con armaduras tesas, ya no puede decirse que una variación (k) de las armaduras modifique proporcionalmente el vector representativo de la capacidad resistente del acero, ya que la deformación (ϵ_p) en el agotamiento vimos que era suma de $\epsilon_{p0} + (\epsilon_{p1} - \epsilon_{e0})$. Al variar la cuantía de armadura tesa manteniendo su pretensión inicial, se modifica el acortamiento permanente del hormigón ϵ_{e0} y también, en menor medida, ϵ_{p0} . No se pueden ya plantear rigurosamente ábacos como el de la figura 11 para dimensionamiento estricto a menos de complicar mucho el proceso. Es la consecuencia directa de haber introducido una nueva variable: la tensión inicial a dar al acero duro.

3.3. Se estudia finalmente un caso de indudable interés práctico, como es el de una sección de forjado compuesta por semivigueta pretensada, y capa superior de hormigón in situ, sometida a flexión negativa. Es el caso, tan corriente, de las secciones de apoyo intermedio de los forjados continuos, armados superiormente con barras de armadura pasiva. En la figura 18 puede verse una sección de este tipo.

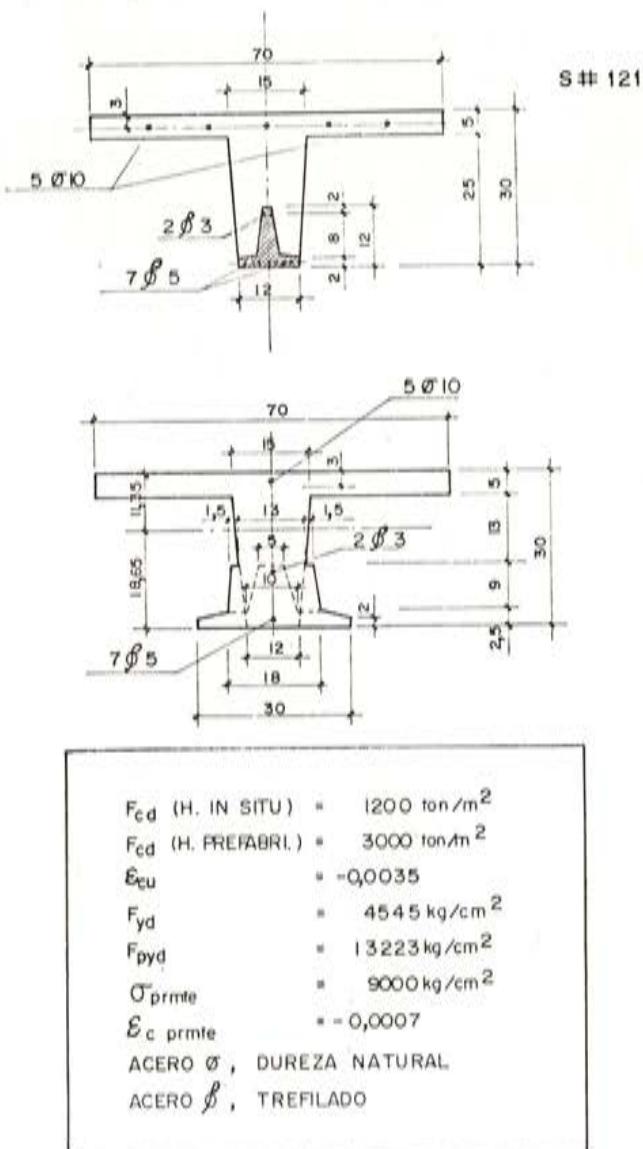


Figura 18.

Respecto al hormigón ocurre que el de la pieza prefabricada suele ser de calidad superior al otro. Como no nos interesa estudiar más que el caso de flexión plana, contenida en $(y - y)$ resolvemos este problema homogeneizando la sección en hormigón corriente, para lo cual basta amplificar los anchos horizontales de fibras de la viga en la proporción, en este caso de:

$$\frac{f_{cd} \text{ vigueta}}{f_{cd} \text{ in situ}} = \frac{300}{120} = 2.5$$

Respecto al acero teso hay que hacer notar que estamos en el extremo de la viga, en la zona de transmisión del esfuerzo de pretensado. Este es nulo en el extremo de la pieza y crece hasta su valor máximo en una longitud que puede estar comprendida entre 30 y 100 diámetros del alambre, dependiendo no sólo de la superficie de éste, sino también de la calidad del hormigón. Como al alejarnos del apoyo el flector negativo baja y la precompresión de la suela de la viga aumenta no es fácil saber *a priori* cuál es la sección crítica, cuya seguridad a rotura es más estricta, y cuya verificación dispensa de comprobar las secciones adyacentes. Probablemente sería suficiente hacer dos comprobaciones, una en el eje de apoyo donde el flector negativo es máximo y el pretensado de la viga es nulo, y otra al final de la longitud de transmisión, donde el flector ha disminuido respecto al de apoyo y, en cambio, el pretensado actúa con toda su intensidad.

Aquí hemos realizado el análisis estimando una tensión permanente en los alambres de 90 kg/mm². El plano de deformaciones ha recorrido la totalidad de dominios de agotamiento, partiendo de tracción simple (T), llegando hasta compresión simple (S), y regresando hasta (T) para cerrar el diagrama de flexión plana ($N_u - M_{xu}$), diagrama que puede verse en la figura 19.

La asimetría de armadura respecto a $(x - x)$ hace que los puntos (S) y (T) queden fuera del eje de ordenadas de acuerdo con lo dicho sobre el baricentro plástico de compresión y tracción de la sección. En cambio, el hecho de que el punto S_e del diagrama de hormigón sólo esté fuera del eje $(y - y)$ se debe a haber suministrado a la máquina con insuficiente exactitud la posición del centro de gravedad de la sección de hormigón. Puede verse cómo en flexión positiva, los vectores de colaboración de armadura dan una componente considerable de (M_x) , llegando a ser entre C y L casi horizontales (a diferencia del diagrama de la figura 16 existe aquí, en esta zona, una componente de tracción), mientras que en flexión negativa tienden a colocarse casi verticales, dando una componente de flexión negativa prácticamente nula. La explicación física de este resultado se basa en el hecho de que entre los estados C' y L' las armaduras media e inferior siguen estando en tracción, y la resultante de las tracciones de los tres grupos de armaduras pasa muy cerca del eje $(x - x)$.

Para estimar en qué medida el pretensado de las viguetas disminuye la capacidad resistente de la sección compuesta frente a momentos negativos, hemos calculado a mano el momento último que resiste la sección de hormigón junto con las barras pasivas superiores. Empleando un diagrama de tensiones rectangular de valor $0,85 f_{cd}$ en el hormigón, se llega a:

$$M'_{u} = 4,167 \text{ mton.},$$

con lo que:

$$\frac{M_u}{M'_{u}} = \frac{3,60}{4,16} = 0,86$$

y la pérdida de capacidad resistente es de un 14 por 100.

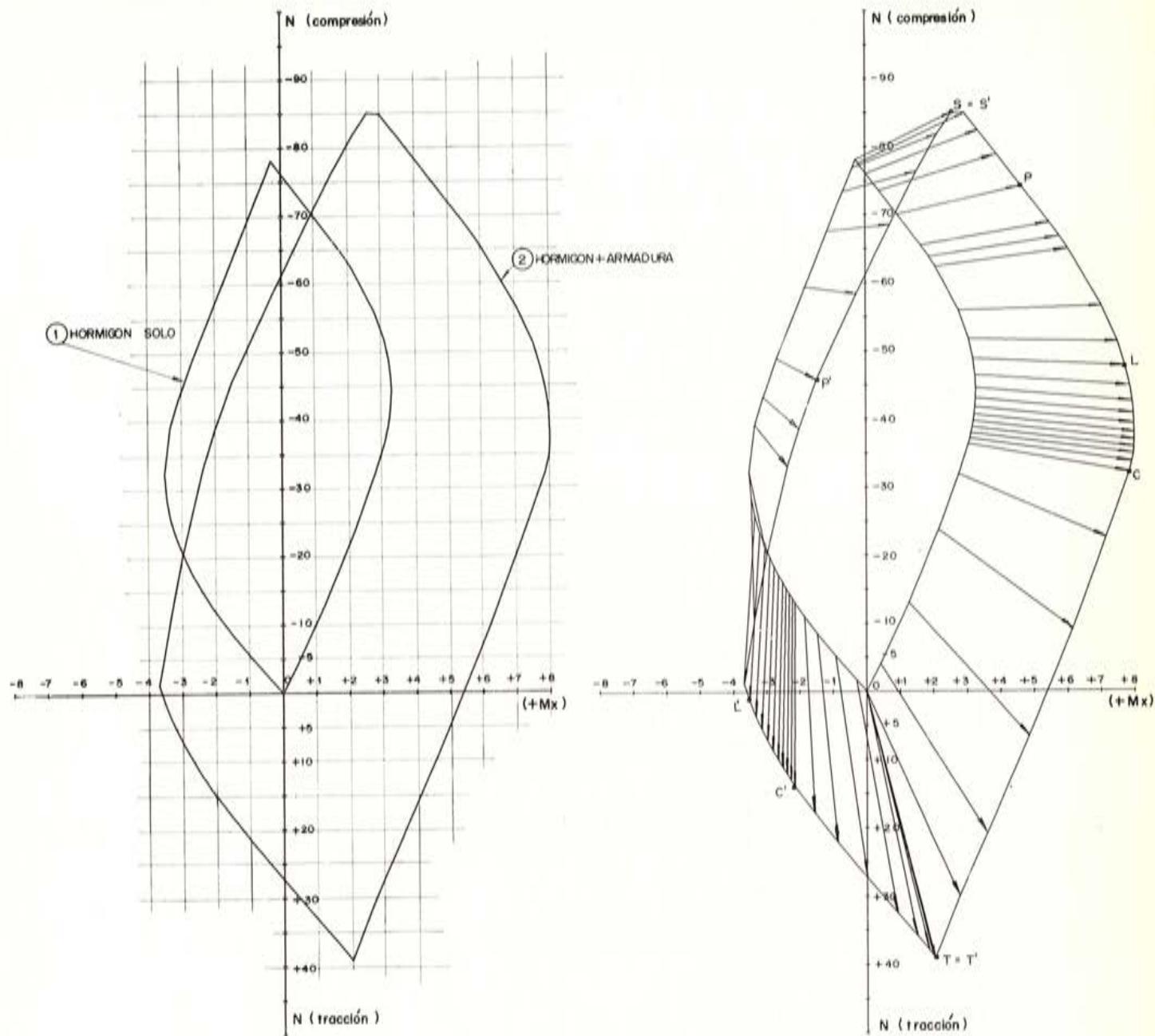


Figura 19.

Pero como esto ocurre al final de la longitud de transmisión, que podemos suponer del orden de $50 \text{ cm} \simeq 25 \text{ cm}$ el efecto del pretensado sólo será crítico si el momento en tal sección, M_1 , supera al 86 por 100 del momento en la sección de apoyo.

Si tenemos una luz de vano L , y una carga uniforme como en forjados suele ocurrir, aproximadamente será:

$$M_{\text{apoyo}} \simeq PL^2/10$$

$$V_{\text{apoyo}} \simeq PL/2$$

$$M_1 \simeq \frac{PL^2}{10} - \frac{PL}{2} \times 0,25 = \frac{PL^2}{10} \left(1 - \frac{10}{L} \times \frac{0,25}{2} \right) = M_{\text{apoyo}} \left(1 - \frac{1,25}{L} \right)$$

$$M_1 \text{ será crítico si: } \left(1 - \frac{1,25}{L} \right) > 0,86$$

O sea, si $L > 8,93$ m, valor superior a las luces normales de forjados. Esto puede explicar el satisfactorio comportamiento de los forjados continuos de semiviguetas pretensadas, cuyas secciones de apoyo se dimensionan sin contar con el efecto desfavorable de la precompresión de la suela inferior.

Un planteamiento más directo de este problema consiste en considerar el estado tensional de la sección en el agotamiento. Emplearemosmos el diagrama rectangular de compresiones en el hormigón, pero el sentido físico es el mismo para cualquier otro diagrama.

La idea base es que en flexión simple la resultante de tensiones normales internas de la sección es nula. O sea, que el volumen de compresiones ha de ser igual en módulo a la resultante de tracciones. Hemos visto antes que el acero duro cuya tensión permanente alcance un mínimo de 65 kg/mm^2 no puede llegar a quedar comprimido en el agotamiento. Partiendo, pues, de que nuestro acero alcanza esta cifra, podemos afirmar que en el estado límite último, los tres grupos de acero están en tracción, y por consiguiente las compresiones en el hormigón deben equilibrar a la suma de los tres esfuerzos de tracción. En la figura 20 puede verse la situación.

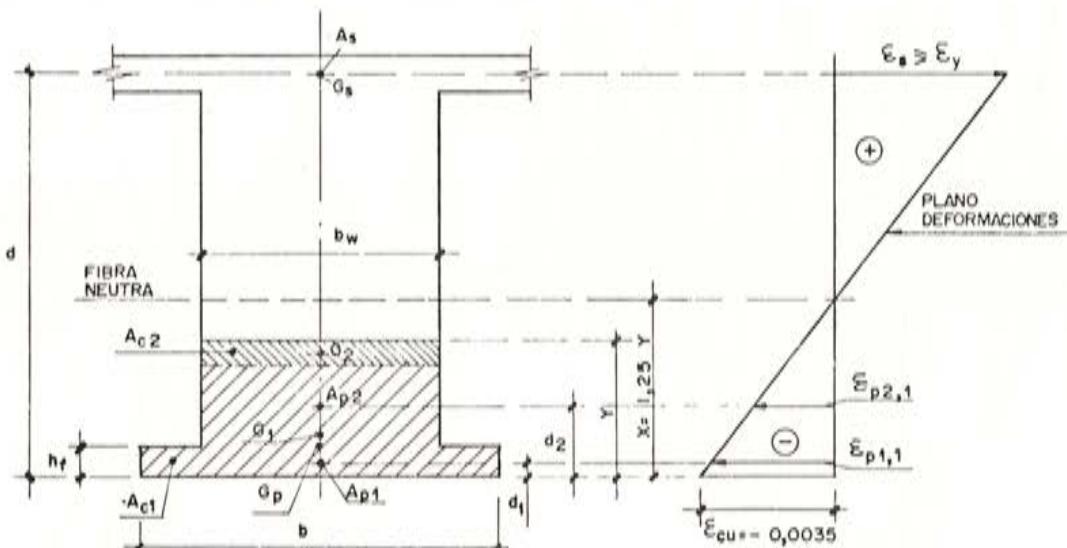


Figura 20.

En ella se representan:

A_s = Armadura pasiva superior.

A_{p1} = Armadura tesa del talón inferior de la viga.

A_{p2} = Idem de la zona superior de la viga.

y = Profundidad del diagrama rectangular de compresiones.

x = Profundidad de la fibra neutra ($= 1,25 y$).

La zona de hormigón comprimido se representa rayada en la figura 20, y dividida en dos partes, que llamamos A_{p1} y A_{p2} .

A_{p1} es el área necesaria para equilibrar la tracción de la armadura A_s . Y como esta armadura estará dimensionada para que alcance $\varepsilon_s \geq \varepsilon_y$ tendremos:

$$A_{p1} = \frac{A_s \cdot f_{yd}}{0,85 f_{cd}}$$

A_{p2} es el área necesaria para equilibrar la tracción que en el agotamiento de la sec-

ción alcanzan los dos grupos de armaduras pretensas A_{p1} y A_{p2} . Si sus tensiones individuales son σ_{p1} y σ_{p2} tendremos:

$$A_{c2} = \frac{A_{p1} \cdot \sigma_{p1} + A_{p2} \cdot \sigma_{p2}}{0,85 f_{cd}} = \frac{N_p}{0,85 f_{cd}}$$

Sean G_1 y G_2 los centros de gravedad de las áreas de hormigón A_{c1} y A_{c2} .

Sea G_p el centro de gravedad de los esfuerzos de tracción ($A_{p1} \cdot \sigma_{p1}$) y ($A_{p2} \cdot \sigma_{p2}$) aplicados en las armaduras activas.

La flexión interna de la sección en el agotamiento será suma de dos pares, provocados el primero por la tracción de A_s y la compresión de A_{c1} y el segundo por la tracción ($A_{p1} \cdot \sigma_{p1} + A_{p2} \cdot \sigma_{p2}$) aplicada en G_p y la compresión de A_{c2} . De modo que:

$$M_u = A_s f_{yd} \cdot z_s + N_p \cdot z_p$$

El primer sumando representa el momento último de la sección con sólo la armadura pasiva superior. En él $z_s = G_s G_1$.

El segundo término es la contribución de la armadura activa. El brazo de palanca (z_p) es la distancia entre G_p y G_2 , ocurriendo que cuando G_p queda por arriba de G_2 esta colaboración es positiva; o sea, la armadura activa colabora a resistir momento exterior. En cambio, cuando G_2 sube por encima de G_p estamos en colaboración negativa; o sea, el acero tesó reduce la capacidad resistente de la sección.

Físicamente se trata de que el área de hormigón A_{c2} precisa para dar un volumen de compresiones igual a $-N_p$, tenga su centro de gravedad por debajo o por encima de G_p . Ello depende evidentemente del valor de N_p , pero también de la importancia de A_s (que determina el área A_{c1}), o lo que es lo mismo, del grado de aprovechamiento de la sección.

La mayor dificultad para un cálculo rápido del momento último está en que para conocer N_p se necesitan σ_{p1} y σ_{p2} , que dependen de $\varepsilon_{p1,1}$ y $\varepsilon_{p2,1}$ y éstas a su vez dependen de x (o de y), valor condicionado por el equilibrio interno en el que interviene N_p .

Termínaremos dando la ecuación que permite hallar la altura del bloque de compresiones (y), para una sección como la de la figura 20, ecuación que es del tipo:

$$Ay^2 + By + C = 0,$$

en la que los coeficientes valen:

a) Si $y \leq h_f$:

$$\begin{aligned} A &= 0,85 f_{cd} \cdot b \\ B &= -U_0 \\ C &= -0,0028 E_p \sum_{i=1}^n A_{pi} d_i \end{aligned}$$

b) Si $y > h_f$:

$$\begin{aligned} A &= 0,85 f_{cd} \cdot b_w \\ B &= 0,85 f_{cd} \cdot (b - b_w) \cdot h_f - U_0 \quad (*) \\ C &= -0,0028 E_p \sum_{i=1}^n A_{pi} \times d_i \end{aligned}$$

siendo:

$$U_0 = U_s + E_p \sum_{i=1}^n A_{pi} (\varepsilon_{pi,0} - \varepsilon_{ei,0} - 0,0035),$$

(*) Para manejar unidades homogéneas, téngase en cuenta que las dimensiones de los coeficientes (A , B , C) son, respectivamente: fuerza/distancia, fuerza y fuerza \times distancia.

y:

- n = número de grupos de armadura activa.
 E_p = módulo elástico del acero duro.
 $\epsilon_{p1,0}$ = deformación del acero duro en estado permanente.
 $\epsilon_{c1,0}$ = deformación del hormigón envolvente en el mismo estado.
 $U_s = A_s \cdot f_{yd}$

Se ha supuesto $\epsilon_{eu} = -0,0035$.

La resolución de la ecuación da (y), valor que permite conocer los $\epsilon_{pi,1}$. O sea, los σ_{pi} , los N_{pi} , y, finalmente, M_u .

Esta ecuación cuadrática es totalmente general, cualquiera que sea el número de las armaduras tesas dentro de la sección, salvo que ha sido deducida suponiendo que el punto representativo de la tensión del acero duro se mueve sobre la recta inicial, de pendiente E_p , en el diagrama tensión-deformación. Será, pues, válida en tanto en cuanto dicha tensión de los diversos grupos de armaduras activas no supere el límite de proporcionalidad. O sea, de un modo práctico, cuando las armaduras tesas queden en la zona comprimida por la flexión.

Por otro lado se ha supuesto que la armadura A_s alcanza f_{yd} en el agotamiento. Si resultara $y > y$ límite tendríamos $\epsilon_s < \epsilon_y$ y $\sigma_s = \varphi_s(\epsilon_s) < f_{yd}$. Sería necesario realizar un nuevo cálculo con $U_s = A_s \cdot \sigma_s$, o bien, como solución más práctica, macizar la sección del forjado.

• • •

El autor desea expresar su reconocimiento a la Sociedad Anónima de Hormigones Especiales (SAHE) por las facilidades encontradas para el empleo de *Plotter*, que han hecho posible la realización de este trabajo.

BIBLIOGRAFIA

MORÁN CABRÉ: "Cálculo de secciones de hormigón armado sometidas a solicitudes normales en el estado límite último", Monografía 301 del I.E.T.C.C.

C.E.B.-F.I.P.: "Recomendaciones internacionales para el cálculo y la ejecución de obras de hormigón", Junio, 1970.

COMITÉ PERMANENTE DEL HORMIGÓN: "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, EH-73".

puente a través de la bahía entre Río de Janeiro y Niteroi (*)

ANTONIO A. NORONHA
Dr. Ingeniero

1. INTRODUCCION

El puente Río-Niteroi es un eslabón vital en la carretera BR-101, que corre a lo largo de la costa atlántica del Brasil, desde el noreste hasta el extremo sur del país. El puente enlaza la ciudad de Río de Janeiro, la antigua capital de la nación, con la ciudad de Niteroi, atravesando la bahía de Guanabara.

Tiene una longitud total de 13.290 m, y puede subdividirse, según el tipo de construcción o estructura, en las siguientes partes (fig. 1):

1. El acceso por Río de Janeiro, que está compuesto por tres viaductos de hormigón pretensado, siendo la superficie total de la estructura de 42.078 m².
2. El viaducto de la Avenida de Río de Janeiro, en hormigón pretensado, de 1.600 metros de longitud y 26,6 m de anchura.
3. Una sección prefabricada, de hormigón pretensado, de 4.912 m de longitud y 26,6 m de anchura.
4. Una sección constituida por vigas cajón metálicas, de 848 m de longitud y 26,6 metros de anchura.
5. Una sección prefabricada, de hormigón pretensado, de 1.632 m de longitud y con la anchura normal de 26,6 m.
6. Una parte de 219 m de longitud, que atraviesa la isla de Mocangue Grande, con dos rampas de acceso a la isla.
7. Una sección prefabricada, de hormigón pretensado, de 1.340 m de longitud y 26,6 m de anchura.
8. Una parte de 176 m de longitud, que atraviesa, mediante zanjas y terraplenes, la isla de Cajú.
9. Un puente de hormigón, construido in situ, de 104 m de longitud y 2.991 m² de superficie.
10. La explanada de peaje, de 424 m de longitud, construida sobre un terreno de relleno.

(*) *Nota editorial.*—Este artículo es la versión en español de la "Technical Publication of Antonio A. Noronha, Serviços de Engenharia, S. A., Río de Janeiro, Brasil, 1974". Agradecemos muy sinceramente a su autor y al ingeniero Ernani su amable autorización para incluir en nuestra revista tan interesante trabajo y el habernos facilitado los originales de las figuras que lo ilustran.

11. El acceso por Niteroi, compuesto por varias rampas y ocho viaductos, con una superficie total de tablero de 22.560 m².

El conjunto de esta excepcional estructura tiene una superficie total construida de 343.353 m². De esta superficie, 320.796 m² corresponden a las estructuras de hormigón pretensado, y 22.557, a las de acero. Los tramos prefabricados de hormigón que cruzan la bahía suponen un total de 210.605 m² de la superficie del puente.

La estructura metálica, situada sobre el canal de navegación, está formada por tramos de 114, 200, 300, 200 y 114 m y posee el tramo más grande, jamás construido, de tablero ortotropo con vigas cajón metálicas.

Hasta la terminación del puente Río-Niteroi, el tramo de mayor longitud con este tipo de estructura era el del río Sava, en Belgrado (Yugoslavia) que tiene 261 m de longitud.

Los tramos, a base de piezas prefabricadas de hormigón a través de la bahía, suman un total de 7.884 m y constituyen una de las construcciones de mayor longitud del mundo, realizadas en hormigón pretensado.

El estudio final técnico de esta estructura se inició en diciembre de 1966, creándose para ello una agrupación filial del Ministerio del Transporte. Para estudiar las posibilidades técnicas y económicas de la obra se otorgó un contrato, en 1967, a un consorcio de firmas. En 1968, el proyecto definitivo de la obra de ingeniería fue iniciado por dos de las firmas que habían participado en el estudio anterior.

Fig. 2. — Vista del puente desde Río de Janeiro.



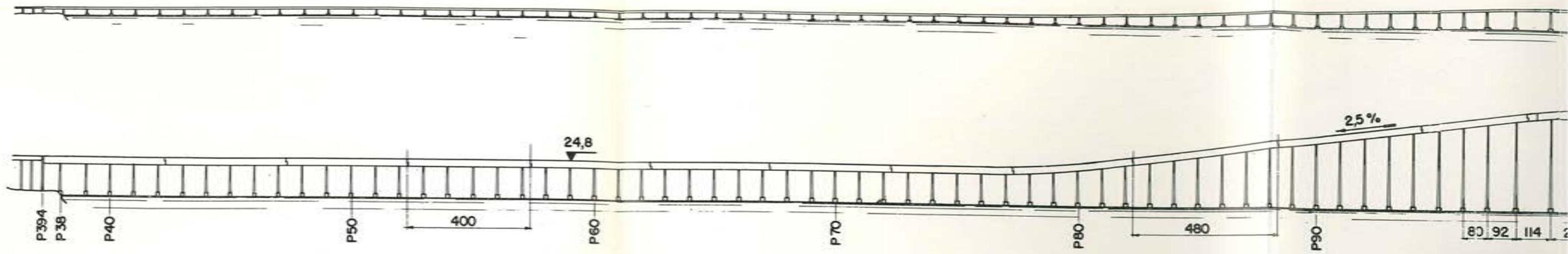
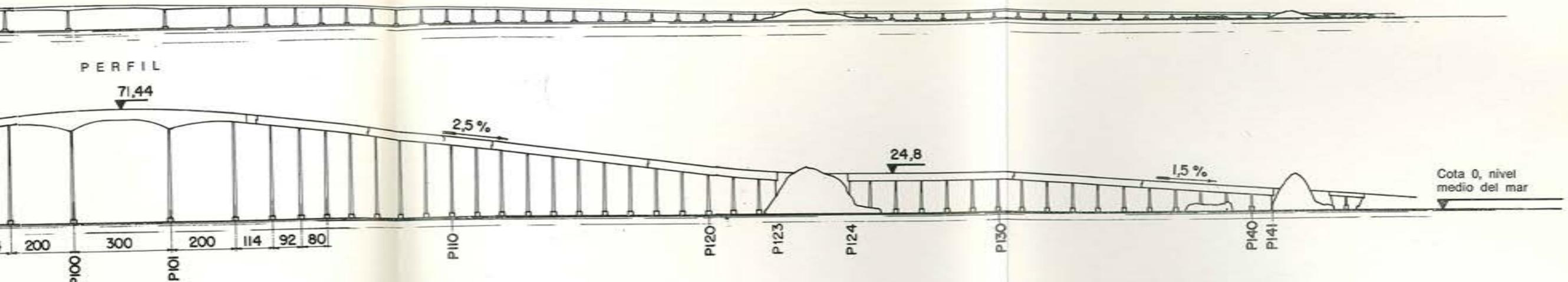
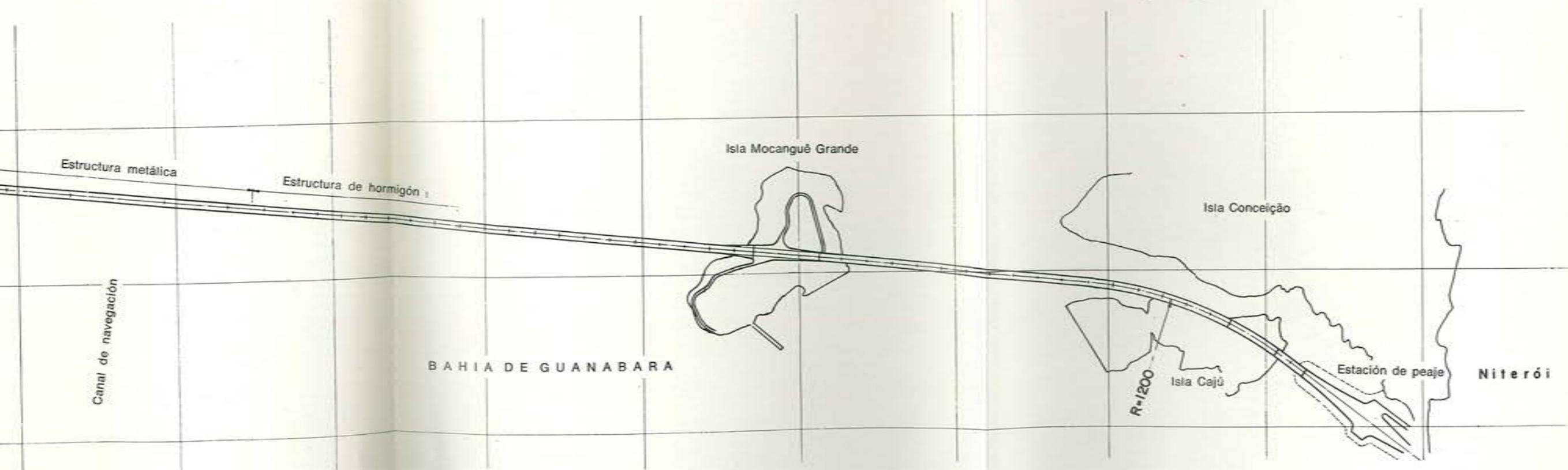


Fig. 1.—Planta general y alzado del puente Río-Niterói

ALZADO



PLANTA



Río-Niterói, sobre la bahía.

El primer contrato para la construcción de los tramos de hormigón se adjudicó en diciembre de 1968, y en abril de 1969 se contrató la construcción de los tramos de la estructura metálica que cruza el canal de navegación. En febrero de 1971, otro consorcio se hizo cargo de esta obra. El puente quedó terminado en marzo de 1974, y se abrió al tráfico el día 5 de dicho mes (fig. 2).

2. CARACTERISTICAS TECNICAS GENERALES DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON QUE CRUZAN LA BAHIA

La estructura de hormigón, situada sobre el mar, comienza al final de la avenida de Río de Janeiro, en la ciudad del mismo nombre, y enlaza con la estructura de acero. Está compuesta por los siguientes tramos: uno, de 60,49 m; cincuenta y nueve, de 80; otro, de 92, y un voladizo, de 40 m, que sustenta una viga cajón metálica de 44 m (fig. 1).

Desde la estructura de acero hasta la isla de Mocangue Grande existen los siguientes tramos: un voladizo de 40 m, un tramo de 92, dieciocho tramos de 80 y un tramo de 60 m. Entre la isla Mocangue Grande y la de Cajú hay los siguientes tramos: uno, de 70 m; quince, de 80, y otro, de 70 m.

En el extremo contiguo a Río de Janeiro, la rasante de la carretera se encuentra a la cota de 24,8 m.

Con objeto de obtener el suficiente gálibo para el paso de los barcos (50 m sobre el nivel medio del mar en la parte correspondiente al canal de navegación) se dio al tablero una pendiente del 2,5 por 100 a ambos lados del mencionado canal. Desde la isla de Mocangue Grande, donde la carretera alcanza otra vez la cota de 24,8 m, la pendiente es del 1,5 por 100 hasta llegar a la isla de Cajú, en donde la rasante está a la cota 13,64 m. En la explanada de peaje, la rasante alcanza la cota más baja, que es de 7,08 m.

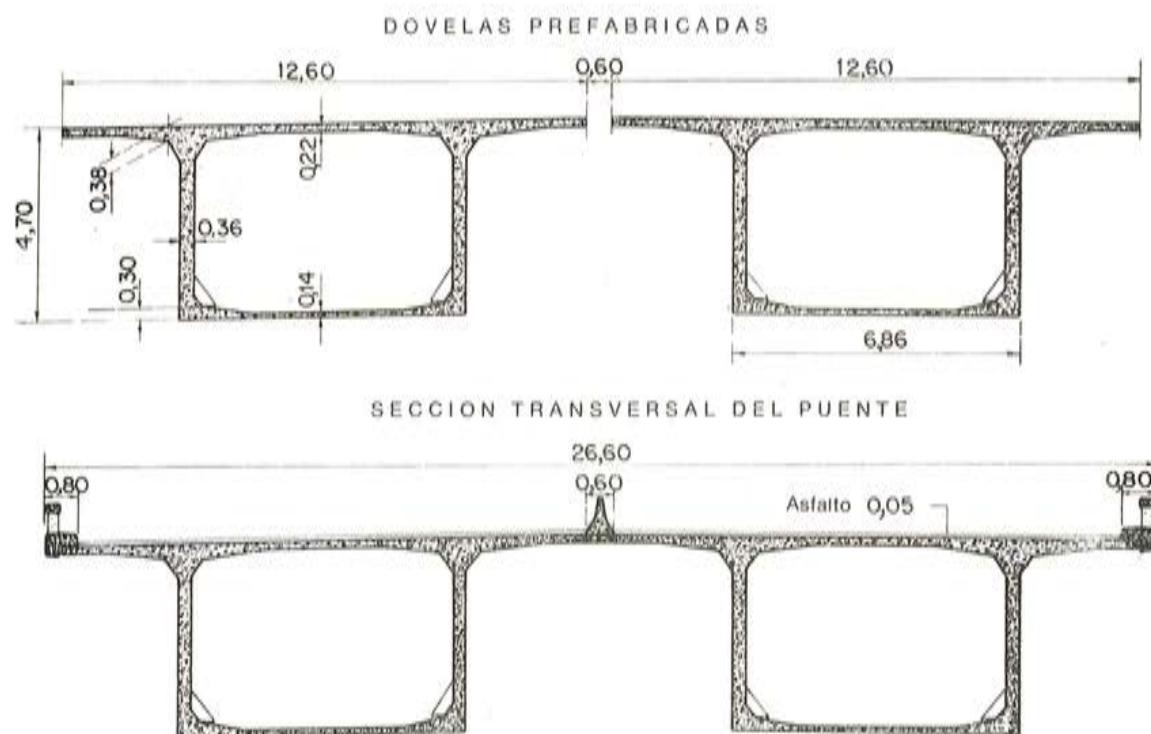


Fig. 3.— Sección de las dovelas prefabricadas y del puente.

La necesaria seguridad para la navegación aérea impidió el uso de cualquier elemento estructural de altura superior a los 72 m sobre el nivel del mar. Por consiguiente no fue posible utilizar estructuras colgantes atirantadas en los tramos de gran longitud. Por esta razón, en las partes más altas del puente tampoco se utilizaron postes de iluminación. Las luminarias se han instalado directamente sobre las barandillas de hormigón.

En planta, el eje del puente tiene una curvatura cuyo radio es de 1.200 m en el lado de Río de Janeiro, y otra igual entre las islas de Mocangue Grande y Cajú, en el lado Niteroi. El resto del puente es de trazado recto y su eje coincide con la tangente común a las dos curvas citadas (fig. 1).

A efectos de proyecto se adoptó como velocidad de circulación sobre la bahía, la de 120 km/hora.

La anchura total del puente es de 26,60 m y comprende: dos barandillas de hormigón de 40 cm de anchura, dos bordillos de seguridad, también de 40 cm, una barrera de hormigón, en la mediana, de 60 cm de anchura y dos calzadas de 12,2 m cada una (figura 3). El puente tiene seis carriles de circulación de 3,67 m cada uno. La anchura del puente es constante, excepto entre las pilas P121 y P123, en donde se ensancha hasta tener 44,13 m, con objeto de hacer posible la construcción de los carriles de aceleración y desaceleración en la isla de Mocangue Grande.

En la zona de trazado recto, la sección transversal del puente tiene una pendiente del 1,5 por 100 en ambas calzadas. En las zonas de trazado curvo, de 1.200 m de radio, tiene un peralte suplementario del 1,5 por 100 y en los tramos de acuerdo entre ambas zonas el enlace se logra haciendo girar la calzada exterior alrededor del eje del puente.

3. ESTRIBOS

A ambos lados de la isla de Mocangue Grande se construyeron estribos arqueados de hormigón (designados en el plano como estribos P123 y P124) y otro en la isla de Cajú, en la orilla que da a Río de Janeiro (estribo P141). Estos estribos están formados por pilas de hormigón armado, vigas y losas. Las pilas se apoyan en placas de cimentación que descansan sobre la roca.

La pendiente del terreno de relleno de los estribos empieza varios metros detrás del muro posterior del estribo, dependiendo de la altura del terraplén. Al alcanzar la rasante de la carretera, el terraplén queda retenido por un muro vertical, transversal al eje del puente. Desde este muro el terraplén va bajando hasta llegar al muro posterior del estribo, con una pendiente de 1:1,5. El tablero del puente salva el vano entre este muro y el extremo de la pendiente del terreno de relleno.

4. LAS SUPERESTRUCTURAS DE HORMIGÓN QUE CRUZAN LA BAHIA

Los tramos de hormigón constituyen la mayor parte de la estructura situada sobre el mar. De los 8.732 m, que es la longitud total de esta parte del puente, 7.884 corresponden a la superestructura de hormigón y 848 m pertenecen a la superestructura de acero.

Esta superestructura de hormigón se subdivide en tres secciones principales:

1. Una sección, de 4.912 m de longitud que va desde Punta Cajú, en Río de Janeiro, hasta los tramos metálicos.
2. Una sección, de 1.632 m de longitud, que une los tramos de acero con la isla de Mocangue Grande.

3. Otra sección, de 1.430 m de longitud, que va desde la isla de Mocangue Grande hasta la isla de Cajú (fig. 1).

Para la construcción de la superestructura de hormigón se adoptaron los tres métodos principales siguientes:

4. Tramos construidos por el método de voladizos sucesivos a base de dovelas prefabricadas de longitud normal, encoladas con resinas epoxi. Este método se utilizó para construir en doble voladizo 91 tramos de 80 m de longitud, y los tres voladizos normales, de 40 m de longitud, que parten de las pilas P38, P125 y P140.

5. Tramos construidos in situ. Así se ha construido: el tramo entre las pilas P394 y P38; desde la mitad del tramo P121 y P122 hasta el estribo P123; desde el estribo P124 a la pila P125, y desde la pila P140 hasta el estribo P141.

6. Tramos construidos por el método de voladizos sucesivos, a base de dovelas prefabricadas de tamaño especial y unidas mediante colas adecuadas. Son los tramos de 92 metros de luz, construidos en doble voladizo partiendo de las pilas P98 y P103.

5. SUPERESTRUCTURA DE HORMIGÓN CONSTRUIDA CON DOVELAS PREFABRICADAS CORRIENTES.

La superestructura de hormigón está constituida por vigas continuas que cubren 5 ó 6 tramos con longitudes entre juntas transversales articuladas, variables entre 400 y 480 m. La distancia de 480 m se adoptó para la parte más alta del puente. Estas juntas transversales están situadas a 23 m de las pilas adyacentes.

El puente está formado por vigas cajón gemelas solidarizadas mediante la losa continua que forma la superficie superior del tablero (fig. 3). Las vigas tienen un canto constante de 4,7 m y la dimensión transversal de cada cajón, entre paramentos exteriores, es de 6,86 m. El espesor de las almas, o paredes verticales de las vigas cajón, es constante e igual a 36 cm (fig. 3). El espesor de la losa superior varía de 22 cm entre almas a 38 cm en las uniones con las almas; y el de la inferior es de 14 cm en el centro de la luz entre almas y de 30 cm en las uniones con éstas. El espesor de la losa inferior se ha incrementado hasta 30 cm en toda su anchura en las zonas que van situadas sobre las pilas. Las vigas cajón tienen diafragmas únicamente sobre los apoyos y llevan unas riostras inclinadas, de hormigón, en los extremos de las vigas, en las secciones correspondientes a las juntas transversales articuladas. También se han dispuesto diafragmas de hormigón entre las secciones en cajón, sobre las pilas. El puente se prefabricó por dovelas. Cada una de las vigas se prefabricó y montó independientemente. Todas las dovelas prefabricadas tienen 12,6 m de anchura. Cada doble voladizo, con una longitud total de 80 m y de anchura igual a la mitad de la del puente está constituido por 17 dovelas. Las dovelas sobre las pilas tienen 2,80 m de longitud y las otras 4,80 m. El peso máximo de cada dovela es de 110 t. Terminado el montaje de las dos vigas cajón adyacentes se dejaba una separación longitudinal de 0,60 m en el eje del puente, entre las alas de la losa superior. Después se hormigonaba esta junta de 60 cm, y mediante un pretensado transversal de la losa superior se solidarizaban entre sí las dos vigas cajón. Las dovelas prefabricadas llevan tres llaves o resaltos, en cada una de sus almas, en dirección vertical y otra en la losa superior, en dirección horizontal. La finalidad de estas llaves es conseguir que las dovelas encajen perfectamente durante las operaciones de encolado y favorecer la transmisión del esfuerzo cortante, a través de las juntas, en las almas de las vigas (fig. 4).

Para las juntas entre las dovelas prefabricadas se utilizaron resinas epoxi. El espesor normal de la capa de adhesivo es de aproximadamente 1 mm. Con objeto de conseguir un perfecto contacto entre las caras de las dovelas adyacentes, éstas se moldearon cada

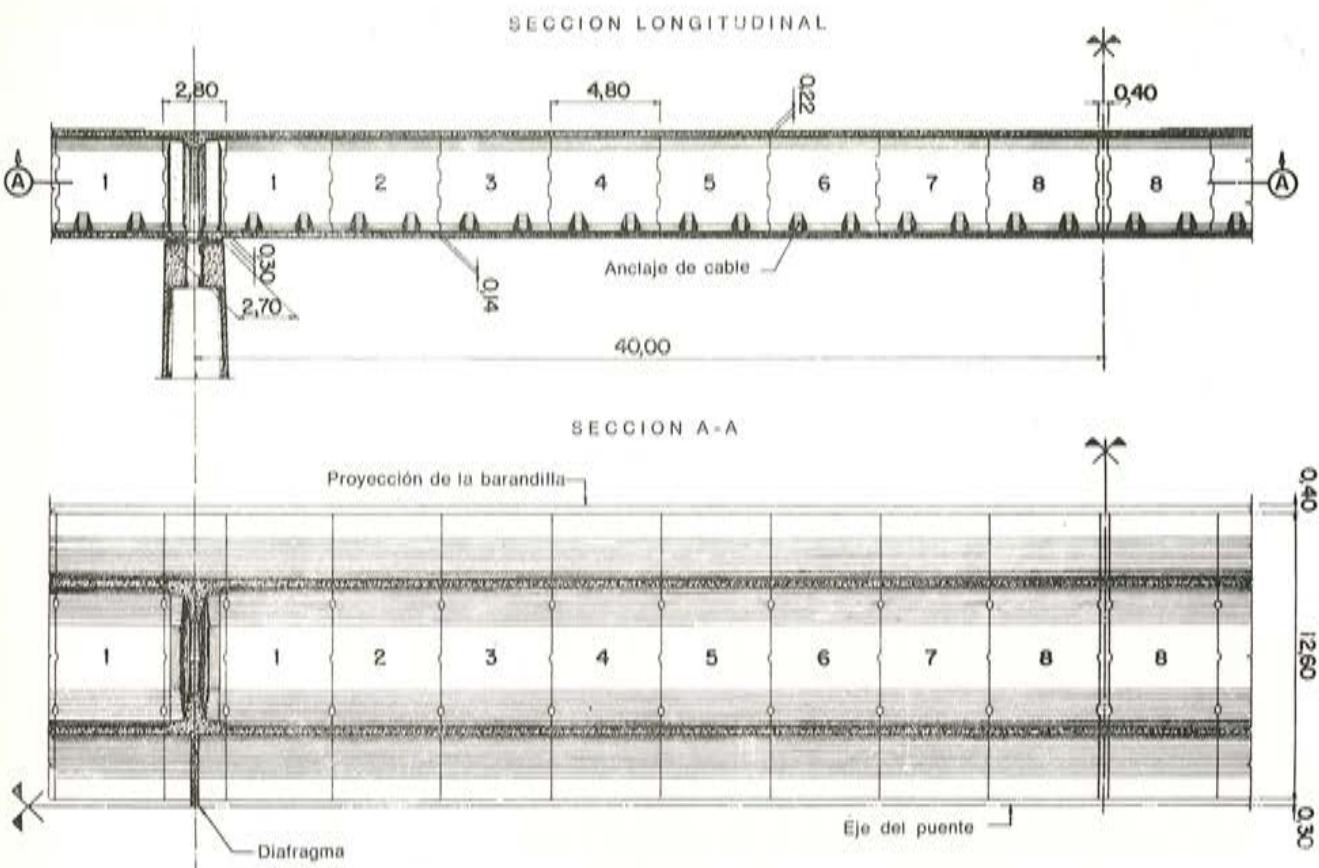


Fig. 4. — Secciones tipo del tramo de 80 m.

una sobre la anterior. De esta forma, la superficie de contacto de una dovela corresponde exactamente con la superficie de contacto de la dovela adyacente.

Entre los extremos contiguos de los voladizos de 39,8 m de longitud, se dejaba una junta transversal de 40 cm en el centro de la luz del tramo, para el eventual ajuste de las dimensiones de los voladizos. Una vez efectuado este ajuste, tanto en planta como en alzado, se hormigonaba y cerraba dicha junta.

En la parte de la viga correspondiente a la junta transversal articulada, se utilizaron dos piezas prefabricadas especiales. Estas piezas tienen, en conjunto, una longitud total de 4,8 m; es decir, la misma que una dovela normal. Como antes se dijo, se han dispuesto riostras de hormigón en el interior de las vigas cajón, a cada lado de la junta articulada (figura 5).

Al hormigón de la superestructura se le exigió una resistencia característica, en probeta cilíndrica, de 350 kp/cm².

Cada viga cajón se apoya en las pilas por medio de cuatro placas de neopreno, cuyas dimensiones, en planta, son de 70 × 70 cm. Los apoyos de neopreno van alineados para permitir el libre giro de la viga, en las pilas sobre un eje perpendicular al longitudinal del puente. En las juntas transversales articuladas se colocaron apoyos de neopreno con placas de teflón para conseguir libertad de corrimientos y giros en la junta.

La viga de hormigón se pretensó longitudinalmente con cables formados por doce cordones de 12,7 mm de diámetro, de acero de tensión de rotura, f_y , igual a 160 kp/mm² (figura 6). Se utilizaron anclajes Freyssinet. El trazado de los cables, en dirección longitudinal, es casi recto. En la zona sobre las pilas el número de cables dispuestos en la losa

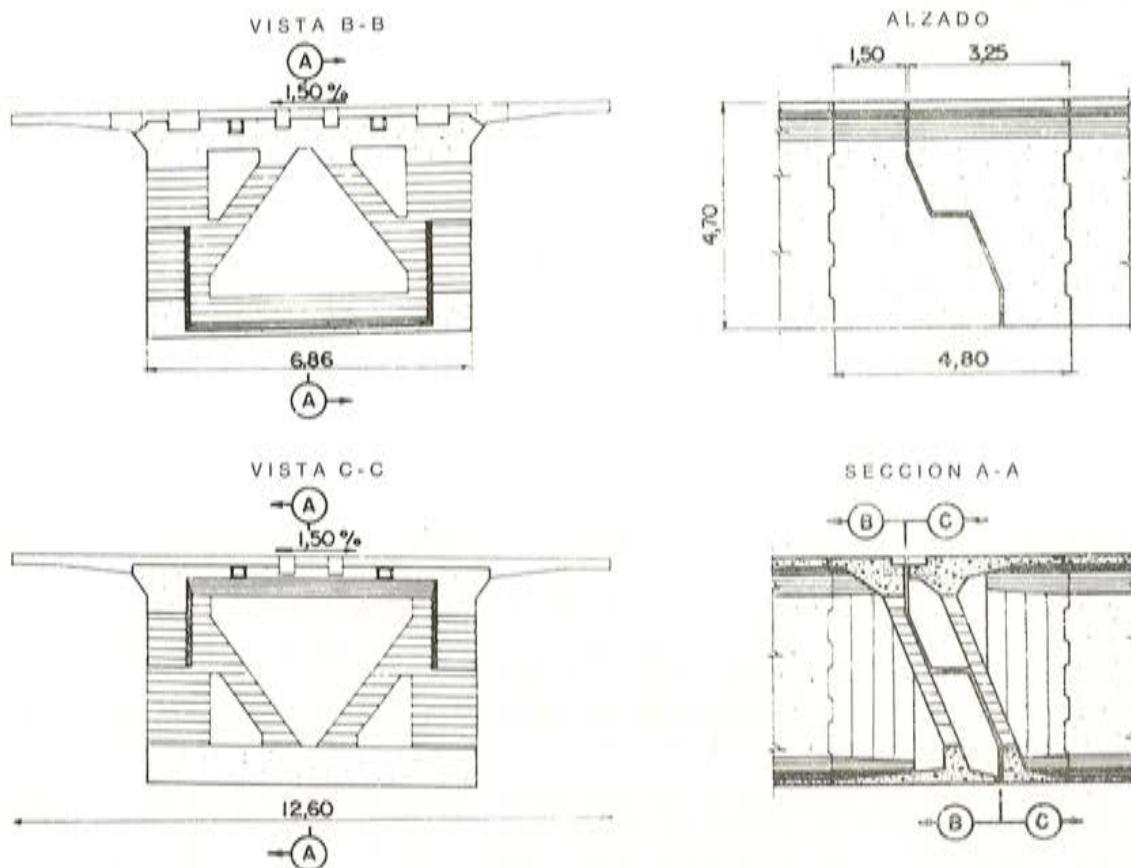


Fig. 5. — Detalles de la junta articulada.

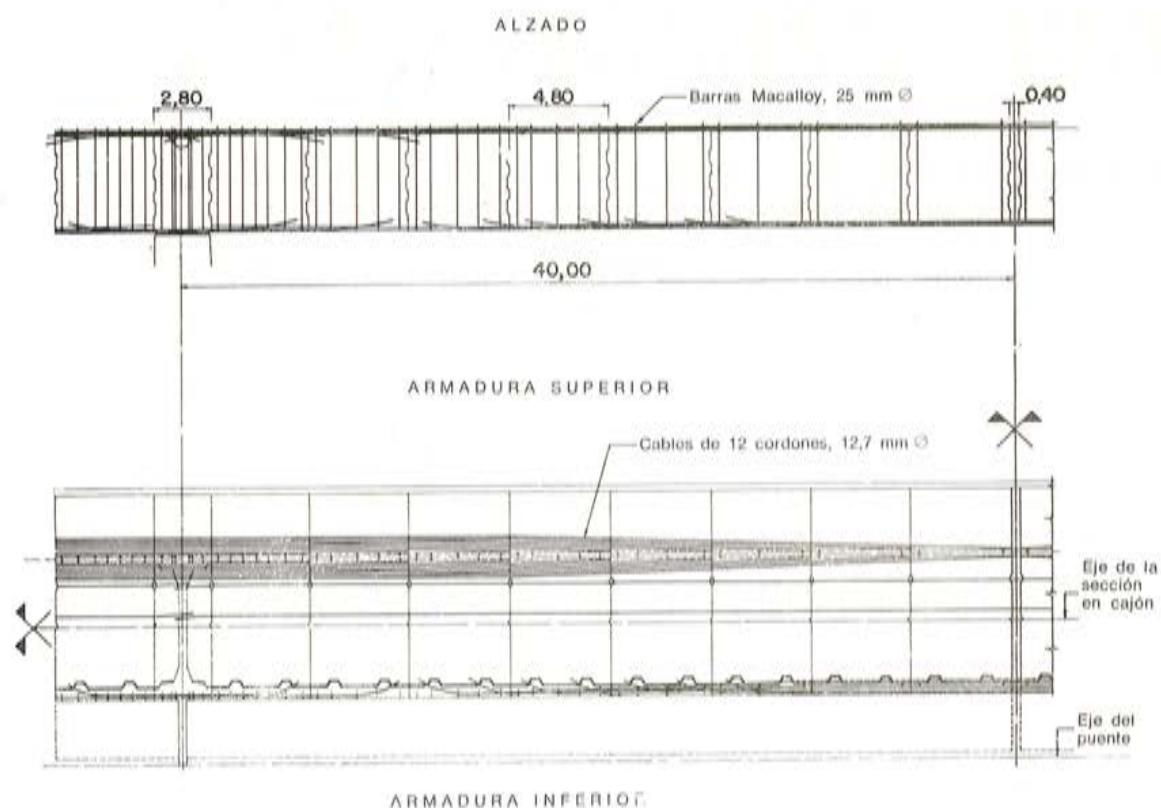


Fig. 6. — Armadura de pretensado de la viga.

superior de la viga es de 42 unidades por viga cajón y en el centro del tramo el número de cables en la losa inferior es de 14 unidades por cajón. La mayoría de los cables superiores se van anclando en los frentes de las dovelas prefabricadas a medida que se montan en el voladizo. Los cables de la losa inferior van anclados en tabiques dispuestos en el interior del ángulo de unión de dicha losa y el alma. En los tramos de 80 m que llevan juntas articuladas a 23 m de la pila, la armadura longitudinal es distinta a la de los tramos corrientes. En este caso, sobre la pila próxima a la junta, el número de cables que se colocan en la losa superior de la viga, llega a ser de 44 por viga cajón; y en la losa inferior, en la zona entre la junta y la pila más distante, existen 12 cables.

Puesto que los cables longitudinales son rectos, no dan componentes verticales que reduzcan los esfuerzos cortantes debidos a las cargas permanentes y las sobrecargas. Por tanto, estos esfuerzos deben ser absorbidos totalmente por la armadura transversal de la viga, constituida por los estribos y el pretensado vertical de las almas, que se aplica por medio de barras de 25 mm de diámetro, agrupadas de dos en dos y que son de acero de $f_y = 87$ kp/mm² (fig. 6). La separación entre barras, a lo largo de la viga, es variable. En la primera dovela prefabricada, adyacente al elemento prefabricado del apoyo, los sucesivos pares de barras van separados 60 cm y en la dovela número 6, próxima a la mitad de la luz, la separación es de 2,13 m. El sistema utilizado para el pretensado de las barras fue el Macalloy. En este sistema, el anclaje de las barras se consigue por medio de tuercas. Las barras situadas en los extremos de las almas, ocho por cada dovela, sirvieron para el transporte de las dovelas. El equipo de elevación se unió mediante pasadores a estas ocho barras.

El pretensado transversal de la losa superior se realizó por medio de cables formados por 12 alambres de 8 mm de diámetro de acero de $f_y = 125$ kp/mm². Se utilizaron anclajes del tipo Freyssinet. La separación normal entre cables es de 0,96 m. Los cables van de borde a borde lateral de la losa y su longitud es de 25,8 m.

En la calzada del puente, en las zonas donde existen juntas articuladas, se construyeron juntas de dilatación que permiten movimientos de hasta 200 mm. Estas juntas de dilatación fueron realizadas por la PSC Equipment Ltd. y son del tipo FT-200.

6. FABRICACION Y MONTAJE DE LAS DOVELAS PREFABRICADAS DE LOS TRAMOS CORRIENTES

Las dovelas prefabricadas se hormigonaron en una factoría instalada en la isla Fundão, en las proximidades del lugar de ubicación del puente (fig. 7). Se utilizaron diez moldes metálicos muy mecanizados; ocho para las dovelas de 4,80 m. de longitud, otro para dovelas de apoyo sobre pilas y otro para las dovelas correspondientes a las juntas articuladas.

En la factoría había dos líneas de fabricación, atendidas cada una por un puente grúa con una capacidad de carga de 100 toneladas (fig. 8). En cada línea de fabricación, provista de cuatro moldes y servida por un puente grúa, se fabricaban las vigas cajón con destino a un sólo lado del puente. Las dovelas se apilaban unas sobre otras, en el patio de almacenamiento. Cada par de dovelas así almacenado correspondía al mismo doble voladizo, y dichas piezas habrían de quedar equidistantes de la pila. Las dovelas prefabricadas se transportaban, por medio del puente grúa, desde el patio de almacenamiento a las barcazas que las llevaban hasta el lugar de su montaje.

Se utilizaron cuatro vigas de lanzamiento para la construcción del puente. Con dos de ellas se montaron los tramos, avanzando desde Río de Janeiro a Niteroi y con las otras dos avanzando desde Niteroi a Río de Janeiro. Cada viga de lanzamiento montaba la viga

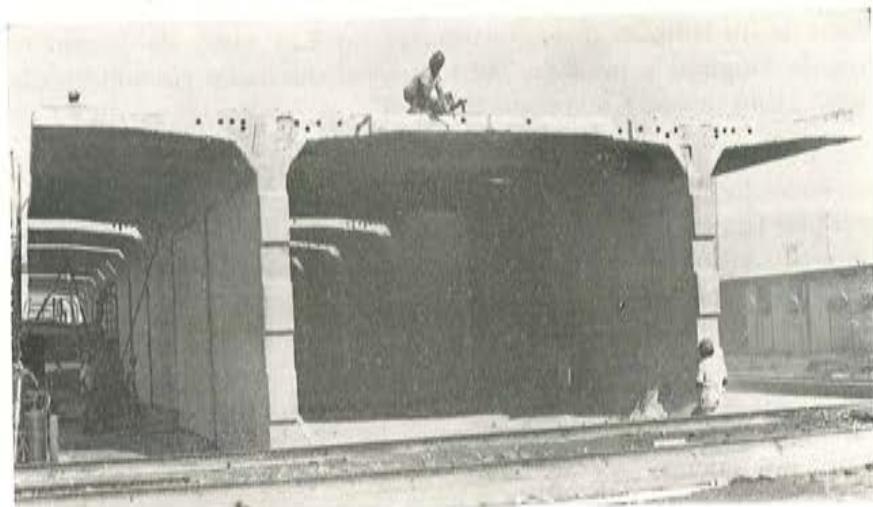


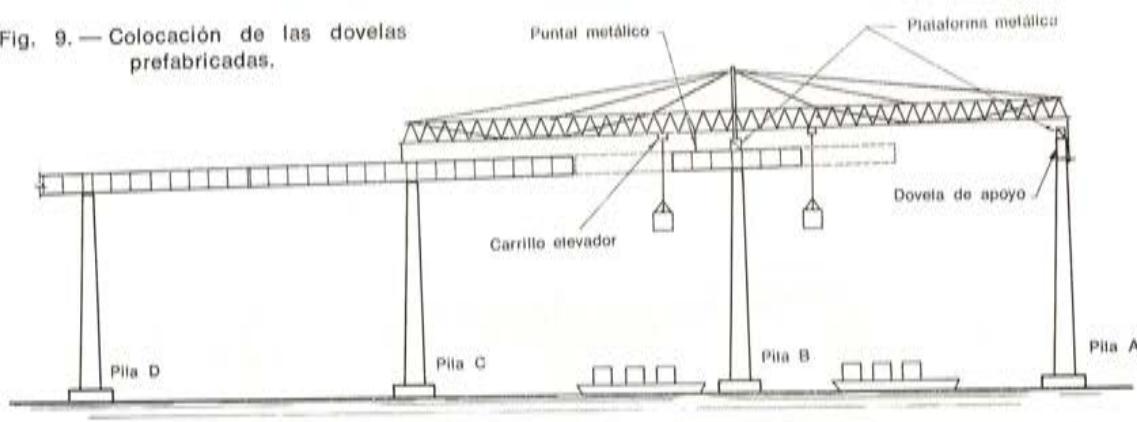
Fig. 7.— Una dovela prefabricada en taller.



Fig. 8.— Zona de almacenamiento de las dovelas prefabricadas.

ALZADO

Fig. 9.— Colocación de las dovelas prefabricadas.



cajón de un lado, en dirección transversal. Las vigas de lanzamiento tenían 165,59 metros de longitud y pesaban 580 t. Fueron diseñadas y suministradas para esta obra por la firma "Entreprises Campenon Bernard".

Una vez completada la construcción de uno de los dobles voladizos, se iniciaba un nuevo ciclo de montaje con la viga de lanzamiento en la siguiente posición (fig. 9); el extremo frontal de la viga de lanzamiento se apoyaba sobre la pila siguiente (pila B); el soporte central de dicha viga se apoyaba sobre una plataforma metálica montada sobre la dovela coincidente con la pila anterior (pila C), en la cual se había completado el montaje del doble voladizo, y el soporte posterior se apoyaba sobre la estructura de hormigón, cerca de la otra pila anterior (pila D) desde la cual se había iniciado el montaje precedente. Previamente se había montado la dovela que apoya en la pila B colocándose encima una plataforma metálica para soportar la viga de lanzamiento. El orden de las siguientes operaciones de montaje era el siguiente:

1. Se colocaban los dos carrillos elevadores de la viga de lanzamiento sobre las dos plataformas de acero situadas encima de las dovelas de apoyo en las pilas B y C.
2. La viga de lanzamiento se empujaba sobre los dos carrillos, hasta que su soporte frontal llegaba a la pila A, situada delante de la pila B.
3. Todo el peso de la viga de lanzamiento que estaba siendo sostenido por los dos carrillos se transfería a los tres soportes de la citada viga. El soporte frontal descansaba directamente sobre la pila A; el intermedio sobre la plataforma de acero situada encima de la pila B y el posterior, directamente sobre la viga de hormigón encima de la pila C. Seguidamente se liberaban los dos carrillos.
4. Con el carrillo elevador posterior se retiraba la plataforma metálica inicialmente situada sobre la pila C y se cargaba sobre una barcaza.
5. Con el carrillo frontal se elevaba la dovela que tenía que quedar apoyada sobre la pila A y se colocaba en su posición.
6. A continuación las dovelas prefabricadas se iban montando, simultáneamente, con los dos elevadores, a ambos lados de la pila B. Para dar estabilidad a los voladizos, la dovela de apoyo sobre la pila B, se pretensaba temporalmente, contra dicha pila y los voladizos se atirantaban a la viga de lanzamiento, por medio de un puntal metálico, por un lado solamente.
7. La barcaza que transportaba la plataforma de acero para apoyo de la viga de lanzamiento se colocaba debajo del carrillo elevador frontal, que cogía la plataforma y la colocaba sobre la dovela de apoyo, previamente instalada sobre la pila A. Con esta última operación se completaba el nuevo ciclo de montaje (figs. 10, 11 y 12).

Fig. 10. — Construcción de la parte más elevada del puente mediante dos vigas de lanzamiento.



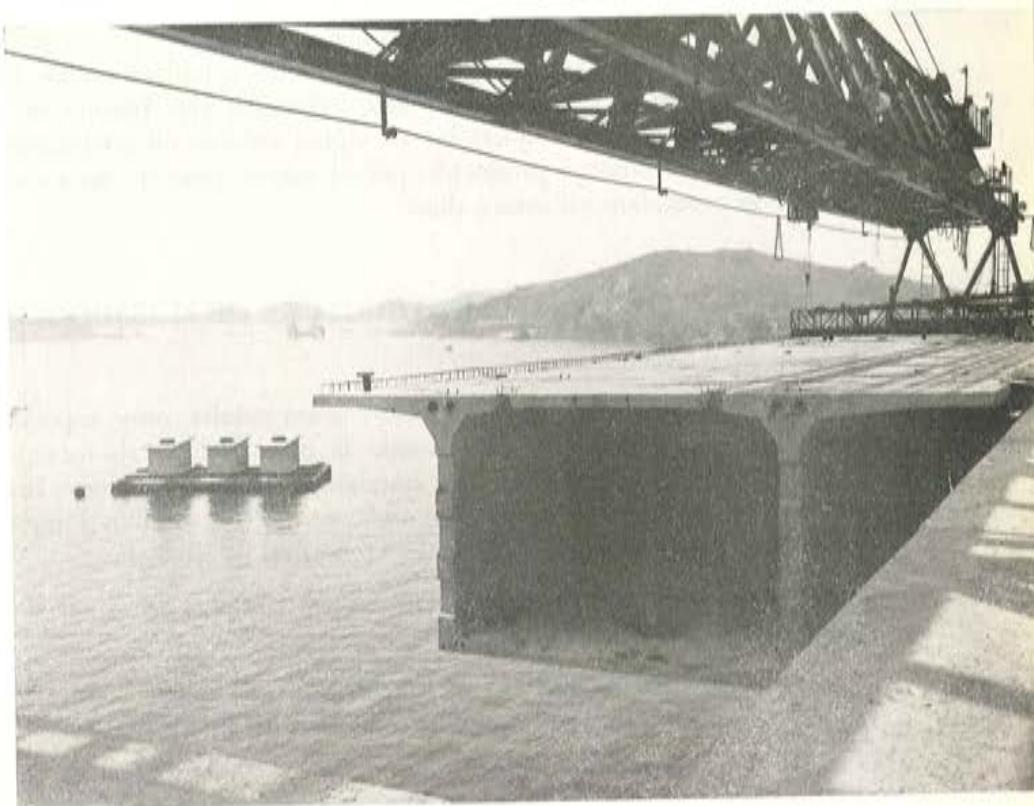


Fig. 11.—Avance en voladizo en la orilla de Niterol.

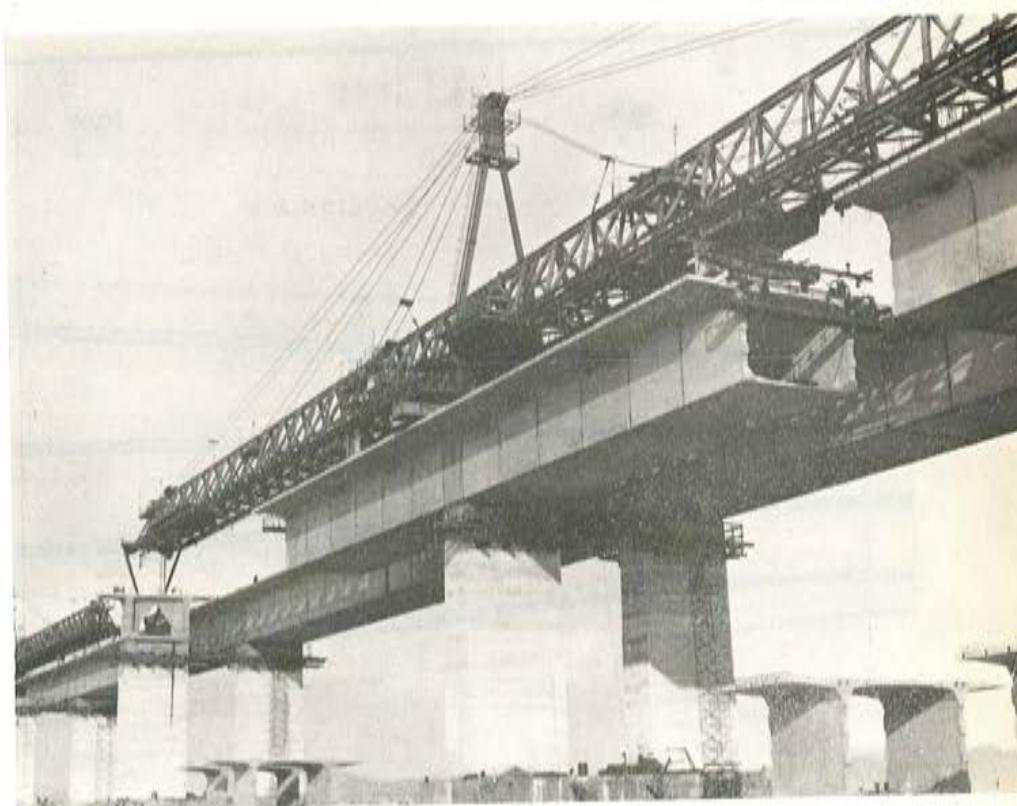


Fig. 12.—Detalles del apoyo de la viga de lanzamiento.

Siguiendo este orden en las operaciones de montaje fue posible completar cada doble voladizo normal en cinco días. Los dobles voladizos en los que correspondía colocar las dos dovelas de la junta articulada requerían más tiempo de montaje, debido a que estas dovelas había que ajustarlas y exigían colocar un contrapeso sobre el voladizo, para compensar el momento producido por el mayor peso de las mismas. Normalmente, estos tramos se montaban en nueve días.

7. TRAMOS DE LA SUPERESTRUCTURA DE HORMIGON CONSTRUIDOS IN SITU

En vista de que el equipo de fabricación estaba muy especialmente preparado para construir las dovelas normales, y ante la imposibilidad de transportar en barcazas las dovelas de los tramos extremos que quedaban situados en tierra firme, se tomó la decisión de hormigonar in situ los tramos adyacentes a los estribos y aquellas partes de la superestructura cuya anchura difería de la normal de 26,6 m.

Cuatro secciones de la superestructura, situadas sobre el mar, se hormigonaron in situ.

1. Un tramo de 59,19 m de longitud que va desde la pila P394 a la P38, en Punta Cajú, en la orilla de Río de Janeiro, y de 26,6 m de anchura.
2. Una sección del puente que comprende un voladizo de 40 m y un tramo de 60 m, correspondiente a una sección de 100 m que se extiende desde la mitad del tramo P121 y P122, hasta el estribo P123, y cuya anchura varía desde 26,6 m hasta 44,13 m.

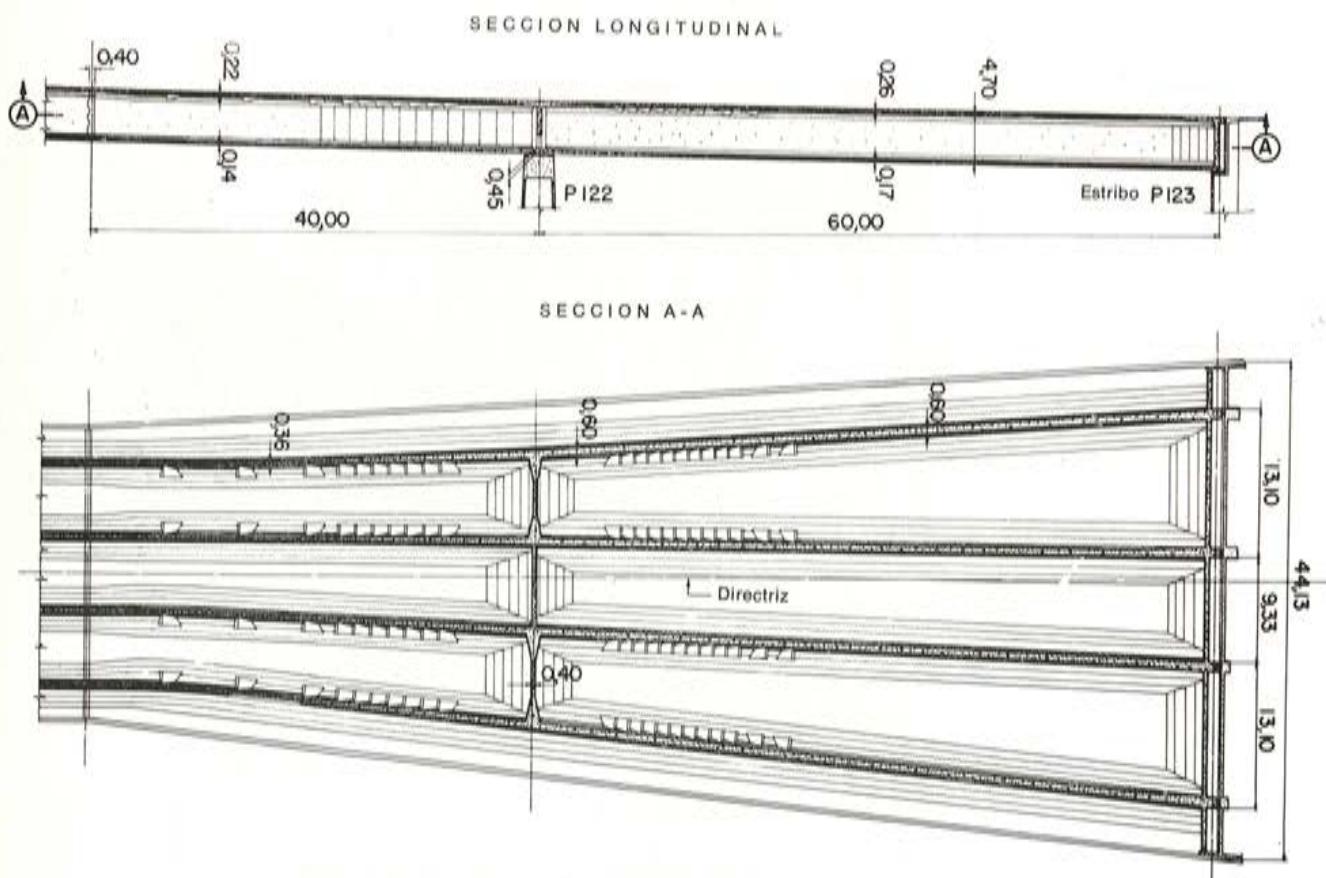


Fig. 13.— Sección desde el centro del tramo P121-P122 hasta el estribo P123.

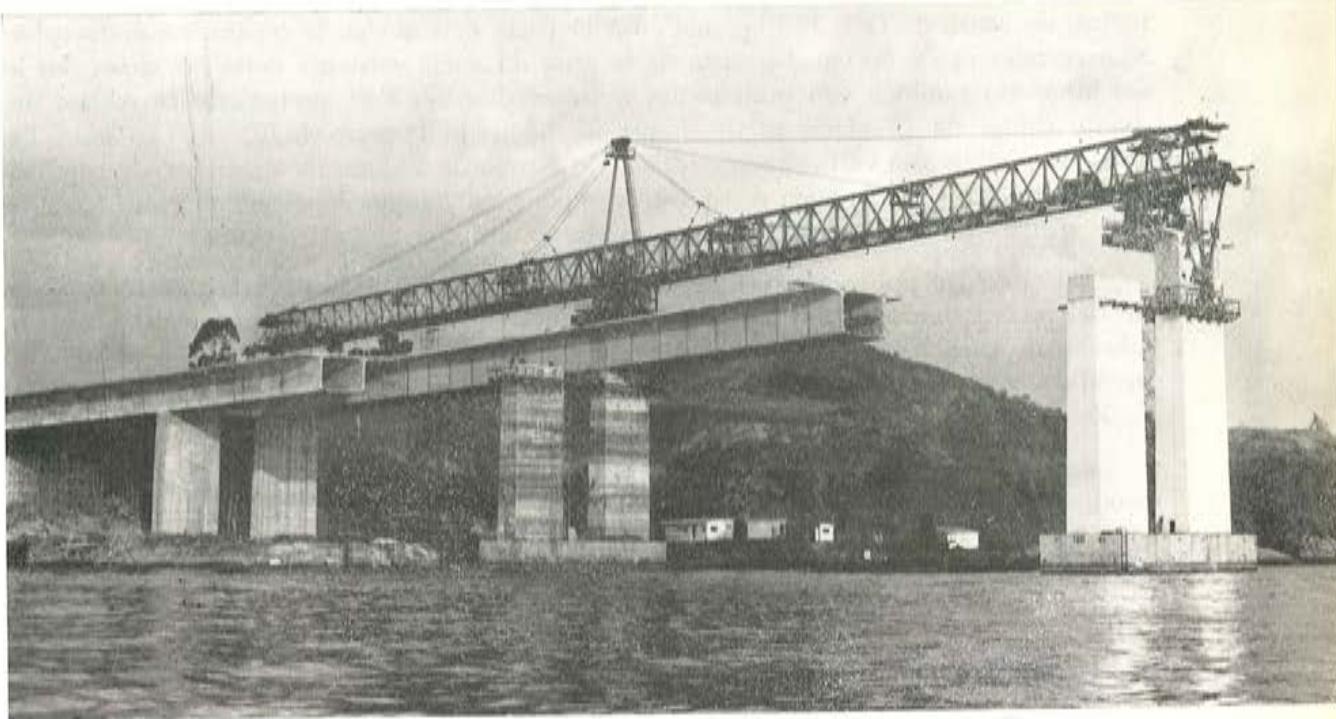


Fig. 14.—Vista del estribo P123 y de las pilas P122 y P121.

3. Un tramo de 70 m comprendido entre el estribo P124 y la pila P125, con una anchura normal de 26,6 m sobre la isla de Mocangue Grande.

4. Otro tramo de 70 m comprendido entre la pila P140 y el estribo P141, en la isla de Cajú, con una anchura normal de 26,6 m.

El tramo de 26,6 m de anchura construido *in situ* tiene, básicamente, las mismas características que el de dovelas prefabricadas y, por tanto, no exige más comentarios.

La sección que va desde la mitad del tramo P121 y P122 hasta el estribo P123 es de anchura variable para poder construir las rampas de acceso y salida en la isla de Mocangue Grande. Para facilitar la distribución de los cables de pretensado no se utilizaron almas adicionales; así, las características principales de la superestructura no se alteraron, es decir, la superestructura de hormigón continuó estando formada por dos vigas cajón solidarizadas entre sí mediante la losa superior continua del tablero (fig. 14).

En el estribo P123, la superestructura tiene 44,13 m de anchura y la distancia entre las caras exteriores de cada una de las dos vigas cajón es de 13,10 m (figura 13). La losa superior, en el centro de la distancia entre almas, tiene 26 cm de espesor; y llega a tener 50 cm de espesor en su unión con las almas. La losa de la parte inferior tiene 17 cm de espesor en el punto medio entre las almas de la viga, y 33 cm en su unión con las almas. Las almas tienen 60 cm de espesor en el tramo entre la P122 y la P123, llegando a alcanzar 80 cm de espesor en la P123. La losa inferior de las vigas varía en las proximidades de la pila P122 y llega a tener 45 cm de espesor sobre dicha pila.

El pretensado longitudinal se introdujo mediante cables formados por doce cordones de 12,7 mm de diámetro, de acero $f_y = 160$ kp/mm². En el centro del tramo entre las pilas P122 y P123, el número de cables de la losa inferior es de 28 por viga cajón y sobre la pila P122 hay 48 cables en cada viga cajón. El pretensado transversal de la losa superior del tablero se aplicó mediante cables formados por 12 alambres de 8 mm de diá-

metro, de acero de $f_y = 125 \text{ kp/mm}^2$. En la parte más ancha, la separación entre cables transversales es de 60 cm. En vista de la gran distancia existente entre las almas, las losas inferiores también van pretensadas transversalmente. Este pretensado se realizó mediante cables de 12 alambres de 8 mm de diámetro, de acero de $f_y = 125 \text{ kp/mm}^2$. Las almas se pretensaron verticalmente utilizando barras de 25 mm de diámetro, de acero de $f_y = 87 \text{ kp/mm}^2$. En la zona de apoyo, la separación mínima longitudinal entre los sucesivos grupos de dos barras del alma es de 60 cm.

En el centro del tramo comprendido entre las pilas P121 y P122 la sección transversal del puente, hormigonado in situ, es igual a la del puente construido con dovelas prefabricadas, para hacer posible la construcción de la otra mitad del tramo de 80 m, comprendido entre las pilas P121 y P122, de la misma forma que el voladizo normal de 40 m de longitud.

La superestructura se apoya en la pila P122 y en el estribo P123 mediante placas de neopreno. En el tablero se dispuso una junta de dilatación, tipo FT-100, construida por PSC Equipment Ltd., entre la superestructura y el estribo. Esta junta permite movimientos de hasta 100 mm.

8. TRAMOS DE LA SUPERESTRUCTURA DE HORMIGON CONSTRUIDOS CON DOVELAS PREFABRICADAS ESPECIALES

Sobre las pilas P98 y P103 se construyeron dobles voladizos por un procedimiento distinto al utilizado en los dobles voladizos de 80 m de longitud. Estos dobles voladizos especiales sirven como estructura de transición entre el tramo normal de 80 m y la viga cajón metálica, simplemente apoyada, de 44 m de longitud, que es sustentada por la estructura de hormigón y por la estructura en viga cajón metálica, continua, que salva el canal de navegación (fig. 15). De esta forma, la construcción de esta estructura metálica se independizó de la construcción de la estructura a base de dovelas prefabricadas de hormigón. Otra ventaja es que no se produjeron cambios en la distribución interna de fuerzas en la estructura de acero, debidos a la fluencia de la estructura de hormigón, puesto que el tramo metálico intermedio, de 44 m de longitud, es isostático.

La longitud total del doble voladizo especial es de 92 m. Está compuesto por un voladizo de hormigón de 40 m de longitud, que arranca de la pila para sustentar el tramo de acero de 44 m de longitud y por un voladizo de 52 m de longitud, en el lado opuesto (figura 15). Este voladizo de 52 m de longitud, junto con un voladizo normal de 40 m de

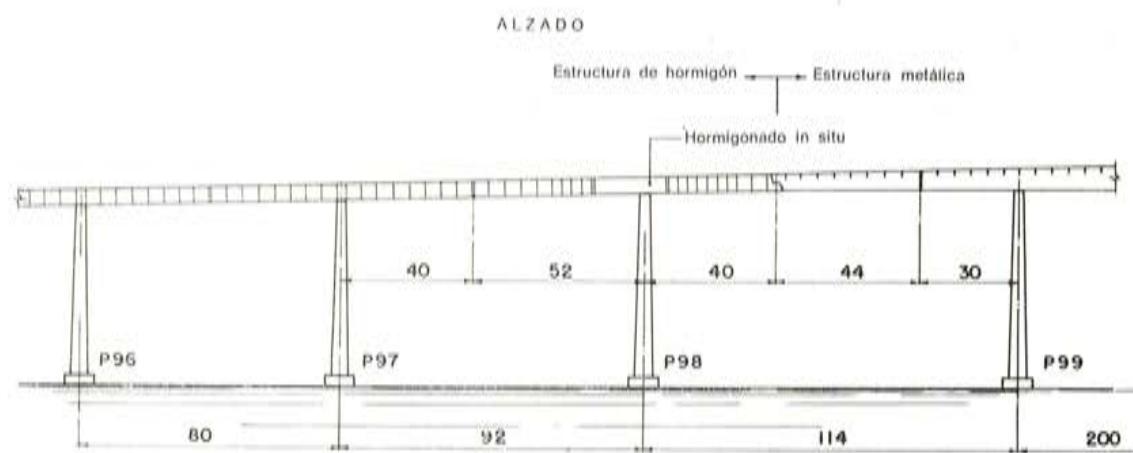


Fig. 15. — Tramos de hormigón adyacentes a la estructura metálica.

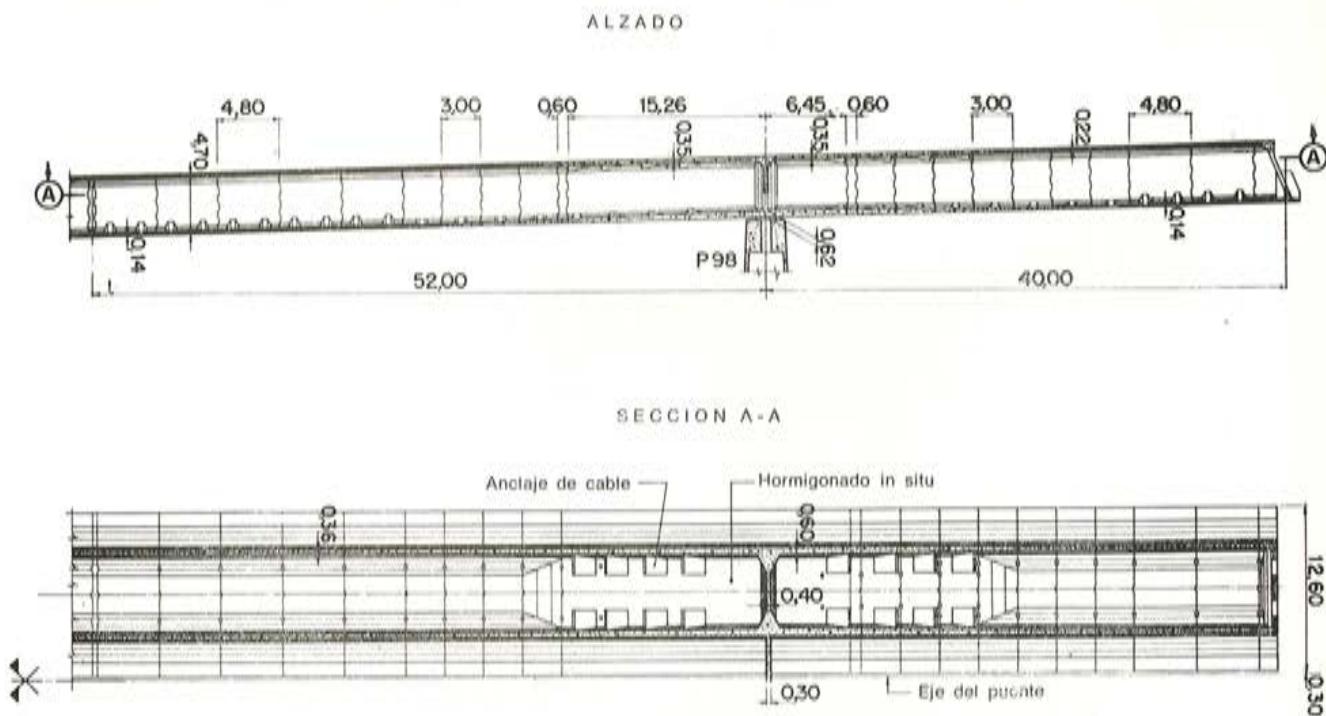


Fig. 16. — Secciones de los dobles voladizos de 92 m de longitud.

longitud que arranca de la pila adyacente, forma un tramo continuo de 92 m, una vez hormigonada la junta entre los dos voladizos.

El doble voladizo de 92 m fue construido sobre una pila permanente y una pila auxiliar. Inicialmente se hormigonó in situ una sección de viga de 21,71 m de longitud, sobre las dos pilas (fig. 16). Hacia el lado de la estructura de acero, el voladizo se construyó utilizando dovelas prefabricadas, de las siguientes longitudes: siete dovelas de 3 m de longitud, dos de 4,8 m y una de las del tipo especial utilizadas para formar las juntas articuladas. Hacia el lado del tramo de 92 m el voladizo está formado por cuatro dovelas de 3 m de longitud y cinco de 4,8 m. En consideración a las disponibilidades y capacidad del equipo de montaje, el peso de las dovelas prefabricadas tuvo que limitarse a 110 toneladas.

Sobre las pilas P98 y P103 (fig. 16), los espesores de la losa inferior, de la losa superior y del alma son de 62 cm, 35 cm y 60 cm, respectivamente. Estos espesores varían únicamente en la parte de viga hormigonada in situ, y en las dovelas de 3 m de longitud. Sobre las pilas, cada viga cajón tiene 86 cables formados por 12 cordones de 12,7 mm de diámetro, fabricados con acero de $f_y = 160$ kp/mm², y en el tramo de 92 m hay 18 cables inferiores por cada viga cajón. La losa superior se pretensó transversalmente con cables de acero de 12 alambres de 8 mm de diámetro de $f_y = 125$ kp/mm², con una separación entre los mismos de 1,0 m. Las almas de las vigas se pretensaron verticalmente con barras de acero de 25 mm de diámetro de $f_y = 87$ kp/mm², dispuestas apareadas, con una separación mínima de 0,5 m entre cada dos grupos sucesivos en la zona donde el esfuerzo cortante es máximo.

Los dobles voladizos de 92 m de longitud se montaron a partir de la sección de viga hormigonada in situ, valiéndose para ello de dos vigas auxiliares metálicas pequeñas que se apoyaban sobre el propio voladizo de hormigón a medida que se iba construyendo (figura 17).

Estas dos vigas auxiliares de montaje, independientes, fueron utilizadas en la cons-



Fig. 17. — Montaje de las dovelas mediante dos pequeñas vigas auxiliares metálicas sobre la pila P98.

trucción de cuatro voladizos dobles: los dos construidos a partir de la pila P98 y los dos que parten de la pila P103. El peso de cada elemento era de 40 t.

El montaje de estos voladizos se hizo esencialmente de la misma forma que en los otros tramos construidos a base de elementos prefabricados. En las caras de las superficies de contacto de las dovelas se aplicó una capa de resina epoxi cuyo espesor final fue de alrededor de 1 mm. Se dejó inicialmente una separación de 60 cm entre la sección hormigonada in situ y la primera dovela del voladizo, para poder ajustar perfectamente, en su posición exacta, dicha dovela. A continuación se procedió a hormigonar la junta, cerrándose así el tramo.

Las dovelas prefabricadas de 3 m de longitud se construyeron en la planta de prefabricación utilizando moldes de madera, mientras que las dovelas de 4,8 m de longitud se hicieron con los mismos moldes metálicos empleados en la fabricación de las piezas para los voladizos de 80 m de longitud. Las dovelas se transportaron hasta el lugar de montaje por medio de bargeas y se elevaron hasta una altura de 65,17 m por medio de cabrestantes eléctricos situados en las pequeñas vigas auxiliares de montaje. La colocación de las 76 dovelas de los cuatro dobles voladizos se realizó en setenta y dos días, desde el 20 de agosto de 1973 al 30 de octubre del mismo año.

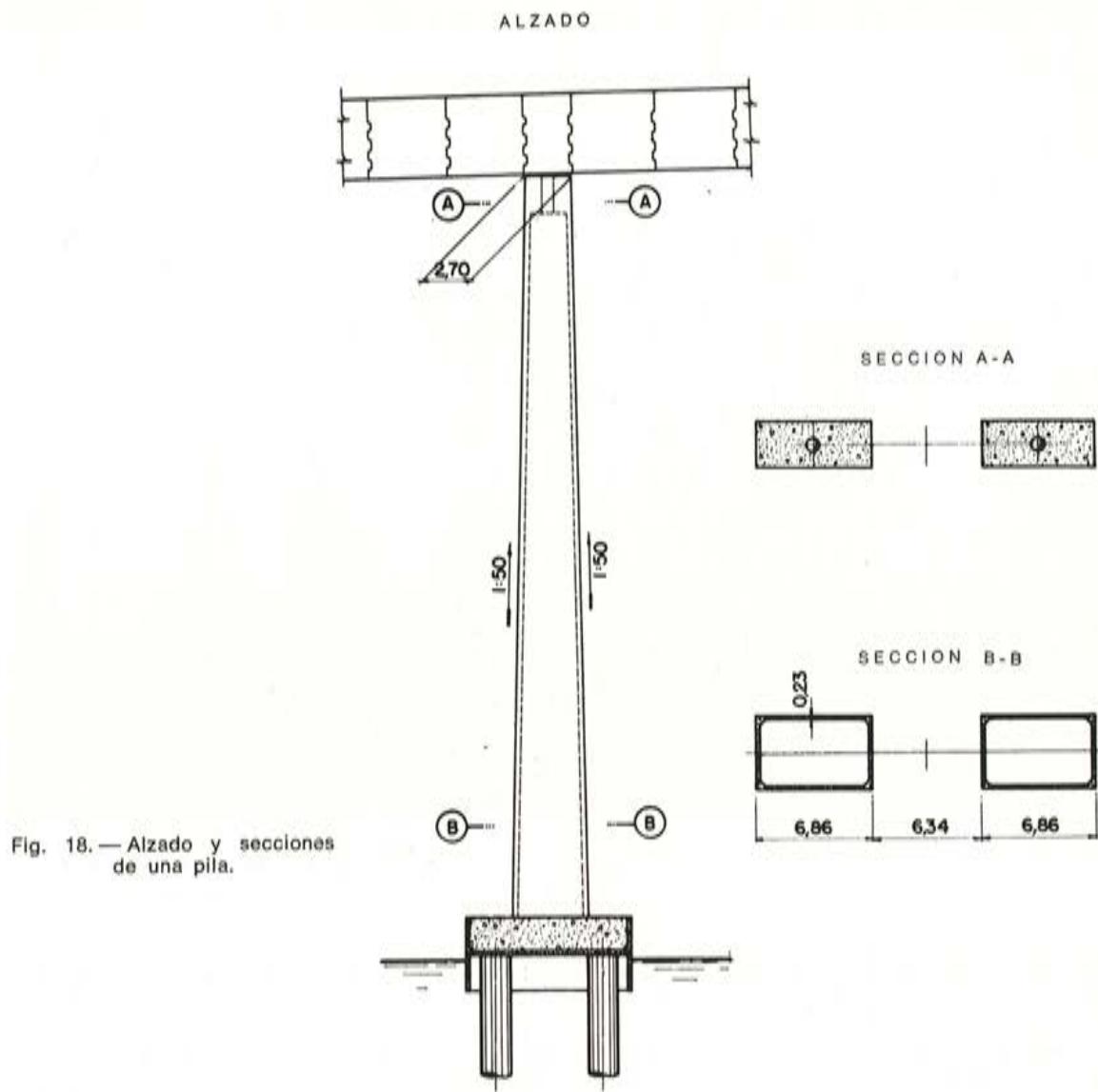


Fig. 18.—Alzado y secciones de una pila.

9. LAS PILAS DEL PUENTE DE HORMIGON

La superestructura se apoya sobre pilas huecas de sección rectangular (figura 18). Cada pila está formada por dos fustes iguales, uno para cada viga cajón de la superestructura. La dimensión exterior del fuste es de 6,86 m, en dirección transversal y en dirección longitudinal decrece con la altura y llega a ser de 2,7 m en la parte superior de todas las pilas, a excepción de las P98 y P103, en las que tiene 3 m. Las paredes de los fustes dispuestas transversalmente al eje central del puente tienen una inclinación respecto a la vertical, de 1 : 50. El espesor de las paredes varía de acuerdo con la altura de la pila y la carga que ésta ha de soportar. Tienen 20 cm en las pilas de 30,8 m de altura y 23 cm en las de 56,8 m. En las pilas P98 y P103 el espesor es de 30 cm. En la parte superior de cada pila se ha dispuesto un bloque macizo, de 2 m de altura, para distribuir las cargas de las placas de neopreno sobre las paredes de las pilas. Al hormigón de las pilas se le exigía una resistencia, en probeta cilíndrica, de 220 kp/cm².

Las pilas se hormigonaron utilizando encofrados deslizantes metálicos. La velocidad de avance conseguida durante la construcción fue de 0,3 m por hora. Los encofrados des-

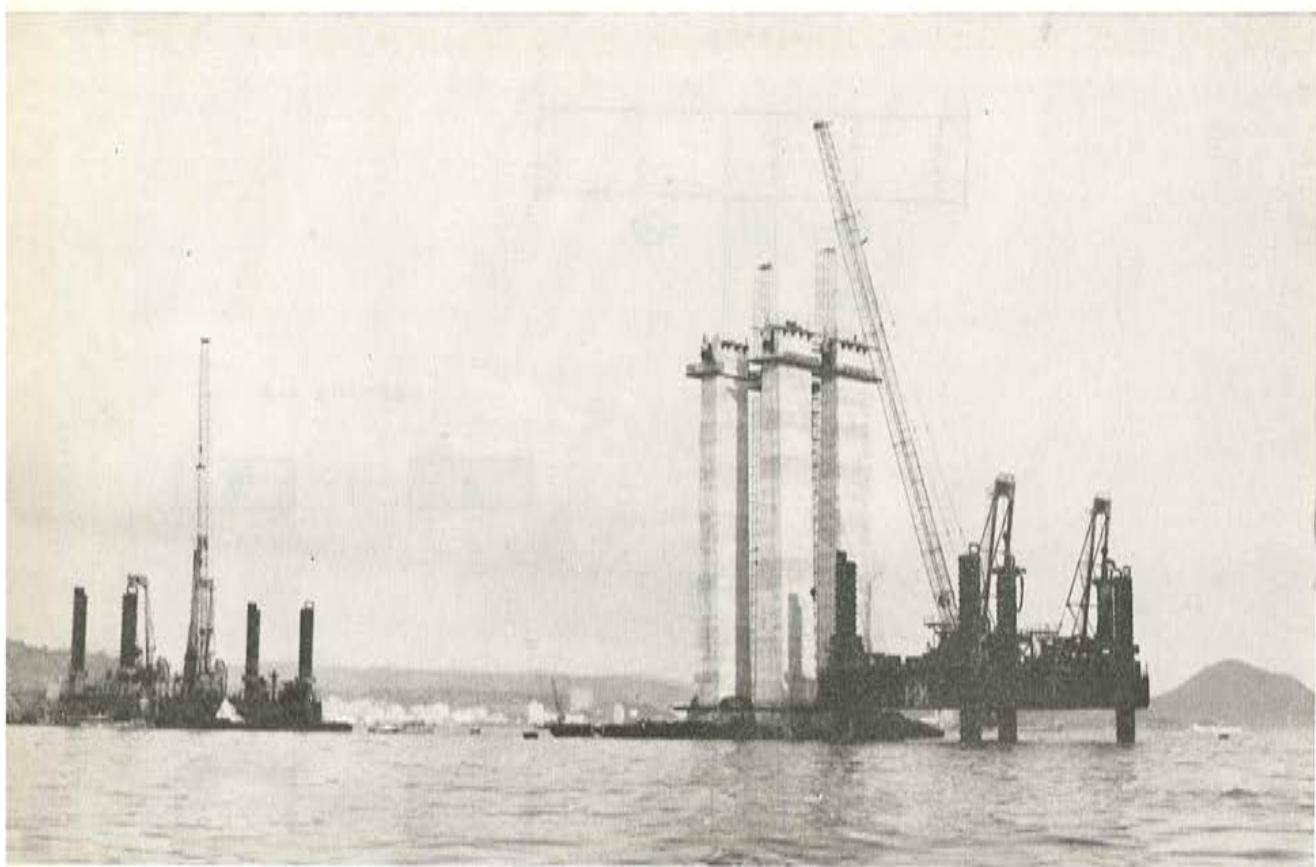


Fig. 19.—Plataformas flotantes y pila P103.

lizantes de ambos fustes se elevaban simultáneamente y una vez terminado el hormigonado se retiraron con grúas.

El encofrado utilizado para hormigonar el bloque macizo de cabeza estaba constituido por paneles de acero que se montaron sobre el borde superior de las paredes de los fustes. Esta operación se realizó por medio de grúas. Para las pilas de menor altura las grúas se montaron sobre barcazas. Por el contrario, para las pilas más altas fue necesario utilizar grúas montadas sobre las plataformas metálicas que sirvieron para la hincada de los pilotes que constituyen la cimentación del puente. El hormigonado de los bloques de las cabezas de las pilas se realizó también con el auxilio de grúas (fig. 19).

10. CIMENTACIONES DEL PUENTE DE HORMIGON

En general, la cimentación de los tramos de hormigón del puente que cruzan la bahía, está constituida por pilotes de 1,8 m de diámetro. Las cargas de cada par de fustes que forman la pila se transmite a los pilotes por medio de una losa de hormigón armado (figura 20).

Los pilotes se construyeron siguiendo tres métodos diferentes, según las particulares condiciones de proyecto de cada cimentación. El número de pilotes en cada cimentación fue de 8, 10, 12 o 17 unidades, dependiendo de las características de la pila y del tipo de pilote utilizado.

En las zonas del puente con cimentaciones poco profundas se construyeron éstas uti-

lizando cajones de aire comprimido. Estos consisten en cajones con techo y sin fondo, que forman una especie de campana, en la que se inyecta aire a presión y permite a los obreros trabajar en seco en su interior, excavando las tierras y echándolas al exterior a través de una esclusa, con lo que se va hincando el cajón. La carga máxima normal admisible en estos cajones es de 750 toneladas.

En otras zonas, la cimentación se construyó a base de pilotes de hormigón reforzados con cinco perfiles metálicos de ala ancha y de longitud igual a la del pilote. Su construcción se realizó en las siguientes etapas: se hincó primero en el terreno un tubo metálico de 1,8 m de diámetro interior y un espesor de pared de 10 m. El material que quedó dentro del tubo se retiró empleando métodos mecánicos. Despues se introdujeron dentro del tubo los cinco perfiles de ala ancha, que presentaban una sección de $0,019 \text{ m}^2$, y cuyo peso era de 148,8 kp/m cada uno. Se colocó tambien una armadura ordinaria junto con los cinco perfiles y se rellenó el tubo con hormigón, empleándose la técnica de hormigonado bajo el agua. De este modo se formó un pilote de hormigón armado de 1,8 m de diámetro. En este tipo de pilotes, los perfiles metálicos de ala ancha transfieren al terreno las cargas normales al pilote, y parte de hormigón transmite los empujes horizontales y los momentos. La carga máxima normal admisible en estos pilotes, de acuerdo con el proyecto, era de 750 toneladas.

En las zonas con cimentaciones a mayor profundidad, los pilotes se hincaron en las rocas y se llenaron con hormigón, empleándose para ello la técnica de hormigonado bajo el agua. El sistema constructivo utilizado en estos casos fue el siguiente: se situó una plataforma flotante (fig. 19), dotada de cuatro soportes retráctiles en el lugar en donde había que construir los pilotes. La plataforma estaba utilizada con el equipo necesario para cons-

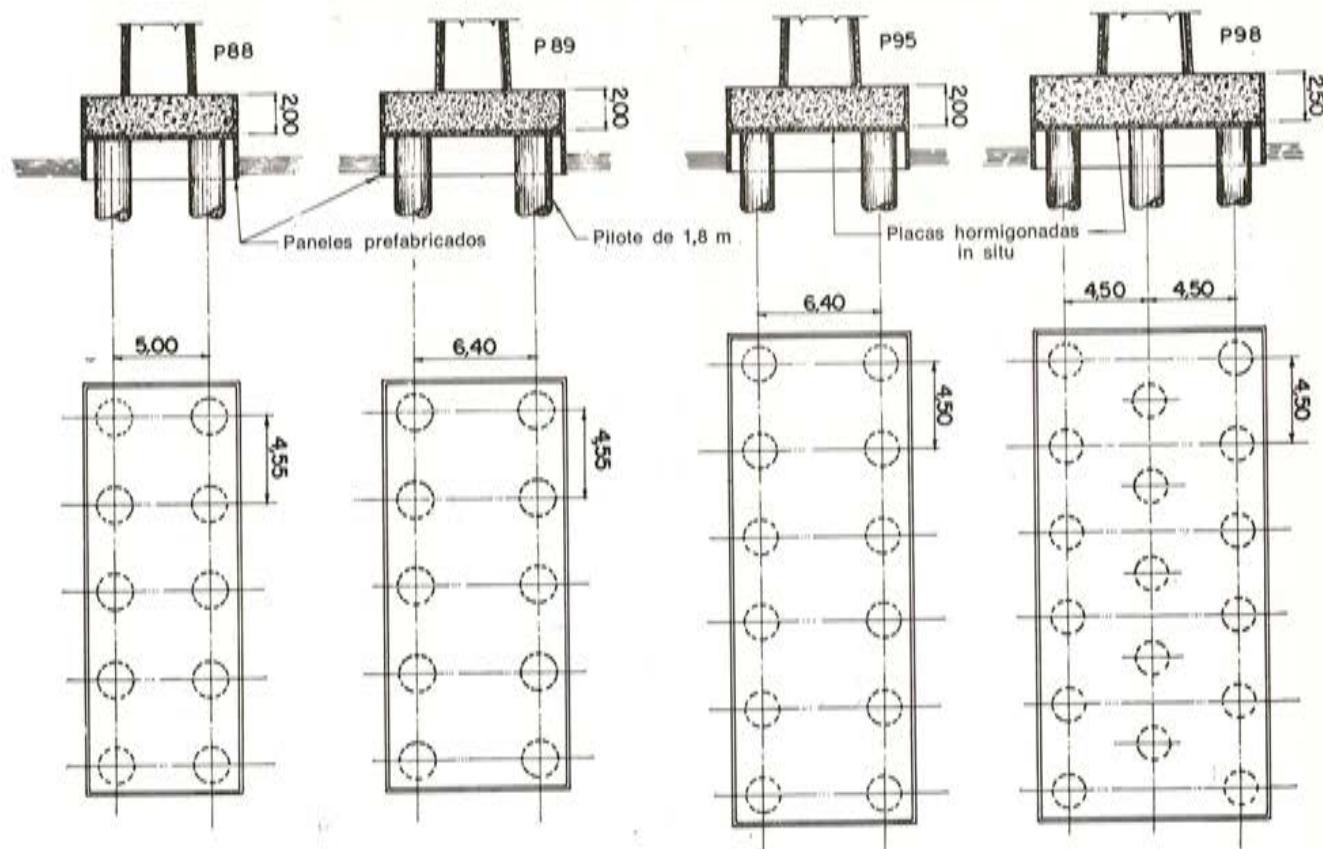


Fig. 20. — Cimentaciones del puente de hormigón.

truir los pilotes. El peso de la plataforma se transmitía a través de sus soportes al fondo de la bahía, quedando la plataforma por encima del nivel del agua. Se introducía entonces en el terreno un tubo de 2,08 metros de diámetro interior, y en él se metía un trépano rotatorio, de 1,9 m de diámetro, que iba perforando el terreno. Los materiales extraídos eran retirados a continuación mediante un aspirador neumático; simultáneamente, un dispositivo auxiliar obligaba al tubo de 2,08 m de diámetro a penetrar en el terreno mediante movimientos oscilantes hasta alcanzar el lecho rocoso, en el cual el trépano podía ya trabajar sin el tubo exterior. Una vez alcanzada la profundidad adecuada de cimentación se retiró el equipo de perforación y se introdujo dentro del tubo de 2,08 m de diámetro, otro tubo de acero de 1,8 m de diámetro interior y un espesor de pared de 10 mm. Despues se colocó la armadura del pilote, procediéndose a su hormigonado, empleándose la técnica de hormigonado bajo el agua, utilizándose en esta operación un equipo para bombear el hormigón. A continuación se retiró el tubo exterior, y simultáneamente, el hueco que quedó entre el terreno y el pilote de 1,8 m de diámetro se llenó con arena compactada. Para la construcción de estos pilotes se necesitaron tres plataformas metálicas flotantes. Estas plataformas fueron construidas en Brasil por la firma Isikawajima do Brasil, y el equipo auxiliar instalado en las plataformas por la IHC, de Holanda. En el proyecto se adoptó como carga normal admisible para este tipo de pilotes la de 10,5 toneladas.

La losa de cimentación en hormigón armado, construida sobre los pilotes y que sirve para distribuir las cargas de las pilas, tiene un espesor de 2 ó 2,5 m, según la magnitud de las cargas que la transmiten los fustes. Estas losas se construyeron de la siguiente forma: con un encofrado de madera se construyó una primera placa de hormigón armado, apoyada sobre los pilotes. Esta placa de hormigón fue utilizada como estructura de sustentación de la losa durante su hormigonado. En el taller de la obra se prefabricaron unas placas de hormigón, que sirvieron de encofrado lateral de la losa y que se fijaron a la placa inferior, anteriormente construida para resistir la presión del hormigonado durante las operaciones de hormigonado de la losa. Estos paneles se dejaron incorporados a la losa, proporcionándole un adecuado acabado exterior. El hormigón utilizado tenía una resistencia característica, en probeta cilíndrica, de 200 kp/cm².

Las cimentaciones adyacentes al canal de navegación, que son en total 14, así como otras seis cimentaciones situadas en lugares donde también hay tráfico marítimo, se han rodeado con "dolines" de hormigón para protegerlas contra posibles colisiones de barcos.

Los "dolines" más resistentes son los que protegen las cuatro cimentaciones de los tramos de 200, 300 y 200 m de longitud en el canal de navegación. Estos "dolines" fueron construidos con pilotes de 1,8 m de diámetro, dispuestos circularmente y encapsulados en una pieza de hormigón armado. El espacio delimitado por los pilotes va lleno con piedra machacada. Para resistir los impactos laterales se construyó una estructura metálica, que tiene por objeto mantener arriostrados entre sí los pilotes.

En las diez cimentaciones adyacentes a las cuatro principales del canal de navegación, así como también en las cuatro cimentaciones contiguas a la isla de Mocange Grande y situadas entre esta isla y la de Cajú, los "dolines" son de otro tipo diferente. A ambos lados de las cimentaciones se dispusieron unos "dolines" de sección transversal semicircular de 15,6 m de diámetro, constituidos por un macizo de hormigón armado de 2,5 m de altura, apoyado sobre siete pilotes de hormigón de 1,8 m de diámetro. A lo largo del paramento exterior del macizo de hormigón se ha colocado una estructura de madera para protegerlo contra posibles choques de barcos de pequeño tamaño.

11. CONSTRUCCION DEL PUENTE

La construcción del puente de hormigón fue iniciada en diciembre de 1968 por un consorcio de empresas constructoras brasileñas. En el período de tiempo comprendido entre diciembre de 1968 y enero de 1971 se instaló la planta de fabricación en la isla de Fundão que comprendía la factoría de dovelas prefabricadas y otras instalaciones. Las dos vigas de lanzamiento utilizadas en la zona del puente contigua a Río de Janeiro se montaron sobre los tramos comprendidos entre las pilas P394 y P38. Durante este período de tiempo se terminaron las cimentaciones de siete pilas en la bahía, se hormigonaron 223 dovelas y se construyeron 200 m de puente sobre el mar.

En enero de 1971 un nuevo consorcio reemplazó al anterior. Se adquirieron nuevos equipos de maquinaria y elementos de obra, entre ellos grúas y las plataformas flotantes para la construcción de las cimentaciones. Temporalmente se suspendió la fabricación y montaje de las dovelas prefabricadas.

El 12 de agosto de 1972 se reanudó la prefabricación de dovelas dándose por terminada esta actividad el 8 de octubre de 1973. El montaje de las dovelas, en la orilla de Río de Janeiro, se reanudó el 29 de agosto de 1972 y se terminó el 10 de noviembre de 1973. Por el lado de Niteroi los trabajos de montaje se iniciaron el 11 de noviembre de 1972 y se concluyeron el 4 de noviembre de 1973.

Durante la construcción del puente Río-Niteroi, desde febrero a julio de 1973, se montaron por término medio unas 278 dovelas prefabricadas por mes, utilizando cuatro vigas de lanzamiento. Esto equivale a la construcción de 10,8 m de puente por día, lo cual supone que un tramo de 80 m, por término medio, se montaba en un plazo de 7,4 días.

El puente fue inaugurado el 4 de marzo de 1974 por el Presidente de la República Emilio Garrastazu Medici, y fue abierto al tráfico el 5 de marzo de 1974. El nombre oficial de este puente es "Puente Presidente Costa e Silva".

12. PRINCIPALES CORPORACIONES QUE HAN CONTRIBUIDO A LA CONSTRUCCION DEL PUENTE DE HORMIGON

El propietario del puente es el "Departamento Nacional de Estradas de Rodagem" del Ministerio del Transporte. El Ministro de Transporte durante la construcción fue el Excelentísimo Sr. D. Mario David Andreazza. Durante la construcción, la propiedad estuvo representada por la constructora gubernamental "Empresa de Engenharia e Construção de Obras Especiais-ECEX" de la cual es presidente el Excmo. Sr. D. João Carlos Guedes.

El puente de hormigón fue proyectado y controlado por "Antonio A. Noronha-Serviços de Engenharia, S. A.". Los proyectistas del puente de hormigón fueron el Dr. Antonio A. de Noronha y el Dr. Ing. B. Ernani Díaz. Los trabajos de control de la obra fueron dirigidos por el Dr. Antonio A. de Noronha y el Ingeniero João de Lima Acioli.

La construcción del puente de hormigón la realizó el "Consortio Construtor Guanabara Ltada.", del cual es presidente el Ingeniero Lauro Ríos y director técnico el Ingeniero Bruno Contarini. Este consorcio fue formado por las firmas "Construções e Comercio Camargo Correa, S. A.", "Construtora Rabello, S. A." y "Construtora Mendes Junior, S. A.".

Traducido por:
C. SÁNCHEZ CASTRO

S.A.E. BBR

Sistema para pretensar
hormigón

Juntas de dilatación
para puentes



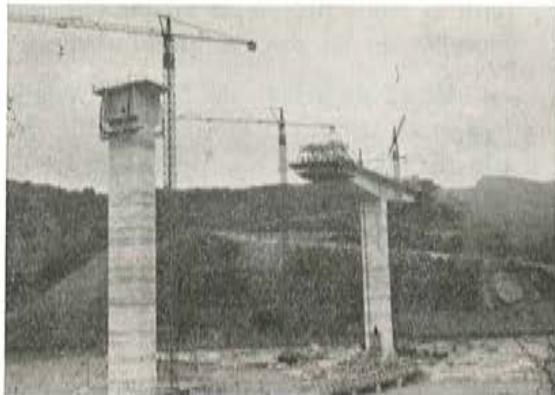
RUB

PUENTES EN CONSTRUCCION POR VOLADIZOS SUCESSIONS

Estado de las obras en febrero de 1974

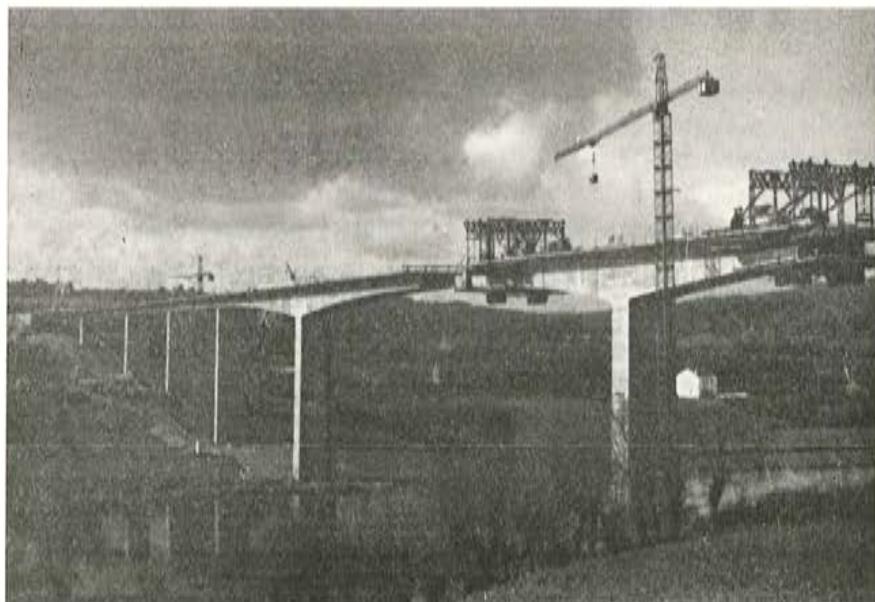


Viaducto sobre el río Deza, en Silleda (Pontevedra).
Luces: $3 \times 23 + 23,50 + 45,50 + 90 + 45,50 +$
 $+ 23,50 + 23$ m.
Construye: Constructora Internacional, S. A.
Ginés Navarro e Hijos, S. A.
Empresarios Agrupados.



Puente del Carril, en Toral de los Vados (León).
Luces: $45 + 54 + 3 \times 108 + 54 + 45$ m.
Construye: E.F.Y.C.S.A.

Puente sobre el río Miño, en
Lugo.
Luces: $36 + 3 \times 45 + 54 +$
 $+ 108 + 54 + 45 + 36$ m.
Construye: Entrecanales y Tá-
vora, S. A.



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

Fábrica:
Polígono Industrial Barcelonés - Teléfs. 29 y 31
ABKERA (BARCELONA)

la técnica del encolado de las dovelas prefabricadas en los puentes construidos por el método de voladizos sucesivos

B. HERNANI DIAZ
Dr. ingeniero (*)

1. INTRODUCCION

Se pretenden describir en este trabajo los hechos más destacados que se fueron observando durante el proyecto y el control de la construcción del puente Río-Niteroi. Esta estructura, de 13.290 metros de longitud, forma parte de la carretera que cruza la bahía de Guanabara, entre las ciudades de Río de Janeiro y Niteroi.

En una zona del puente, de 7.884 m de longitud, situada sobre el mar, la superestructura está constituida por dos vigas continuas de sección en cajón, gemelas, de hormigón pretensado. Su canto, constante, es de 4,7 metros. La anchura total del puente, es de 26,6 metros y los tramos normales son de 80 metros de longitud.

La superestructura, prefabricada, se construyó por voladizos sucesivos y como si se tratase de dos estructuras independientes. Terminada su construcción, las alas superiores de las dos vigas cajón que forman el tablero del puente, se solidarizaron entre sí por medio de un pretensado transversal. Cada par de voladizos, cuya longitud total es de 80 metros, y cuya anchura corresponde a la de la mitad del puente, está constituido por 17 dovelas que pesan, como máximo, 110 toneladas. Las dovelas situadas sobre la pila tienen 2,8 m de longitud y las otras 4,8 m (fig. 1).

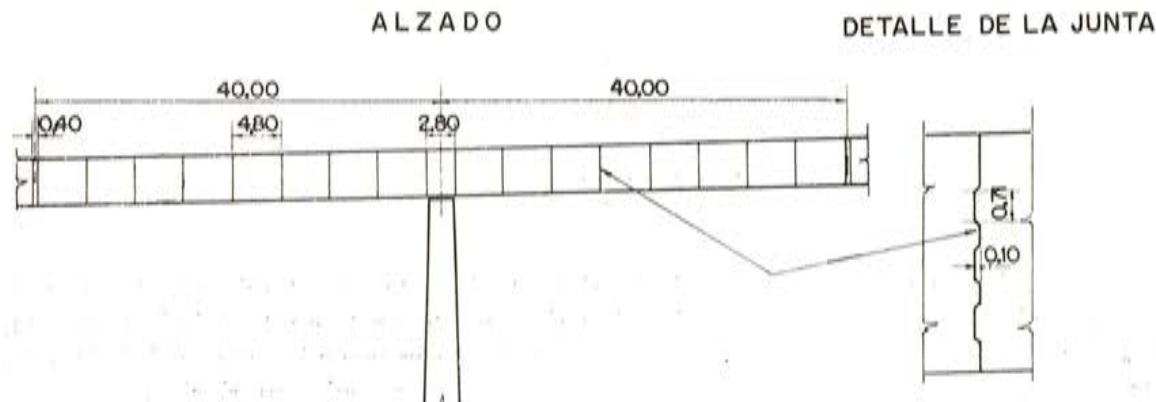


Fig. 1.—Alzado del puente y detalle de la Junta.

(*) Nota editorial.—Este artículo es la versión en español del trabajo titulado "The Technique of Glueing Precast Elements of Bridges Built by Cantilever Method", que aparece en la *Publicação Técnica* núm. 52, de António A. Noronha, Serviços de Engenharia, S. A. Agradecemos muy sinceramente a su autor y al Dr. ingeniero A. Noronha, su amable autorización para incluir en nuestra revista tan interesante trabajo y el envío de los originales de las figuras que lo ilustran.

Las dovelas prefabricadas se moldearon cada una sobre la anterior, en el taller de fabricación. De esta forma, la superficie de contacto de cada dovela se corresponde exactamente con la de la dovela adyacente. Para las juntas entre las dovelas prefabricadas se utilizaron resinas epoxi. El espesor de la capa de adhesivo es de 1 a 1,5 milímetros.

La armadura longitudinal principal está constituida por cables con trayectoria sencillamente rectilínea. Cada viga cajón, normalmente, tiene 42 cables (de 12 cordones de 12,7 mm) como armadura superior y 14 cables (también de 12 cordones de 12,7 mm) como armadura inferior. En las almas no hay tendones inclinados, de modo que todo el cortante tiene que ser absorbido por los estribos, las barras que ejercen el pretensado vertical y, naturalmente, por las tensiones de compresión oblicuas, en el hormigón de las almas.

La superficie total de esta estructura es de 210.605 m². El puente se construyó en veintidós meses, utilizando cuatro vigas de lanzamiento. Un tramo corriente de 80 m, normalmente se montaba en unos siete días (*).

2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL DE LAS JUNTAS ENCOLADAS

Normalmente, en el proyecto de puentes con juntas encoladas se exige que no existan tensiones de tracción en el hormigón bajo las cargas de servicio. Este requisito es importante para garantizar la necesaria seguridad contra la fisuración por flexión. En las juntas encoladas, la armadura pasiva longitudinal pierde su continuidad. En consecuencia, en tales juntas existe una tendencia a la fisuración bajo la acción de determinadas cargas. Estas cargas son superiores a las de servicio, debido a los requisitos antes mencionados. Las cargas capaces de originar fisuraciones pueden determinarse como más adelante se indica.

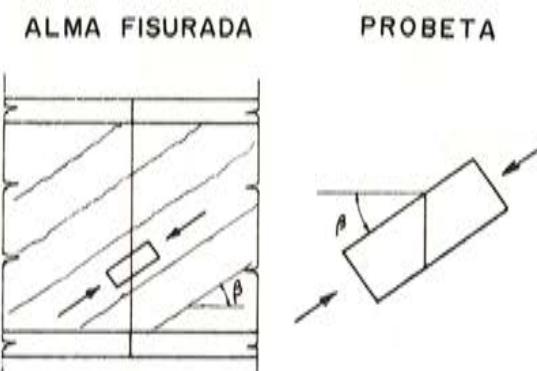


Fig. 2. — Alma fisurada y posición relativa teórica de la probeta.

Un problema muy importante, desde el punto de vista estructural, consiste en saber cómo puede influir una junta encolada sobre el comportamiento a rotura de la estructura. Para resolverlo es preciso analizar dos aspectos; uno se refiere a la capacidad de la junta para transmitir únicamente tensiones de compresión (por ejemplo, en el ala comprimida de una viga de hormigón de sección en I). En este caso, las condiciones son favorables, ya que la cola epoxi presenta una resistencia a compresión más elevada que la del propio hormigón y las tensiones, además, son perpendiculares a la junta. El otro aspecto, de mayor importancia, es el de la transferencia de las tensiones cortantes en el alma de la

(*) *N. del T.* — Una descripción más completa de este puente ha sido realizada por el Dr. Ing. António A. Noronha, autor del proyecto. En páginas anteriores de esta misma Revista aparece la citada descripción.

viga. Este caso debe ser estudiado concienzudamente, determinándose la influencia de la junta encolada sobre la capacidad resistente de la viga al esfuerzo cortante.

En aquellas zonas del puente Río-Niteroi donde no se han dispuesto tendones inclinados en las almas, el cortante, en el plano de la junta, debe ser totalmente absorbido por las componentes verticales de las tensiones de compresión oblicuas existentes en el alma, entre fisuras, bajo cargas próximas a las de rotura de la viga (fig. 2). Es importante señalar que, aun cuando existan en las almas tendones inclinados, en casi todos los puentes con juntas encoladas y canto constante, el cortante debe ser absorbido, esencialmente de la misma forma en el estado límite de rotura, dada la relativamente reducida parte de esfuerzo cortante que pueden absorber, en dicho estado, las componentes verticales de las fuerzas de pretensado ejercidas por los cables. En los puentes con canto variable, el problema sigue teniendo la misma importancia, debido a las altas tensiones cortantes que se originan en las almas de las vigas.

3. EXPERIENCIAS SOBRE UN MODELO REDUCIDO DE UNA ESTRUCTURA CON JUNTAS ENCOLADAS

Con el fin de estudiar el comportamiento hasta rotura de una estructura encolada, se ensayó un modelo reducido del puente Río-Niteroi, a escala 1:6, bajo la dirección del profesor H. Kupfer, en el Materialprüfungsamt (Departamento de Ensayo de Materiales) de la Universidad Técnica de Munich (véase referencia bibliográfica 1). El modelo representa la parte de puente contigua al apoyo y las siete dovelas prefabricadas correspondientes. Esta parte de la estructura es la más crítica, debido a los valores relativamente altos de los momentos y de las tensiones cortantes. Se reprodujeron las principales características estructurales del puente, aunque para el modelo se adoptó una sección en I.

Las dovelas del modelo se construyeron siguiendo el mismo procedimiento utilizado en las del puente, es decir, moldeándolas unas contra otras. En la superficie de contacto del alma se dispuso una llave o resalto, con objeto de obtener un encaje más perfecto entre dovelas. La armadura transversalmente dispuesta en el alma del modelo, equivale exclusivamente a la utilizada en el puente para absorber los esfuerzos cortante y no a la empleada para absorber los momentos flectores en el plano del alma.

La rotura del modelo se produjo por aplastamiento en compresión del alma, lo cual ocurrió prematuramente, debido a que, al llegar a rotura, se había alcanzado el límite elástico del acero de los estribos. La tensión tangencial convencional en el alma $\tau_w = V/b_w \cdot d$ (V = esfuerzo cortante; b_w = anchura del alma; d = canto útil) fue de 68 kp/cm², que equivale al 0,23 de la resistencia media a compresión, en probeta cilíndrica (que era: $f_{c,em} = 295$ kp/cm²), del hormigón de las dovelas prefabricadas, cuando se produjo la rotura del alma. En el ensayo pudo apreciarse que la junta encolada no alteró la trayectoria de las fisuras inclinadas del alma, y que la rotura por aplastamiento del alma se produjo como si la viga fuese monolítica.

Las primeras fisuras por flexión observadas, se produjeron bajo una carga igual al 93 por 100 (véase referencia bibliográfica 1), de la de fisuración calculada, determinada como la carga que produce una tensión por flexión, en el ala sometida a tracción, de 39 kp/cm². Las fisuras de flexión tienen tendencia, como era de esperar, a formarse en las zonas de la junta; donde la armadura pasiva pierde su continuidad. Las fisuras no se formaron exactamente en el plano de junta, sino a unos centímetros del mismo. Cumpliendo los requisitos normalmente prescritos para juntas encoladas, según los cuales no se admiten tensiones de tracción en el hormigón bajo las cargas de servicio, se obtiene suficiente seguridad frente a la fisuración.

Designando por η a la relación entre las tensiones medidas en los estribos y las teó-

ricas determinadas de acuerdo con la teoría clásica de la viga de Moersch, se obtuvo $\eta = 0,642$ a partir de los valores medios de las tensiones medidas y $\eta = 0,817$ para la tensión máxima medida. Esto demuestra que las juntas encoladas no influyen desfavorablemente en el comportamiento de los estribos, lo cual era de esperar, puesto que la dirección de las fisuras no ha sido modificada por las juntas.

4. MODELO PARA INVESTIGAR EL COMPORTAMIENTO DE UN ALMA CON JUNTA

Para estudiar el comportamiento del alma con junta encolada de una viga, es necesario disponer de un modelo representativo. En la figura 2 se indica la forma que puede tener dicho modelo y la zona del alma de la viga que el mismo representa. Para estudiar el caso del puente Río-Niteroi se utilizaron tres diferentes tipos de probetas de ensayo. Uno de ellos consiste en una probeta cilíndrica, de 30 cm de altura y 15 cm de diámetro, con una junta inclinada a la mitad de su altura (fig. 3). Este tipo de probeta fue utilizado al principio, pero luego se abandonó debido a las dificultades que presentaba unir bien con la cola las dos partes de la probeta. El espesor de la capa de epoxi no era uniforme y, por consiguiente, resultaba difícil hacer coincidir exactamente las dos partes de la probeta.

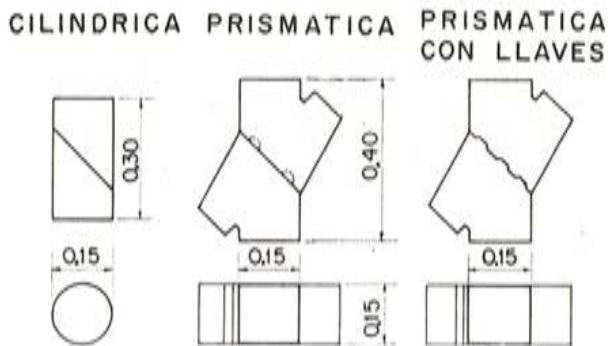


Fig. 3. — Probetas con juntas encoladas inclinadas.

Posteriormente se diseñó una probeta prismática, en forma de X, con una sección transversal de 15×15 cm y una altura de 40 cm. En dirección perpendicular al plano de la junta se dispusieron dos resaltos de hormigón sobre los cuales era posible aplicar una presión normal a la junta, durante las operaciones de encolado. Esta presión corresponde a la ejercida por el pretensado introducido durante el montaje de las dovelas prefabricadas del puente. Con objeto de obtener un perfecto encaje entre las dos partes de la probeta de ensayo, se dispusieron dos llaves en las superficies de contacto, constituidas por dos semiesferas de 20 mm de diámetro. Por lo demás, la superficie de la junta era plana (fig. 3).

En una serie especial de ensayos, las probetas prismáticas en forma de X presentaban una disposición especial, en lo que se refiere a su superficie de contacto. Con el fin de reproducir las tres llaves existentes en las juntas entre las dovelas del puente, se dispusieron tres llaves o resaltos similares en la superficie encolada de la probeta de ensayo (figs. 1 y 3).

Para fabricar las probetas, primeramente se hormigonaba media probeta. Una vez que ésta había endurecido se hormigonaba contra ella la otra media. Antes de la operación de encolado se limpiaban las dos superficies de contacto, con chorro de arena, en forma análoga a como se hacía en las dovelas prefabricadas del puente.

5. PROPIEDADES DE LAS RESINAS EPOXI CURADAS

Las principales propiedades de las resinas epoxi curadas, desde el punto de vista de su utilización para el encolado de las dovelas de un puente, son las siguientes:

- a) Comportamiento de la resina curada sometida a altas temperaturas.
- b) Su *Pot-life* (tiempo que tarda en endurecer una determinada cantidad de resina, en un recipiente, a una temperatura fijada de antemano).
- c) Resistencia de la resina.
- d) Características del curado.
- e) Viscosidad.
- f) Propiedades tixotrópicas.
- g) Forma de realizar el ensayo de compresión de las probetas encoladas.
- h) Sensibilidad de la mezcla de la resina epoxi con el endurecedor.
- i) Condiciones en que debe efectuarse la mezcla de la resina y el endurecedor.

Se discutirán aquí solamente algunos de estos aspectos.

Es bien sabido que la resina una vez curada es un material que a altas temperaturas no conserva sus propiedades. Por consiguiente, será preciso dedicar especial atención a la investigación sobre el comportamiento a altas temperaturas de la resina curada, así como al estudio de los valores de su fluencia a las temperaturas de servicio. En la figura 4 se puede ver cómo varía el módulo cortante "G" en diferentes productos comerciales, determinado en probetas cilíndricas de 30 mm de diámetro, sometidas a una tensión tangencial de 50 kp/cm² en función de la temperatura (referencia bibliográfica 2). Estos ensayos se realizaron según el método utilizado por la firma "Campenon Bernard de Europa". Para su aplicación al puente Río-Niteroi se eligió el producto que mejor se comportó (fig. 4) con respecto al mantenimiento del módulo cortante "G" a altas temperaturas.

Se determinó la resistencia de la resina curada mediante el ensayo a flexotracción sobre probetas prismáticas de 4 × 4 × 16 cm³. La carga puntual se aplicó en el punto medio de la luz de ensayo, que fue de 14 cm. La resistencia a tracción de una mezcla epoxi, a las seis horas de edad, resultó muy variable según la temperatura del aire y la de la mezcla. Sus valores, para una formulación epoxi curada durante seis horas y para

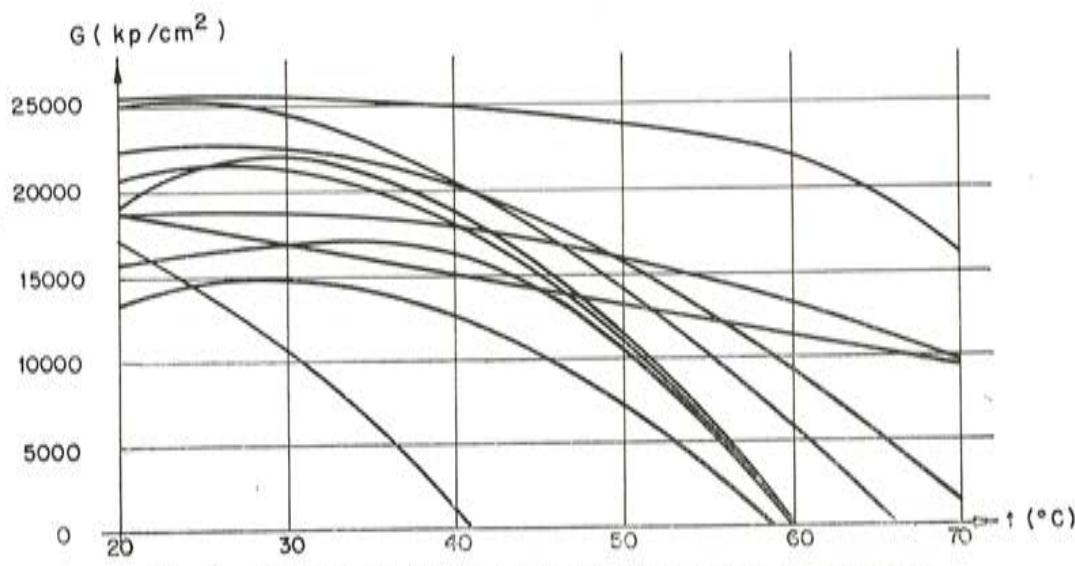


Fig. 4.—Variación del módulo cortante G en función de la temperatura.

las condiciones de obra del puente en Río de Janeiro (con temperaturas comprendidas entre 13 y 39° C), variaron entre 80 kp/cm² y 200 kp/cm². La resina epoxi, curada durante siete días, presentó una resistencia media a flexotracción de 290 kp/cm².

Las variaciones de la resistencia a flexotracción, en función de la temperatura de una formulación epoxi curada durante siete días, fueron las siguientes:

Temperatura en °C	23	36,5	50	65,5
Resistencia media a flexo-tracción en kp/cm ²	300	274	255	254

La variación de los módulos de elasticidad en flexión, en función de la temperatura para la misma formulación epoxi curada también durante siete días, fue la siguiente:

Temperatura en °C	23	36,5	50	65,5
Módulos de elasticidad en kp/cm ² ...	63.000	44.600	22.100	19.500

Las probetas de ensayo, después de rotas a flexotracción, pueden servir para otros ensayos, si se necesita determinar la resistencia del mismo material, pero con un curado más prolongado. En el caso que se estudia, pudieron realizarse dos nuevos tipos de ensayo con las dos mitades (tamaño medio 4 × 4 × 8 cm³) de la probeta original: determinación de la resistencia a tracción por hendimiento (con cubos de 4 × 4 × 4 cm³) y de la resistencia a compresión (también con cubos de las mismas dimensiones). Q. Guedes (referencia bibliográfica 3) demostró que para la formulación epoxi aquí utilizada la resistencia a la tracción, determinada mediante el ensayo de hendimiento (con cubos de 4 × 4 × 4 cm³), resulta, por término medio, igual al 28 por 100 de la resistencia a la tracción obtenida en el ensayo de flexotracción sobre probetas de 4 × 4 × 16 cm³. Comprobó también que la resistencia a flexotracción era igual, por término medio, al 51 por 100 de la resistencia a compresión, medida en probeta de 4 × 4 × 16 cm³.

Cuando se ensaya a compresión una probeta con junta inclinada y convenientemente encolada, se obtienen siempre valores inferiores a los registrados en los ensayos sobre probetas monolíticas. Una de las características fundamentales que deben poseer las resinas epoxi curadas, para su utilización en la construcción de puentes por dovelas, es que dicha diferencia resulte muy pequeña. En el caso de utilizar probetas prismáticas en forma de X (fig. 3) el valor de la resistencia a compresión, obtenido en el ensayo sobre la probeta con junta encolada, varía entre el 90 y el 98 por 100 del correspondiente a la probeta monolítica. La relación entre la resistencia a compresión medida sobre probetas prismáticas en forma de X y la que se obtiene en el ensayo sobre probetas cilíndricas es de 90 a 98 por 100.

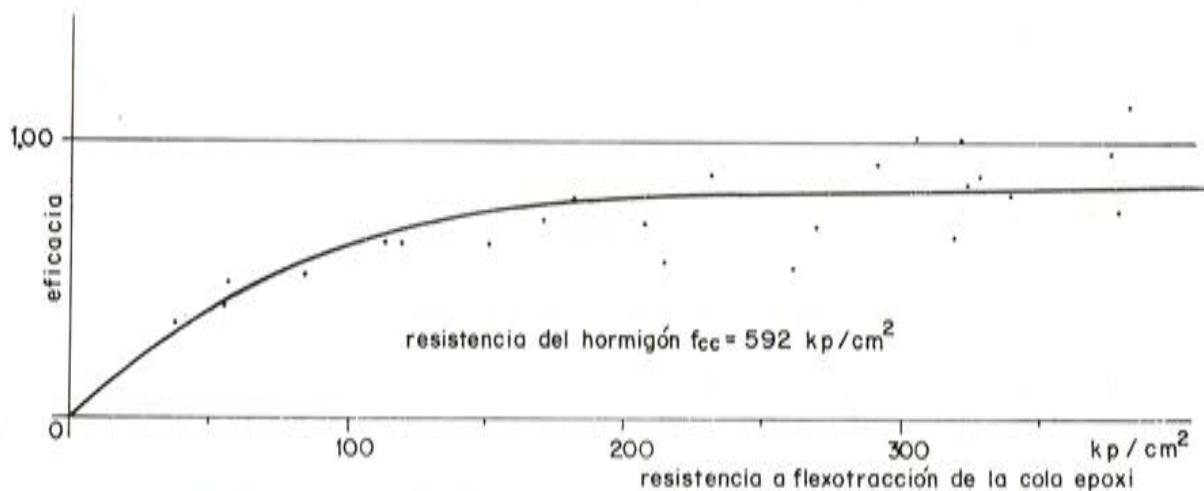


Fig. 5.—Variación de la eficacia en función de la resistencia a flexotracción de la resina curada.

dricas ($h = 30$ cm y $\varnothing = 15$ cm) alcanza un valor medio de 0,87. Los valores más altos los dan las probetas cilíndricas. Así, por ejemplo, con una resina curada durante siete días, los valores de las resistencias a compresión registrados fueron los siguientes:

Resistencia medida sobre probeta cilíndrica monolítica	534 kp/cm ²
Resistencia medida sobre probeta prismática encolada	428 kp/cm ²
Resistencia calculada para probeta prismática monolítica	464 kp/cm ²
Eficacia	0,92

Se entiende por eficacia la relación entre las resistencias obtenidas en los ensayos sobre probetas encoladas y monolíticas, de la misma forma.

En la figura 5 se representan los valores de la eficacia obtenidos en función de la resistencia a flexotracción alcanzada por la resina curada.

También se han realizado estudios para determinar si una variación en la composición de la mezcla de epoxi y endurecedor influía mucho en las características de la resina curada. Se comprobó que si la relación entre los pesos de los componentes de una formulación epoxi variaba desde 0,73 a 1,3, los resultados de los ensayos a compresión de las probetas encoladas seguían siendo sensiblemente iguales.

6. RESULTADOS DE LOS ENSAYOS A COMPRESIÓN SOBRE PROBETAS CON JUNTAS ENCOLADAS

La pendiente, con respecto al eje longitudinal de la pieza de las fisuras inclinadas del alma de una viga en rotura, definida como $\tan \beta$ (fig. 2) es variable y depende de diversos factores. Concretamente, en el caso del modelo reducido del puente Río-Niteroi, el ángulo β oscila entre 30 y 35°.

Para estudiar la influencia de la inclinación de la junta, en la resistencia a compresión de las probetas cilíndricas de hormigón con junta encolada inclinada, se llevaron a cabo una serie de ensayos. Los resultados obtenidos utilizando una formulación epoxi, curada durante veintiocho días, fueron los siguientes:

Ángulo β , en grados	0	15	30	45	60
Resistencia a compresión, kp/cm ² ...	535	524	567	540	396
Eficacia	0,94	0,92	0,98	0,95	0,70

Puede observarse que hasta $\beta = 45^\circ$ el ángulo de la junta no influye apreciablemente en la resistencia a compresión. Por ello, en las probetas con junta inclinada se adoptó el valor $\beta = 45^\circ$.

Para el montaje de las dovelas prefabricadas de un puente es muy interesante poder predecir la resistencia a compresión de la junta mediante ensayos de probetas encoladas con una resina de curado rápido. Sin embargo, durante el montaje, lo fácil es medir la resistencia a flexotracción de la resina ya curada. Por consiguiente, se procedió a estudiar la relajación existente entre la resistencia a flexotracción de la cola y la resistencia a compresión medida sobre probetas prismáticas en forma de X. En este caso, no se anotaba la edad de curado de la resina, por carecer de significado, puesto que hasta las seis horas las resistencias a tracción de las formulaciones epoxi utilizadas en el puente presentaban valores muy dispersos. Pudo comprobarse que la eficacia de una resina curada durante siete días tenía un valor medio igual a 0,96.

Las probetas prismáticas en forma de X son especialmente idóneas para la aplicación de una presión variable, normal a la junta, durante el proceso de curado de la resina. En el caso de este puente, cada dovela podía colocarse seis horas después de haber

terminado el montaje de la anterior. A este ritmo, las tensiones en la junta aumentan antes de que el curado de la formulación epoxi haya concluido.

Con objeto de determinar la influencia de este hecho, se estudió la variación de la resistencia a compresión de probetas prismáticas de hormigón, encoladas, y con sus juntas sometidas a dos condiciones diferentes. La primera consistía en que, al cabo de cuarenta y cinco minutos de haberse efectuado la mezcla, se sometía la junta a una tensión de compresión de $1,5 \text{ kp/cm}^2$, procediéndose al ensayo de los prismas al cabo de seis horas y cuarenta y cinco minutos (edad de la formulación epoxi: seis horas y cuarenta y cinco minutos). En el segundo caso la junta se sometió a una compresión de $1,5 \text{ kp/cm}^2$ durante cuarenta y cinco minutos; después, a las tres horas y cuarenta y cinco minutos se aumentó la compresión hasta 10 kp/cm^2 , y al cabo de seis horas y cuarenta y cinco minutos se ensayó el prisma (edad de la formulación epoxi: seis horas y cuarenta y cinco minutos). Se pudo apreciar que la resistencia a compresión en el segundo caso era 1,29 veces mayor que en el primero, es decir, que un incremento en la tensión de compresión sobre la junta encolada, durante el proceso de curado de la resina, no es perjudicial.

Puesto que en las superficies de contacto de las dovelas del puente había tres llaves, se llevaron a cabo una serie de ensayos utilizando una probeta prismática provista de tres resaltos o llaves en la junta (fig. 3). Se comprobó así que las probetas prismáticas, con llaves en las juntas, tenían una eficacia media igual a 0,42 incluso sin resina en la junta.

7. INVESTIGACIONES REFERENTES A LOS PROBLEMAS DE MONTAJE

Al iniciarse la construcción, se realizaron investigaciones para determinar si sería necesario someter a algún tratamiento las superficies de contacto de las dovelas prefabricadas, sobre las cuales se había aplicado una capa de talco y jabón para impedir la adherencia entre el hormigón viejo y el nuevo. Se pudo comprobar que las probetas sin tratamiento alguno en la junta, presentaban resistencias a compresión iguales tan sólo al 78 por 100 de los valores correspondientes a las probetas, cuyas juntas habían sido lavadas y cepilladas. En vista de estos resultados, se decidió limpiar las superficies de contacto de las juntas, en el taller de prefabricación, con chorro de arena.

El control de la calidad de la formulación epoxi durante el proceso constructivo se ejerció, esencialmente, mediante ensayos a flexotracción de probetas de $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$. Por cada junta encolada se prepararon tres probetas de ensayo, con la misma formulación epoxi adoptada para las juntas del puente. Los ensayos se realizaron cerca de la obra y a medida que se iban colocando las dovelas prefabricadas. Su principal objeto era controlar el curado de la formulación epoxi y, en caso de duda respecto a la calidad de la cola, se paraba la obra. De esta forma se evitaba cualquier problema constructivo que pudiera presentarse en las juntas encoladas sometidas a la acción de fuerzas elevadas.

Durante las primeras horas, la evolución del curado, en la formulación epoxi utilizada, dependía mucho de la temperatura del aire, de la temperatura de la mezcla e, incluso, del material. En vista de que el montaje de las dovelas era muy rápido (normalmente era posible montar una dovela cada seis horas) y que éste se realizaba tanto de día como de noche, era imprescindible controlar el curado de la formulación epoxi y comprobar si era posible resistir el esfuerzo cortante existente en la junta, con suficiente seguridad, a base de la resistencia a la tracción alcanzada por la resina ya curada. La tensión cortante admisible se calculó en función de la resistencia a compresión.

Otro problema investigado fue el de la influencia de la humedad de las superficies encoladas, en los resultados de los ensayos a compresión. Seguidamente se dan las eficiencias.

cacias deducidas para una formulación epoxi de siete días de edad, utilizando probetas de hormigón encoladas y cuyas superficies de junta se encontraban sometidas a distintas condiciones de humedad:

	Eficacia
Superficie mojada	0,55
Superficie húmeda	0,58
Superficie húmeda, secada con alcohol anhidro	0,72
Superficie húmeda, secada con alcohol anhidro y calor	0,92
Superficie secada con chorro de aire	0,37

Se deduce que no debe permitirse realizar el encolado, cuando las superficies que se van a pegar están húmedas o mojadas. Puesto que existe la posibilidad de que esto suceda, como consecuencia de un aguacero o un temporal de lluvias, se estudió un procedimiento para secar las superficies de contacto.

El tratamiento consistió en secar la superficie con un trapo; rociarla después con alcohol anhidro y quemar este alcohol (referencia bibliográfica 4). También se comprobó que un retraso en las operaciones de encolado no tiene influencia negativa sobre los valores obtenidos en los ensayos a compresión. Se temía que el agua saliese a la superficie de contacto, por capilaridad, perjudicando el curado de la cola.

Asimismo se demostró que, si la superficie de contacto de la junta estaba seca, pero amarillenta debido a encontrarse contaminada por agua conteniendo óxido de hierro, la resistencia del hormigón, medida en probetas encoladas, sólo alcanzaba el 90 por 100 del valor registrado en las probetas con superficies limpias. Para evitar estas pérdidas de resistencia, si las superficies de contacto estaban contaminadas, se limpiaban con chorro de arena a pie de obra.

En raras ocasiones, durante la colocación de las dovelas, se mancharon las superficies de contacto con el aceite de los gatos de pretensado. Se pudo comprobar, mediante ensayos a compresión realizados sobre probetas encoladas, que limpiando las superficies de contacto con alcohol anhidro y chorro de arena, se obtenían buenos resultados, y se eliminaban las manchas de aceite.

8. INYECCION DE LOS CONDUCTOS DE PRETENSADO E IMPERMEABILIZACION DE LAS JUNTAS

Durante la construcción se observó que al comprimir la junta, si se empleaba demasiada cola epoxi, podía llegar a penetrar en los conductos de pretensado, perturbando la posterior introducción de los cables. Para evitarlo se recomendó que inmediatamente después de colocada la dovela se introdujese un cepillo de alambre desde la parte frontal de las dovelas, a través de los conductos, con objeto de limpiarlos.

Si, de acuerdo con la distribución de cables prevista en el proyecto, existen en las juntas cables adyacentes, puede suceder que el mortero de relleno pase de un conducto a otro, en la sección de la junta, durante la inyección de la mezcla. En estos casos es necesario utilizar simultáneamente dos bombas de inyección, para tener la seguridad de que el mortero rellena completamente los dos conductos. Por esta causa, deben adoptarse en el proyecto las precauciones necesarias para evitar que coincidan más de dos cables adyacentes en las juntas encoladas porque, de otro modo, sería necesario utilizar más bombas de inyección.

Como medida adicional de seguridad contra la penetración del agua en las juntas, en la superestructura del puente Río-Niteroi, se recubrieron éstas con una membrana de impermeabilización a base de alquitrán y epoxi.

9. CONCLUSIONES

Se ha podido comprobar, gracias a las experiencias obtenidas en la construcción de varios puentes en diversas partes del mundo, y específicamente durante la ejecución de la superestructura del puente Río-Niteroi, que la técnica del encolado de las dovelas prefabricadas de puente ha superado todas las dudas surgidas durante sus primeros usos esporádicos, y constituye en la actualidad un método perfectamente fundamentado y comprobado para la construcción de puentes. Con este método se pueden construir grandes puentes con tramos de gran longitud, en plazos relativamente cortos.

Durante la construcción de este puente Río-Niteroi, la firma "Entreprises Campenon Bernard" asesoró a la contrata. Además, fue la que suministró las vigas de lanzamiento y los equipos necesarios para la construcción de las dovelas prefabricadas.

Los ensayos de laboratorio fueron realizados, a pie de obra, por "Geotécnica, S. A.".

BIBLIOGRAFIA

1. HERBERT KUPFER: "Daschner und Ruhnau; Untersuchung des Tragverhaltens eines aus Betonfertigteilen zusammengespannten Traegers mit Verklebung in den Fugen". Versuchsbericht Nr. 872 des Lehrstuhles fuer Massivbau der Technischen Hochschule Muenchen, Muenchen, 1972.
2. CAMPENON BERNARD EUROPE: "Essais des résines epoxydes". Rapport No. 207. Asnières, 1972.
3. QUINTILIANO GUEDES: Relatório L 23-GB-247/69 da Geotécnica: "Relação das resistências a tração na compressão diametral e na flexão imples do sistema epoxi XR 1177/1178". Rio de Janeiro, 1973.
4. QUINTILIANO GUEDES: Relatório L 7-GB-247/69 da Geotécnica: "Resistência a compressão de corpos de prova de concreto providos de juntas coladas. Influência das condições de tratamento das juntas". Rio de Janeiro, 1972.

Traducido por:
C. SÁNCHEZ CASTRO

proyecto de torre de transmisión, de 33 m de altura, para 500 kV

Ing. ENRIQUE L. DE LUCA
Argentina

Con el incremento constante de la demanda de energía eléctrica se procuran obtener medios de transmisión más eficientes y económicos.

Para cubrir estas necesidades, la transmisión a voltajes de 500 kV es hoy práctica corriente; y hablar de 750 kV es referirse a situaciones muy inmediatas. La solución dada a las torres soporte de los conductores juega un papel muy importante, y en muchos países, el esquema estructural más económico ha correspondido tradicionalmente a las torres metálicas. En la República Argentina, en cambio, donde existen llanuras dilatadas en gran parte del país, es fácil el transporte de grandes piezas, y además existe un costo competitivo del hormigón armado y pretensado respecto al acero. Se producen entonces circunstancias favorables al uso de soportes de hormigón.

El hormigón armado y pretensado permite desarrollar proyectos de soportes prefabricados, constituidos por unos pocos elementos por torre, y su montaje *in situ* resulta, por tanto, rápido y simple, reduciéndose el empleo de horas-hombre en las tareas que deben realizarse en cada lugar de ubicación aprovechando así las ventajas de la prefabricación que independiza gran parte de los trabajos de las contingencias climáticas. El uso de postes y pórticos de hormigón armado y pretensado ha sido práctica común en la República Argentina y se han venido aplicando en numerosas líneas de transmisión para voltajes que varían desde los más bajos hasta los de 220 kV.

Dentro de este último tipo de pórticos se puede mencionar la línea Nihuil II-Cruz de Piedra, en Mendoza, que data de 1968 y presenta un recorrido de 240 km de extensión.

Actualmente se han construido otras similares en Henderson-Olavarría y Henderson-Bragado, en la provincia de Buenos Aires, con una extensión total de 300 km, para distribuir la energía procedente de la Central Hidroeléctrica del Chocón, en el sur del país.

En los últimos tiempos y con motivo de licitarse líneas de 500 kV, se puso en evidencia la falta de experiencias previas, tanto en la República Argentina como en la bibliografía técnica mundial, sobre torres de hormigón.

Las necesidades derivadas de las exigencias eléctricas definen las dimensiones de las torres y separaciones entre ellas, lo cual origina grandes esfuerzos mecánicos sobre las estructuras soporte, requiriendo pórticos capaces de resistir considerables fuerzas por la acción de cables, viento, hielo, etc.

En consecuencia, se programó el desarrollo de un proyecto, apto para tal fin, que basándose en el aprovechamiento de la infraestructura de prefabricación existente en el país permitiera llegar a valores económicos competitivos con otras estructuras. Con este

programa se llegó a una solución estructural, diseñada teóricamente y controlada por un cierto número de ensayos destructivos en unidades prototípico.

Las torres corresponden a estructuras de suspensión, terminales, retenciones y desvíos angulares.

En la licitación para la línea de transmisión de 500 kV entre Rosario, ciudad industrial ubicada en el litoral del país sobre el río Paraná, hasta el centro de Córdoba, en Río Tercero, a 300 km de distancia, la solución a base de estos pórticos, representó una economía apreciable respecto a otras soluciones metálicas y obtuvo la adjudicación de los trabajos, actualmente en ejecución.

DESCRIPCION DE LA TORRE DE SUSPENSION

El proyecto adoptado para el tipo de torre de suspensión corresponde al esquema indicado en la figura 1, donde puede advertirse la altura total, de 32,38 m y la anchura de 26,46 m a nivel de la cruceta.

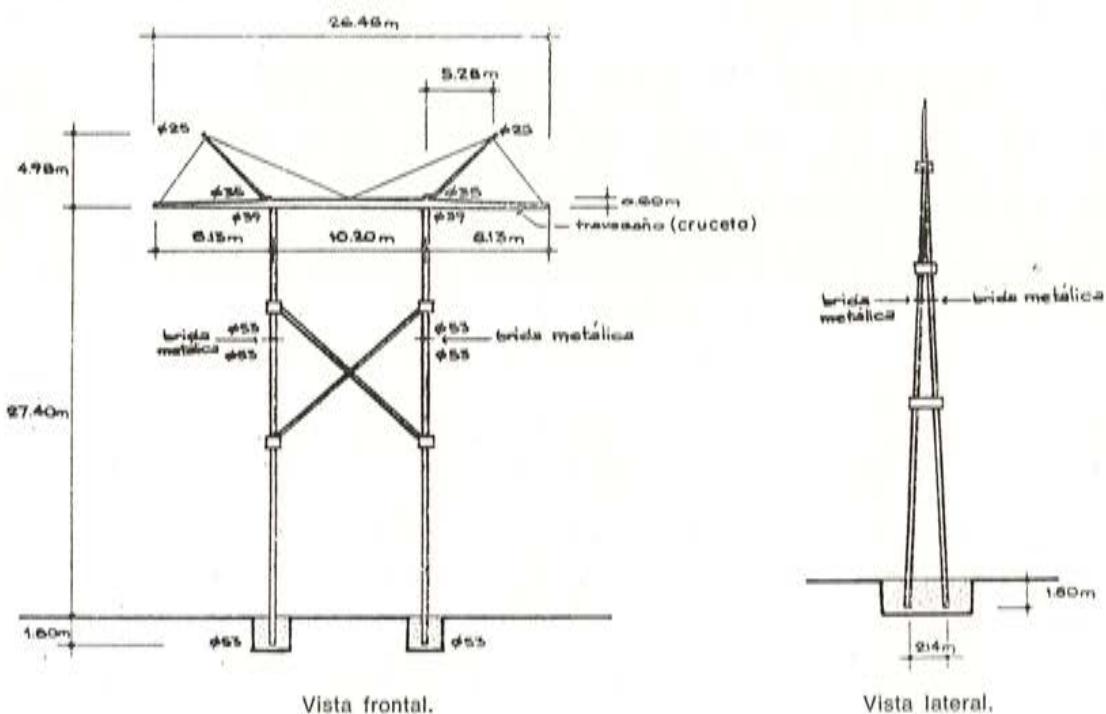


Figura 1.

Se trata de una estructura autoportante; es decir, que su estabilidad no está supeditada al uso de tensores anclados en el terreno o contravientos, como puede observarse en la figura 2.

En su elección se tuvo en cuenta, además de las consideraciones teóricas estructurales: las posibilidades de los establecimientos de prefabricación existentes para la producción en serie de las piezas que componen la estructura; la posibilidad de transportarlas a distancias de hasta 300 km desde cada fábrica; la simplicidad de los ensambles y la rapidez del sistema de montaje elegido.

En la línea que se está construyendo se utilizarán más de 800 torres de este tipo.

El material predominante en estas estructuras es el hormigón centrifugado y preten-

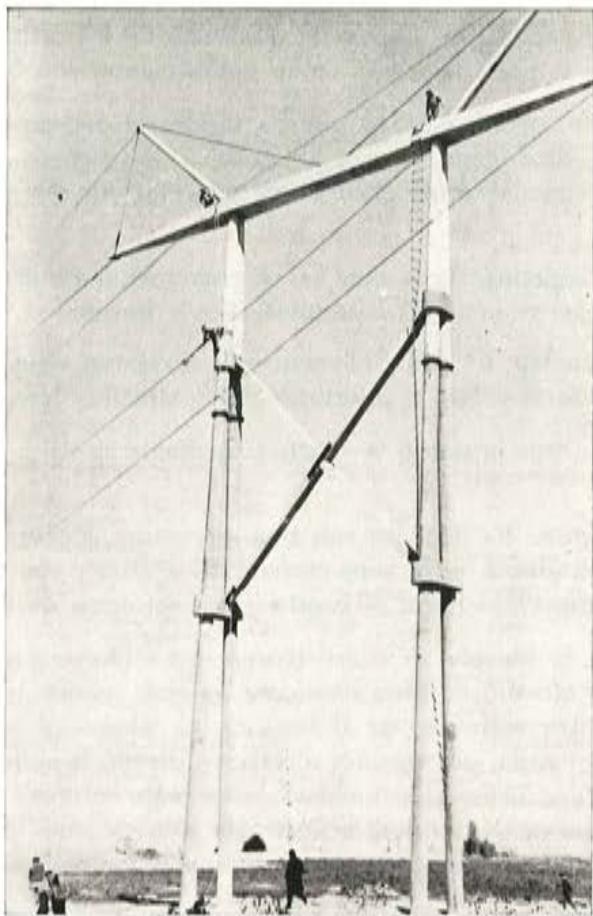


Fig. 2.—Línea alta tensión, Rosario, Río tercero. A y energía eléctrica.

sado, con cuya alta calidad es posible reducir el peso propio y lograr a pesar de ello las resistencias necesarias.

La torre consiste en una estructura aporticada de gran rigidez para las cargas actuantes en su plano, que son las solicitudes predominantes en las torres normales de suspensión. La cimentación se resolvió mediante bloques individuales para cada pie derecho. Los pies derechos están constituidos por pares de elementos huecos, de hormigón centrifugado y pretensado.

Tales elementos, constitutivos del pie derecho, se han dividido en dos sectores; uno, inferior de 20,50 m de longitud y forma cilíndrica, unido mediante brida metálica con el superior, de 9,35 m, de forma troncocónica.

De esta manera, la forma troncocónica de la parte superior proporciona una pieza con momento resistente variable, que disminuye proporcionalmente hasta su sección superior; y así, los diagramas de momentos flectores presentan, a lo largo de todo el pie derecho, una distribución equilibrada con la variación de momentos resistentes del conjunto antes descrito y permiten una distribución económica de las armaduras de acero necesarias. Además, al dividir la longitud total del elemento en dos secciones, se facilita su transporte eliminando la necesidad de vehículos especiales. Ello representa una economía en su transporte y montaje. No debe tampoco olvidarse la favorable influencia de la reducción del peso que se consigue con el empleo de secciones huecas pretensadas de pequeño espesor.

El par de postes de cada pie derecho se dispone empotrado en sus respectivas bases

con una separación adecuada (fig. 1) para la absorción de los esfuerzos longitudinales de la línea, y adosados en la parte superior, en su unión común con la cruceta.

La cruz central de arriostramiento que da rigidez al pórtico básico consiste en elementos de hormigón centrifugado, huecos, de 0,42 m de diámetro, unidos a los pies derechos a la altura de vínculos transversales que conectan los dos postes de cada pie derecho (fig. 2).

La unión de los elementos de la cruz se efectúa mediante armaduras salientes que penetran en los vínculos transversales prefabricados y huecos.

Para permitir el anclaje de estos elementos, que estarán sometidos a fuertes tracciones, se hormigona *in situ* el volumen interior de tales vínculos huecos.

En el centro de la cruz la unión se efectúa mediante perfiles metálicos, con pernos pasantes.

La cruceta superior se ha resuelto con una estructura de sección en U y momento de inercia variable, con altura en la zona central de 0,60 m y una anchura de 1,00 m en el nudo, que va disminuyendo hacia el centro y los extremos de las ménsulas.

En algunos casos la cruceta se construyó en dos sectores para facilitar el transporte y su vinculación se efectuó en obra mediante uniones metálicas, insertadas en el hormigón, capaces de resistir esfuerzos de flexión en dos planos perpendiculares. La ubicación de los cables de guardia, por razones eléctricas, dirigió la solución estructural de los postes soportes hacia una colocación inclinada, surgiendo entonces la conveniencia de disponer tensores de cables metálicos para reducir las solicitudes en las ménsulas de la cruceta y permitir que los postes astas trabajen fundamentalmente bajo esfuerzos axiles.

La unión de la cruceta con cada pie derecho se ha resuelto rellenando con hormigón la sección hueca de la cruceta donde penetran los elementos verticales. En cambio las astas se sustentan mediante placas metálicas con bulones, dispuestas en su base, y a través de los cuales se ensamblan en el nudo.

En las fotografías pueden advertirse las soluciones comentadas. Los elementos tubulares del pórtico han sido fabricados por el proceso de centrifugado; sistema constructivo que permite la obtención de secciones anulares de pequeño espesor, especialmente aptas para la aplicación del pretensado. El molde actúa como banco de pretensado, soportando los esfuerzos hasta el fraguado del hormigón.

El hormigón utilizado dio una resistencia media de 350 kg/cm², en probeta cilíndrica, a los veintiocho días.

Para la armadura de pretensado se han empleado aceros de 170 a 190 kg/mm² en trenzas constituidas por tres hilos de 3 mm de diámetro. Dada la inversión de esfuerzos en cada sección, provocada por las cargas de distinto signo, el pretensado es parcial; por lo que la armadura se completa con barras de acero, sin tesar, de alto límite elástico.

La armadura transversal está formada por una doble espiral de alambre de acero, de pequeño diámetro, arrollado en sentidos inversos, siendo el paso medio de estas espirales de 10 cm.

La cruceta es de hormigón armado vibrado por las razones expuestas más arriba; y el acero empleado es de alto límite elástico.

Las torres especiales de retención, desvío y terminales de amarre, fueron resueltas en forma análoga, como estructuras aporticadas; pero sus pies derechos presentan una separación mayor en el sentido del eje longitudinal de la línea de transmisión, debido a la importancia de las cargas actuantes en esa dirección.

La prefabricación de todos los elementos se realizó en tres de las fábricas de la Sociedad Cementos Armados Centrifugados, situadas en regiones próximas a los extremos de la línea.

CALCULO ESTRUCTURAL DE LA TORRE DE SUSPENSION

Las acciones sobre las torres se han subdividido según dos zonas geográficas distintas, habiéndose previsto en una la acción de vientos de hasta 180 km/h de velocidad, en tanto que para la otra se adoptó una velocidad máxima de 165 km/h.

Las hipótesis de carga consideradas fueron las de la norma alemana VDE 0210/5.69, adoptando como coeficientes de seguridad $\gamma \geq 3$ para régimen normal y $\gamma \geq 2$ para régimen excepcional.

Los conductores corresponden a una terna de 500 kW, adaptable a doble terna de 220 kV; y cada fase está formada por cuatro cables de Al-Ac Dove, con sección de 328 milímetros cuadrados.

Los cables de guardia son de acero galvanizado, de 70 mm² de sección.

Se admitió que la temperatura podía variar entre -15°C y $+55^{\circ}\text{C}$.

La separación entre torres es de 400 m.

Las distintas combinaciones de cargas conducen a los dos estados críticos de dimensionamiento que se señalan en las figuras 3 y 4 y su cálculo se resolvió, por Lenguaje Stress, en computadoras IBM 1130.

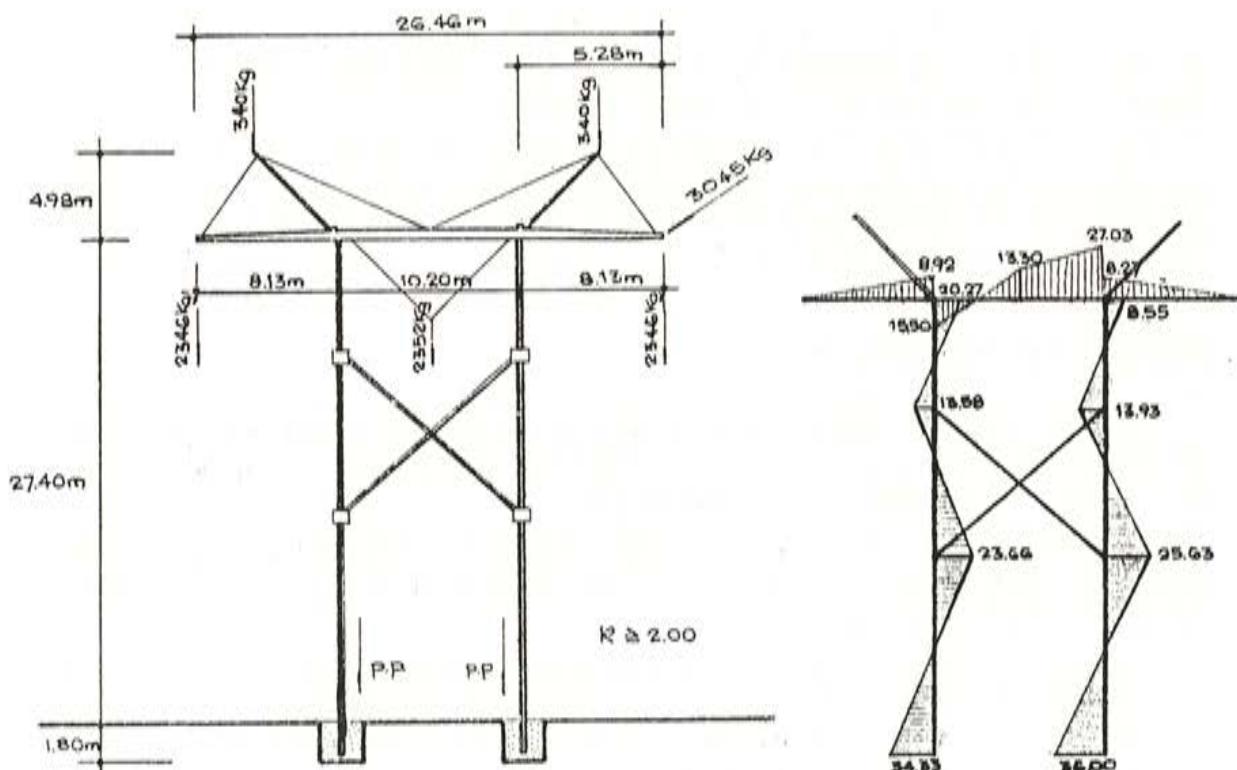


Diagrama de solicitudes. Hipótesis 26.

Diagrama de momentos flectores (m. t.).

Figura 3.

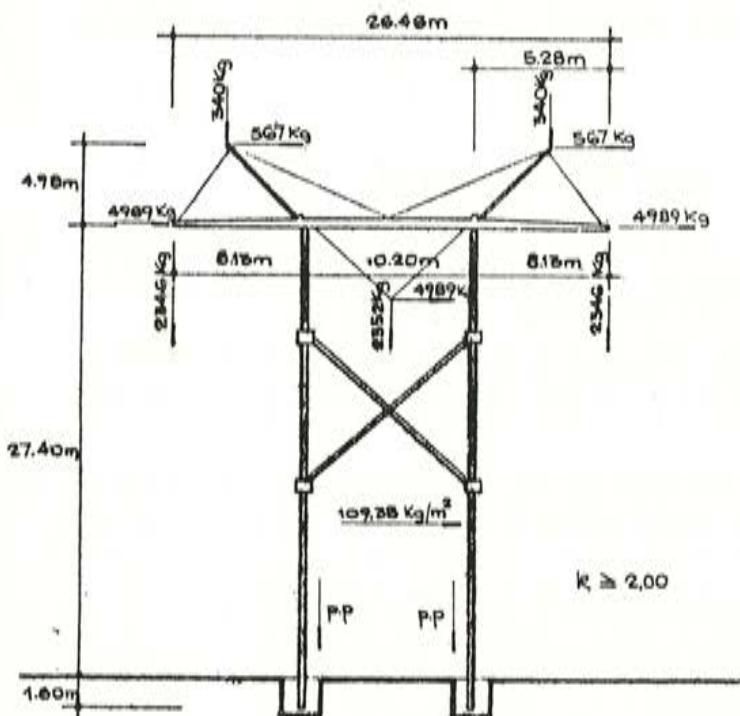


Diagrama de solicitudes. Hipótesis 22.

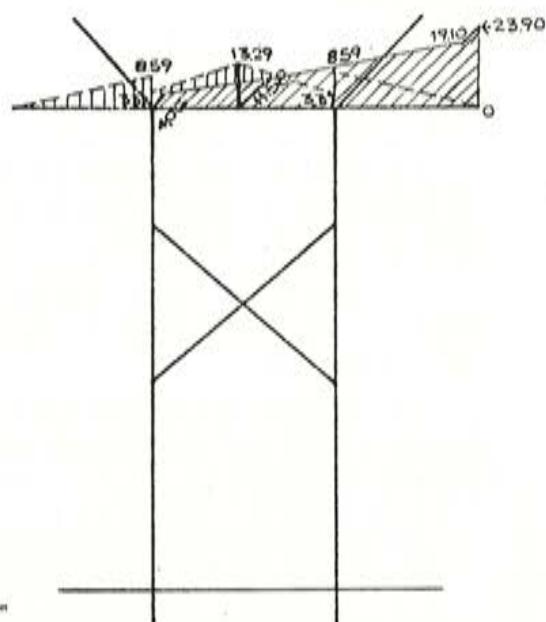


Figura 4.

— momentos planos verticales.
 — momentos planos horizontales.
 Diagrama de momentos flectores (m. t.). En los pies derechos, la hipótesis 26 es más desfavorable.

La verificación de secciones se realizó de acuerdo con los métodos del cálculo plástico, con coeficiente de seguridad 2, y a partir de las solicitudes correspondientes al régimen excepcional indicado en las figuras anteriores.

En las secciones pretensadas se controlaron, además, los sucesivos estados tensionales, aplicando las especificaciones del Reglamento Italiano de Hormigón Pretensado del año 1972, y de las "International Recommendations for the Design and Construction of Concrete Structures June 1970, F.I.P.".

ENSAYOS DE PROTOTIPOS

Antes de iniciar la construcción de la línea se ensayaron prototipos, a escala natural, que permitieron poner a punto las uniones definitivas, el sistema de montaje más adecuado y someter la estructura a ensayos destructivos.

En las figuras 2, 5 y 6 se advierte la disposición de los cables que permitieron materializar las cargas últimas de rotura, es decir, las solicitudes de la figura 3, multiplicadas por el coeficiente de seguridad $\gamma = 2$.

Los valores teóricos de rotura fueron sobrepasados. Después del ensayo se observó la aparición de articulaciones plásticas en las secciones del empotramiento inferior de los pies derechos, aun cuando continuaron manteniéndose en pie las estructuras (figs. 7 y 8).

En la figura 6 se puede observar la deformación del pórtico bajo carga.



Figura 5.

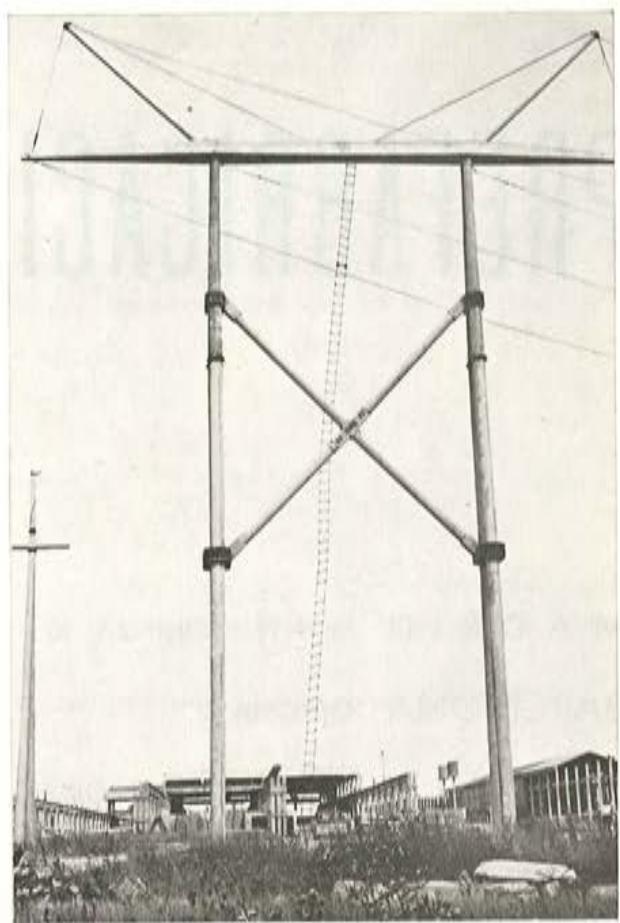


Fig. 6.— Pórtico bajo carga con visible deformación de sus pies derechos.



Fig. 7.— Articulación plástica. Zona de compresión con hormigón plastificado.

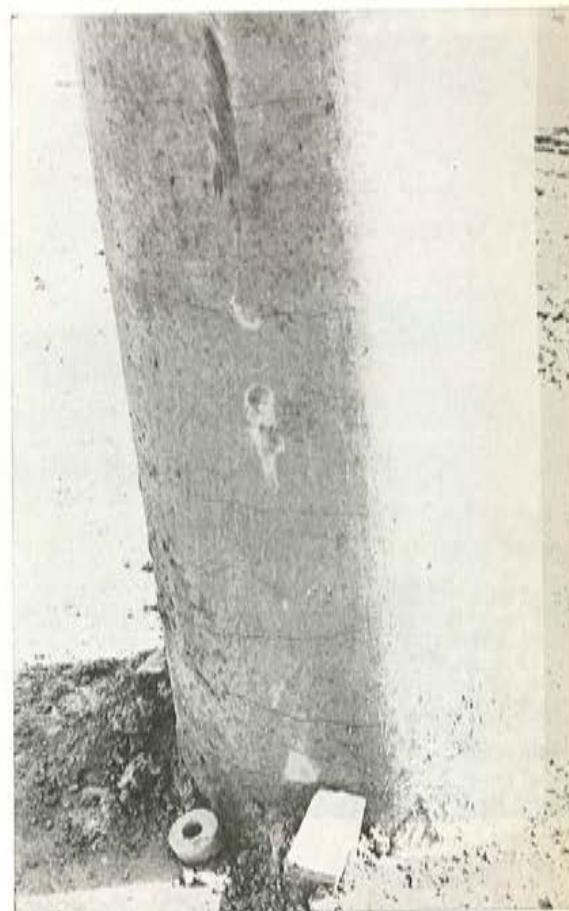


Fig. 8.— Articulación plástica. Zona traccionada.

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

NAVE PREFABRICADA POR CADE



notas de la F.I.P.

n. 51, 1974

ALGUNAS OBSERVACIONES SOBRE EL VII CONGRESO INTERNACIONAL DE LA F.I.P., CELEBRADO EN NUEVA YORK.

Indudablemente el VII Congreso de la F.I.P., que ha tenido lugar en Nueva York, ha sido un importante acontecimiento. Ha reunido a más de 2.700 participantes de unos 60 países y la opinión general ha coincidido en señalar el elevado nivel técnico que se ha logrado alcanzar. Se había previsto un programa extremadamente completo para la semana, con diferentes sesiones técnicas, algunas de las cuales se celebraron simultáneamente y a las cuales podían asistir, a elección, los participantes. Un pequeño número de miembros se quejó ante la Secretaría de que, a veces, tenían dificultades al hacer la elección optativa de las sesiones, pues eran igualmente interesantes. Durante toda la semana las sesiones técnicas estuvieron muy concurridas. Se dispusieron también amplios locales en el hotel Hilton, donde los participantes en el Congreso podían cambiar impresiones con aquellos amigos a los que sólo se tiene oportunidad de ver en actos tales como el que se comenta. Esto último, indudablemente, es un factor muy importante en todos los Congresos de la F.I.P.

Con mucha frecuencia se ha dicho que el continuado interés por la F.I.P. reside en su amplia variedad y utilidad profesional, que es estimulada por el trabajo de sus comisiones. Esto se hizo patente en Nueva York, ya que la presentación de los informes de los presidentes de las comisiones, en las sesiones técnicas, atrajo a una gran concurrencia de público y, en muchos casos, las subsiguientes reuniones de las Comisiones, tuvieron una concurrencia de observadores embarazosamente amplia. Esto, indudablemente, augura un buen futuro. Los detalles para ulteriores programas de estas comisiones, que damos en esta publicación de la F.I.P., serán leídos con avidez y estudiados ampliamente por los miembros. Los presidentes esperan de todos los miembros se sientan con suficiente libertad para dirigirse a ellos o al Secretariado con las apropiadas sugerencias.

En las sesiones sobre "Estructuras excepcionales" (edificios, puentes y otras construcciones), se hicieron patentes las ventajas que pueden lograrse con una eficaz e inteligente explotación de las técnicas. Obras y proyectos de todos los países representados fueron hábilmente descritos en relativamente pocos minutos, por cada país. Las nuevas ideas expuestas en estas sesiones serán un estímulo en el futuro, para todos los ingenieros jóvenes, que constituyan una amplia proporción del auditorio; y la F.I.P. espera poder ver confirmada esta predicción en los trabajos que se presenten en los próximos Congresos.

Debe recalarse que sin el leal y continuado trabajo de los organizadores de las sesiones, de los ponentes y de los presidentes, no hubiese sido posible esto. El que la F.I.P. pueda contar con un tan gran número de amigos y colaboradores se debe, indudablemente, al entusiasmo de los pioneros de la Federación. El presidente y todo el Consejo administrativo, desean expresarles su gratitud por su continuada cooperación. El acuerdo de celebrar el Congreso de Nueva York fue adoptado en Praga hace cuatro años, siendo presidente el Dr. Janssonius. Todos los miembros presentes rindieron tributo a

su enérgica y continuada actividad durante los trabajos de preparación del VII Congreso. Su sucesor, el profesor Ben Gerwick, ya ha comenzado los preparativos para el de Londres.

Por último, lo cual no quiere decir que éste sea menor, la F.I.P. expresa su agradecimiento a todos los amigos del P.C.I., quienes bajo la presidencia de Mr. Gilbert, organizaron los aspectos de detalle del Congreso y el programa social correspondiente. Con una concurrencia tan grande, los problemas fueron inmensos. Incluso en los casos más difíciles todo se desarrolló con normalidad, lo cual constituye el mejor tributo a su eficacia. Ellos han marcado un alto nivel y, en consecuencia, los futuros organizadores van a tener dificultades para poderlos emular o superar. Esto constituye un verdadero reto para los organizadores de la reunión de Londres.

Terminado el Congreso, el Secretariado tendrá mucho trabajo, durante varios meses, para completar la ordenación y puesta a punto de las publicaciones, que esperamos poder distribuir más pronto que en otras ocasiones pasadas. Confiamos en que aquellos que presentaron ponencias nos remitirán los datos adicionales requeridos, con toda rapidez, para poder cumplir el ambicioso programa esbozado por el presidente. Por medio de las *Notas de la F.I.P.* y cada cierto tiempo, les tendremos informados sobre los progresos logrados.

Finalmente también damos las gracias a todos los miembros participantes y a sus esposas, que han hecho mucho más grato nuestro trabajo. Esperamos verles a todos ustedes en Londres el año 1978.

ACONTECIMIENTOS Y ACTIVIDADES DE LA F.I.P.

FUTURAS TAREAS DE LAS COMISIONES DE LA F.I.P.

Durante el Congreso de la F.I.P. en Nueva York, cada una de las actuales Comisiones de la F.I.P. celebraron una reunión a puerta abierta para discutir su programa de trabajo para el período 1974-1978. A continuación de estas reuniones, el último día del Congreso, el presidente, Ben Gerwick, tuvo una reunión especial con los presidentes de todas las Comisiones, con el vicepresidente general y con el equipo de la Secretaría de la F.I.P.

En esta reunión, cada presidente procedió a la lectura de una breve reseña sobre la reunión de su propia Comisión, con objeto de informar a los demás presidentes y tenerles al corriente sobre los puntos en que puede ser de esencial interés la colaboración entre distintas Comisiones.

A continuación se incluyen los resúmenes de estas reseñas junto con un breve comentario de dicha reunión hecho por el vicepresidente general.

En sus palabras de apertura de la reunión, Mr. Gerwick dijo que, en estos últimos años, los diferentes documentos elaborados por la F.I.P., ya se trate de recomendaciones o de informes, han tenido una gran demanda en todo el mundo. "Es necesario, añadió, asegurarse de que esto continúe así y la intención de la presente reunión es ayudar en todo lo que sea preciso para lograr este objetivo." Requirió a los presidentes de las Comisiones para que, por turno, hiciesen una descripción de su programa para el futuro.

Mr. Kordina: La Comisión sobre Resistencia al fuego tiene la intención de presentar una colección de recomendaciones para el proyecto de piezas de hormigón pretensado y hormigón armado con una determinada resistencia al fuego. Estos trabajos de la Comisión probablemente serán incluidos como un apéndice de las recomendaciones C.E.B.-F.I.P.

En 1973 se celebró una reunión con la Comisión de Hormigones ligeros. El borrador de las recomendaciones sobre "Resistencia al fuego" fue incluido en la primera parte, ya distribuida, de los *Proceedings* del presente Congreso y se ampliará para cubrir el campo de los hormigones ligeros, con objeto de facilitar a los técnicos más información. Se confía en que, a finales de 1974, estará lista esta nueva publicación. Más adelante la Comisión emprenderá estudios relativos a los efectos de la continuidad y de las coacciones longitudinales sobre la resistencia al fuego. El primer borrador de propuesta para el proyecto de estructuras completas, que es totalmente distinto del proyecto de elementos aislados, también deberá estar a punto en 1978.

Mr. Harris (barcos de hormigón): Esta Comisión está interesada en elaborar un documento sobre recomendaciones de proyecto, similar al realizado por la Comisión de Estructuras Marítimas. Una segunda tarea será hacer una "Historia de los barcos de hormigón". La reunión de París, de noviembre de 1974, coincidió con la reunión del Comité Ejecutivo.

Mr. Gerwick solicitó que se siguiese la misma pauta que para el documento sobre estructuras marítimas y que se elaborase rápidamente, publicándose como primera edición, revisable si fuese necesario. Sugirió que se trabajase en colaboración con la Comisión de "Hormigones del futuro".

Mr. Kavyrchine, que intervino como nuevo presidente de la Comisión de "Práctica constructiva", dijo que el trabajo iniciado por M. Lacroix debía continuarse, abordándose más bien los temas difíciles, tales como la construcción de losas planas, y la inyección de cables de gran longitud. Dijo que se les ha solicitado también que preparen material para algunos capítulos de las recomendaciones internacionales C.E.B./F.I.P. Asimismo pidió que se designasen nuevos representantes del Grupo nacional de Estados Unidos para formar parte de la Comisión.

Como presidente en funciones de la Comisión sobre "Hormigones del futuro", Mr. Kavyrchine dijo que se han formado un cierto número de grupos de trabajo. Estos se ocuparán de temas tales como: capacidad de carga de los elementos estructurales hechos con hormigones de alta resistencia; procedimientos especiales de fabricación de estos hormigones; propiedades dinámicas de los mismos, etc. Hasta ahora no se ha presentado ninguna propuesta referente al problema de las juntas ni al de la fabricación *in situ*.

Consideró imprescindible establecer contacto con las Comisiones sobre "Barcos de hormigón" y "Estructuras marítimas". A principios de octubre se celebró una nueva reunión, con objeto de elegir voluntarios dispuestos a colaborar en las diversas tareas encomendadas a la Comisión. A ésta seguirá otra, el próximo año, que se celebrará en Alemania.

Mr. Inomata (estructuras antisísmicas) dijo que su Comisión se ocupa exclusivamente de los elementos de hormigón pretensado y de las uniones entre los mismos. Su programa consistirá en:

1. Revisar las "recomendaciones de proyecto" publicadas en Praga. Los comentarios a las mismas podrán enviarse hasta finales de 1974, fecha en la cual el grupo japonés preparará la propuesta final y los correspondientes resúmenes. Estos trabajos se espera que estarán terminados en junio de 1975 y la Comisión tendrá que reunirse para discutirlos, en septiembre u octubre del mismo año. Japón publicará después un borrador final, a principios de 1976, que se presentará, para su aprobación, en otra reunión que piensa celebrarse en Tokio, en otoño de 1976.

2. Redactar unas recomendaciones para el diseño de juntas y nudos sometidos a cargas cíclicas. Los señores Park y Kordina harán un informe sobre este tema. Existe la posibilidad de obtener una ayuda financiera para realizar ensayos.

3. Una investigación sobre tendones no adherentes.

Mr. Gerwick hizo patente la relación existente entre las cargas cíclicas y las que actúan sobre las estructuras marítimas.

Mr. Closner (vasijas de presión) dijo que el primer paso debe consistir en un examen de la literatura disponible sobre el tema y una revisión de la normativa existente. No ha podido apreciar diferencias significativas entre los reactores nucleares y otros recipientes de alta presión, excepto, quizás, en lo que se refiere a su ubicación. La Comisión se ha reunido de nuevo en París, al mismo tiempo que el Comité Ejecutivo, del 14 al 16 de noviembre de 1974.

Mr. Gerwick pidió que actuasen en colaboración las Comisiones de "Vasijas de presión" y de "Estructuras marítimas".

Mr. Derrington (estructuras marítimas de hormigón), informó que en la reunión de Nueva York se procedió a una revisión de las nuevas secciones para las "recomendaciones de proyecto", concernientes a construcción, reparación y conservación. Los comentarios sobre estas recomendaciones deberán enviarse al Secretariado de la F.I.P. Se tiene previsto publicar una edición revisada de estas recomendaciones a finales de 1974.

Dijo que va a intentar que la revisión de las recomendaciones se realice, en general, por correspondencia, y utilizar las reuniones para discutir otros problemas de la competencia de la Comisión y revisar las técnicas constructivas. Se quieren publicar informes cortos, de 8 a 10 páginas, sobre problemas y estructuras, bien en las *Notas de la F.I.P.* o en publicaciones especiales.

Mr. Bobrowski dijo que continuarán observando las obras que se han venido realizando con hormigones normales, para ver cómo se podrían hacer mejor utilizando hormigones ligeros. Referente al acondicionamiento ambiental de los edificios (aislamiento térmico y acústico, etc.) está prevista una reunión conjunta con el C.E.B., para discutir estos temas, que tendrá lugar en Viena, probablemente. Se ha colaborado, también, en la preparación del Manual de Hormigón ligero del C.E.B.

Mr. Kordina está estudiando con más detalle la resistencia al fuego de los hormigones ligeros.

Mr. Bernander (prefabricación) enumeró los temas que continúan siendo objeto de estudio por la Comisión:

- Toda clase de juntas y tipos de apoyos, comprendidas las juntas transversales.
- Acción de arriostramiento de los muros y losas.
- El cortante en las superficies de separación.
- Forma de evitar el colapso progresivo de las estructuras, utilización de tirantes, etc.
- Tolerancias.
- Endurecimiento acelerado, en lo que afecta a la durabilidad, retracción y movimientos del encofrado.
- Economía en el gasto de material.

La Subcomisión de "Principios básicos de proyecto" continuará con el tema de los "Viaductos".

Se han celebrado reuniones con el C.E.B. para ponerse de acuerdo sobre una lista de temas que han de servir de base para un informe conjunto sobre prefabricación.

Mr. Bruggeling (aceros para pretensado) facilitó las siguientes cifras sobre la utilización de los aceros de pretensado durante el año 1973:

Comunidad Económica Europea	350.000 t
Resto de Europa (occidental)	150.000 t
<i>Europa occidental, total</i>	<i>500.000 t</i>
Resto del mundo	450.000 t
<i>Total mínimo</i>	<i>950.000 t</i>

Se estima que el incremento anual de utilización es del orden de un 15 por 100. Estas cifras hay que compararlas con las 600.000 t del año 1970.

La Comisión ha elaborado recientemente dos documentos, actualmente en venta:

“Recomendaciones para la aceptación y aplicación de los sistemas de pretensado con armaduras postesas”.

“Recomendaciones para la aprobación, suministro y aceptación de aceros para tendones de pretensado.”

Los grupos formados a tal fin en Budapest el año 1973, han preparado informes para la reunión de Stuttgart, que tuvo lugar en los últimos días de octubre de 1974. También propuso examinar el trabajo sobre “Cables no adheridos” destinado a la edición revisada del C.E.B./F.I.P. Las recomendaciones serán elaboradas por un pequeño grupo holandés, publicándose los resultados.

M. Lacroix señaló a continuación algunas líneas de orientación para las Comisiones, con objeto de obtener los mejores resultados:

A) *Miembros.*—En caso de duda se solicitará de los distintos grupos nacionales que confirmen si continúan manteniendo los representantes que en su día designaron. Se eliminarán de las Comisiones los miembros que no colaboren de un modo efectivo en los trabajos encomendados. Por otra parte se procurará que en todas las Comisiones estén representados los diferentes sectores de la industria.

B) *Trabajos.*—Las Comisiones se fijarán un programa de trabajo, concreto y limitado, teniendo muy en cuenta el plazo disponible para su realización. Los presidentes actuarán como coordinadores del trabajo realizado por los miembros de sus respectivas Comisiones.

C) *Reuniones.*—Se celebrarán una o dos veces al año y durante el tiempo transcurrido entre las mismas, se proseguirán los trabajos mediante el intercambio de cartas personales.

NUEVO GALARDON PARA EL PRESIDENTE DE LA F.I.P.

Durante la Convención Anual, celebrada en San Francisco en 1974, el Instituto Americano del Hormigón entregó la “Medalla Turner” al Prof. Ben C. Gerwick, presidente de la F.I.P.

La Medalla Turner le ha sido otorgada por “los relevantes éxitos alcanzados al ampliar las aplicaciones del hormigón en parajes difíciles y por fomentar las relaciones entre las distintas asociaciones”.

Esta medalla fue creada en 1927 por Henry C. Turner, antiguo presidente del A.C.I. Se adjudica por realizaciones excepcionales en, o al servicio de la industria del hormigón. La adjudicación no queda exclusivamente restringida a los miembros del Instituto, ni para las realizaciones de un determinado período. Se concede una por año, pero no necesariamente todos los años.

De vez en cuando, en las *Notas de la F.I.P.* han aparecido detalles relativos a la carrera del Prof. Gerwick. Basta decir que actualmente es profesor de Ingeniería Civil de la Universidad Californiana de Berkeley, así como ingeniero consultor de fama mundial. Ha sido director del A.C.I. y miembro de varias Comisiones de este mismo organismo, tales como las de "Estructuras nucleares", "Pilotes de hormigón" y "Utilización de polímeros en el hormigón".

Todos los grupos miembros de la F.I.P. han felicitado al Prof. Gerwick por este nuevo galardón.

CORRESPONSALES NACIONALES

Para conseguir la aportación de contribuciones técnicas y trabajos de descripción de estructuras notables e interesantes, con destino a su inclusión en las *Notas de la F.I.P.*, se necesitan muchas fuentes informativas.

En varios países, donde hay grupos miembros de la F.I.P., se ha nombrado un corresponsal nacional para que envíe detalles sobre obras realizadas en su país, para las *Notas de la F.I.P.*

Se encarece a aquellos países que todavía no los han designado, gestionen su nombramiento a la mayor brevedad posible. En los últimos años han aparecido en las *Notas de la F.I.P.* descripciones de estructuras, reseñas de reuniones, jornadas de la F.I.P. y conferencias, y otras noticias de interés, procedentes de 40 países. Algunos de estos datos han sido facilitados por los Corresponsales de los respectivos países, mientras que otros han sido tomados de las revistas nacionales correspondientes y de otras publicaciones.

En general, los artículos para publicar en las *Notas de la F.I.P.* no deberán tener más de 1.000 palabras y, si es posible, vendrán acompañados de buenas fotografías. Los artículos estarán redactados en cualquiera de los idiomas oficiales de la F.I.P., o en español, ya que la traducción de pequeños artículos puede realizarse fácilmente, bien utilizando los propios medios de la F.I.P. o recurriendo a otros ajenos.

También serán aceptados trabajos individuales de los lectores de las *Notas de la F.I.P.* Cualquier tipo de colaboración se deberá enviar a Miss Sherwood, o a Mr. Crozier. Féderation Internationale de la Précontrainte. Wexham Springs, Slough SL3 6PL, Buckinghamshire. Inglaterra.

NOTICIAS DE LIBROS Y ACONTECIMIENTOS IMPORTANTES

NUEVAS PUBLICACIONES

Simposio de la F.I.P. sobre estructuras marítimas de hormigón.

Los Proceedings en inglés del Simposio sobre Estructuras Marítimas de Hormigón, celebrado en Tbilisi, Rusia, en 1972, están completamente agotados.

Unicamente se dispone de copias de algunos de los trabajos presentados, impresos en el idioma original. Pueden adquirirse en la Oficina Administrativa de la F.I.P., reunidos en un tomo, y al precio de 2 libras.

Componentes del hormigón y dosificación de mezclas.

Por B. W. Shacklock (Director de los Servicios Administrativos de la Cement and Concrete Association).

Aunque el título de esta publicación de la Cement and Concrete Association explica ya ampliamente su finalidad, debe señalarse que, en muchos aspectos, constituye una nueva forma de enfocar los problemas de la dosificación de mezclas. En el prólogo de este libro se alude, primeramente, a la mayoría de los trabajos de investigación que vienen realizándose desde hace años y que tienen por objeto: relacionar la naturaleza y proporciones de los materiales componentes del hormigón con las características del producto acabado y estudiar las variaciones que constantemente se están llevando a cabo en los métodos de fabricación y en la selección de los componentes.

A continuación, el autor dice: "las enormes cantidades de hormigón que normalmente deben ser producidas lo más económico posible, han obligado a que, indefectiblemente se tienda cada vez más a cambiar el sistema que consistía en una adecuada selección de los materiales componentes para hacer con ellos un buen proyecto de mezclas, a otro sistema consistente en utilizar aquellos materiales disponibles a una distancia razonable de la obra. Por consiguiente, hay que dedicar una gran atención al examen de los materiales constituyentes, con objeto de hacer el mejor uso posible de ellos".

Los títulos de los diferentes capítulos son: "Especificaciones para el Hormigón". "Los Componentes del Hormigón". "La dosificación desde el punto de vista de la Resistencia y Docilidad". "La dosificación desde el punto de vista de la Durabilidad". "Dosificaciones para Fines Específicos". "Cálculos, Tanteos y Ajustes de las Proporciones de las Mezclas durante la Producción".

Este libro, de 102 páginas y cuyo precio es de 3 libras, puede solicitarse a la Cement and Concrete Association.

La flexión en las estructuras de hormigón.

La publicación SP-43 del A.C.I. titulada "La flexión en las estructuras de hormigón" incluye los trabajos presentados al simposio celebrado el 5 de abril de 1974, en la Convención Anual del A.C.I., junto con otros trabajos que no pudieron presentarse en el plazo señalado.

Los cuatro primeros trabajos se prepararon con objeto de poner al día todo lo referente a cálculos a flexión. Los 22 trabajos restantes abarcan un amplio número de temas relacionados con el de la flexión; desde los métodos de cálculo más sencillos hasta los procedimientos analíticos más complicados. Hay otros trabajos sobre investigaciones, análisis de sistemas elásticos y anelásticos, así como otras informaciones de gran valor, tanto para los proyectistas como para los investigadores.

Publicación SP-41 del A.C.I. "Fatiga en el hormigón".

La publicación SP-41 del A.C.I. "Fatiga en el hormigón" es una recopilación de las ponencias presentadas en el "Simposio de Abeles", que ha tenido lugar en Estados Unidos en noviembre de 1972 y que fue llamado así en honor del Dr. Paul W. Abeles, inge-

niero austriaco que trabajó en Inglaterra, desde 1939, en el campo del hormigón pretensado.

En estos últimos años, el Dr. Abeles ha colaborado activamente en los trabajos de las Comisiones de la F.I.P. sobre resistencia al fuego de los hormigones ligeros, y ha contribuido a la redacción del Manual del Hormigón Ligero del C.E.B.

La publicación SP-41 contiene 15 ponencias que describen recientes investigaciones experimentales sobre problemas de fatiga en el hormigón y en el acero.

Tanto la publicación SP-43, de 637 páginas, como la SP-41, de 350 páginas, pueden solicitarse a la siguiente dirección:

American Concrete Institute.
PO Box 19150, Redford Station.
Detroit, Michigan 48219 (U.S.A.).

Recomendaciones internacionales del C.E.B./F.I.P. para el proyecto y construcción de estructuras de hormigón.

De esta publicación todavía quedan disponibles ejemplares en inglés y alemán, pero la edición francesa está totalmente agotada. Recientemente se ha editado en Damasco una traducción de estas Recomendaciones en lengua arábiga. Los pedidos de ejemplares de las ediciones inglesa o alemana deben dirigirse a:

Publication Sales Unit.
Cement and Concrete Association.
Wexham Springs.
Slough SL3 6PL (Inglaterra).

INFORMACION SOBRE PROCEDIMIENTOS PARA EL CALCULO DE HORMIGON PRETENSADO

Folleto de información y cálculo de la C.C.L.

La C.C.L. Systems Ltd. ha publicado una edición revisada de su "C.C.L. Design Information Handbook", poniendo al día la última edición de hace siete años. El objeto de esta publicación es recopilar y facilitar información y datos útiles que puedan servir de ayuda al ingeniero proyectista.

El libro consta de cuatro partes. La primera describe los principios y objetivos del pretensado. En la segunda aparece un resumen de los datos esenciales que un ingeniero debe ser capaz de obtener o predecir para su diseño. En la parte tercera se describe el proceso de cálculo y se indican métodos para seleccionar las secciones más adecuadas. Se describe con cierto detalle el procedimiento para calcular piezas isostáticas, y se dan indicaciones para el cálculo de las estructuras hiperestáticas. Finalmente, la parte cuarta contiene como ayuda para el cálculo un juego de ábacos y tablas relativos a las propiedades de los materiales y las secciones, diámetro de los cables y fuerzas que pueden ejercer, así como otros datos de interés básico.

Los cálculos están basados en las Recomendaciones Prácticas de las Normas Británicas CP-115: Parte 2.^a, "Utilización del Hormigón Pretensado en Estructuras de Edificación" (en unidades métricas) y en el nuevo Código Unificado (CP-110). En todo este trabajo se ha utilizado el sistema internacional de unidades de medida.

El principal ejemplo desarrollado es el de una viga para cubierta, de 30 m de luz. Se explican todos los cálculos necesarios para tantear la sección que debe adoptarse, deducir las pérdidas de pretensado, determinar los cables, diseñar los bloques extremos y determinar la fuerza de tesado y la deformación.

Con una claridad poco frecuente en estos casos, el libro utiliza una lista de símbolos que sólo abarca una página, en lugar de varias con centenares de símbolos, como es lo normal. ¡Ojalá cunda el ejemplo! Los interesados en adquirir este libro pueden dirigirse a:

Prestressed Concrete Design Information.
C.C.L. Systems Ltd.
Cabco House, Ewell Road.
Surbiton, Surrey (Inglaterra).

Tiene 65 páginas, y su precio es de 2,50 libras.

CALCULO DE LOSAS PLANAS DE HORMIGON PRETENSADO, CON ARMADURAS POSTESAS, PARA EDIFICIOS

Publicación de la Concrete Society, en la que se facilitan recomendaciones para el cálculo de losas planas.

El Grupo de Trabajo de la Sociedad Inglesa del Hormigón (Concrete Society U.K.) ha editado recientemente un Informe Técnico en el que se facilitan recomendaciones para la construcción de losas planas pretensadas con armaduras postesas. Este Grupo de Trabajo actuó bajo la presidencia de Mr. J. A. Derrington, miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P.

Aunque el informe se ha basado en las Normas Británicas CP-114 y CP-115 y, posiblemente, tenga que ser revisado para que se ajuste a la CP-110, sin embargo, puede considerarse como un valioso documento provisional.

Después de unos cortos capítulos en los que se facilitan unas breves especificaciones para los hormigones, para los tendones y forma de realizar su protección, la parte más amplia del Informe está dedicada al cálculo. Se sugiere que las losas planas deben calcularse como pórticos continuos, o por un método aproximado, como el de pórticos equivalentes, o por el método de la viga, propuesto por T. Y. Lin.

Se facilita, a modo de ejemplo, el cálculo completo de un típico forjado suspendido, con tendones no adherentes en ambas direcciones. En el citado ejemplo se ha adoptado el método de cálculo de la viga, y aunque dicho cálculo básicamente está de acuerdo con la CP-115, el cortante se ha calculado según la CP-110.

Los pedidos de esta publicación titulada "The Design of Post-tensioned Concrete Flat Slab in Buildings" deben hacerse a:

The Concrete Society.
Terminal House.
Grosvenor Gardens.
OAJ Londres SW1W.

Su precio es de una libra.

LA ASOCIACION ESPAÑOLA DEL HORMIGON PRETENSADO CELEBRA EL XXV ANIVERSARIO DE SU FUNDACION

(N. del T). Bajo este epígrafe, en el original de las *Notas de la F.I.P.* que se traducen, se hace una breve reseña del acto que tuvo lugar el 12 de junio en el Instituto To-

rruja, para conmemorar el XXV Aniversario de la fundación de la Asociación Técnica Española del Pretensado. No incluimos aquí dicha reseña, pues una más amplia información sobre este acontecimiento pueden encontrarla nuestros lectores en el número 112 de la Revista HORMIGON Y ACERO.

CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE VASIJAS DE PRESIÓN EN HORMIGÓN PRETENSADO

Del 8 al 12 de septiembre se ha celebrado en York (Inglaterra) una conferencia internacional sobre "Experiencia en el proyecto, construcción y funcionamiento de las vasijas de presión y depósitos para reactores nucleares".

Organizada por la sección de Vasijas de Presión del Grupo de Mecánica Aplicada y el Grupo de Energía Nuclear de la Institución de Ingenieros Mecánicos, esta conferencia es una continuación de la primera celebrada en Londres en 1967. Las reuniones tuvieron lugar en la Universidad de York, en la cual se dio también alojamiento a los delegados.

Puede solicitarse más información a:

Mr. A. J. Tugwell.
Institution of Mechanical Engineers.
1 Birdcage Walk, Westminster.
Londres SW1 H 9 JJ.

SEMINARIO SOBRE "LA SEGURIDAD EN LAS ESTRUCTURAS"

El "College International des Sciences de la Construction" ha organizado, bajo los auspicios de M. Robert L'Hermite, de Francia, un Seminario sobre la Seguridad en las Estructuras, que tuvo lugar en Saint-Rémy-les-Chevreuses, del 13 al 15 de noviembre de 1974, con el siguiente programa:

- "Introducción a los principios de la seguridad. Revisión de las teorías básicas y, en particular, los estados límites".
- Seguridad probabilística. Cargas accidentales", por M. Ferry-Borges, Director del Laboratorio Nacional de Ingeniería Civil de Lisboa.
- "Seguridad semiprobabilística y estructuras de hormigón. Observaciones sobre Normativa", por M. Mathieu, de París.
- "Seguridad semiprobabilística y estructuras de acero", por el Prof. Massonet, Universidad de Lieja.
- "Seguridad contra el fuego", por M. Malhotra; Building Research Establishment (Inglaterra).

El Seminario terminó con un coloquio general, que fue presidido por el Prof. Franco Levi (Presidente Honorario de la F.I.P.), durante el cual se dio cuenta de casos especiales y accidentes.

Para más información pueden dirigirse a:

College International des Sciences de la Construction.
Domaine de Saint-Paul, B.P. núm. 1.
78470 Saint-Rémy-les-Chevreuses (Francia).

SEGUNDAS JORNADAS DEL HORMIGON PRETENSADO EN ARGENTINA

En un número precedente de las *Notas de la F.I.P.* se hizo una descripción de las "Primeras Jornadas del Hormigón Pretensado", que tuvieron lugar en la Argentina, en 1973, siguiendo la misma pauta que para las "Jornadas de la F.I.P." celebradas en otros países.

La segunda de estas Jornadas ha tenido lugar en Bahía Blanca (Argentina), durante los días 21 a 25 de octubre de 1974. El tema principal de las reuniones era el estudio de las propiedades de los materiales componentes, desde los puntos de vista mecánico, estructural y tecnológico. Los trabajos podían presentarse en cualquier idioma, y fueron particularmente bien recibidos los delegados de ultramar.

Informaciones sobre este acontecimiento pueden solicitarse a:

Sede Central de la A.A.H.P.
San Martín, 1137.
Capital Federal (Argentina).

CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE LA VIVIENDA PARA LAS NACIONES DE NUEVA CREACION

El International Technical Cooperation Center (I.T.C.C.), en cooperación con la Asociación de Ingenieros y Arquitectos de Israel, ha planificado la Conferencia ya mencionada, del 17 al 20 de diciembre de 1974, en Israel.

Cualquier información puede solicitarse a:

Engineer's Institute.
200 Dizengoff Street.
Tel-Aviv, POB 3082 (Israel).

SEGUNDO SIMPOSIO INTERNACIONAL DE LA R.I.L.E.M. SOBRE HORMIGONADO EN INVIERNO

El Simposio Internacional sobre "Hormigonado en Invierno" tendrá lugar en Moscú, del 14 al 16 de octubre de 1975.

Toda clase de información puede solicitarse a:

Gosstroy U.S.S.R.
Marx Prospect, 12.
Moscú K9 (Rusia).

SIMPOSIO DEL C.I.B. SOBRE EDIFICIOS INDUSTRIALES EN AMBIENTES URBANOS

El Simposio del C.I.B. sobre "Edificios Industriales en ambientes urbanos" se ha celebrado en Karlovy Vary, del 18 al 23 de noviembre de 1974.

Los detalles de este Simposio pueden solicitarse a:

CSVTS-Dum Techniky Plzen.
Ing. Ptr. Raba, Secretary.
Pobrezni, 10.
303 40 Plzen (Checoslovaquia).

CONFERENCIA SOBRE EDIFICIOS DE ALTURA

Del 26 al 29 de enero de 1975 son las fechas fijadas para celebrar en el Sheraton-Waikiki Hotel la Conferencia del Plan Pacífico sobre Edificios de Altura.

El tema de esta conferencia es "Edificios de altura y crecimiento de las ciudades", y ha sido organizada por el Comité Mixto sobre Edificios de Altura, cuya sede central está en la Universidad de Lehigh, de Estados Unidos. Será patrocinada conjuntamente por la American Society of Civil Engineers, la International Association for Bridge and Structural Engineering, el American Institute of Architects, el American Institute of Planners, la International Federation for Housing and Planning y la International Union of Architects.

Serán bien recibidos todos los trabajos originales sobre cualquier aspecto de la planificación, proyecto, construcción y conservación de edificios de altura.

Puede solicitarse más información a:

Sr. Arthur N. L. Chiu.
University of Hawaii, Honolulu.

PROGRESOS TECNICOS

CONFERENCIA DEL A.C.I. ESTRUCTURAS MARITIMAS DE HORMIGON. MARZO 1974

LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON: "CLAVE DEL DESARROLLO DE LOS OCEANOS"

Por Ben C. Gerwick, Jr.

I. *Introducción.*

Desde hace algunos años se viene comprobando que el bienestar material del hombre y el desarrollo dependen en gran parte de la utilización de los vastos recursos de los océanos. Los geólogos y los oceanógrafos nos han puesto al corriente sobre las posibilidades de las prolíficas zonas conocidas como plataforma y desnivel continental, que constituyen casi el 30 por 100 de la superficie total de los continentes.

Los océanos son, ante todo, una gran reserva de energía; actualmente son una fuente de producción de petróleo y gas; en el futuro, quizás pueda utilizarse su potencia térmica. Indirectamente, los océanos pueden albergar plantas flotantes de energía nuclear, y proporcionar el agua de refrigeración para las plantas costeras u oceánicas. Los océanos constituyen, también, una fuente casi inagotable de deuterio para las plantas de energía por fusión del siglo XXI.

Su producción de alimentos (pescados, acuacultura y marino-cultura) nos pueden proporcionar las necesarias proteínas. Barcos y barcazas, combinados con terminales alejados de la costa y oleoductos, servirán para transportar los cargamentos a granel; los aeropuertos alejados de la costa, los puentes oceánicos y los túneles servirán para el transporte de personas y mercancías. Exposiciones, hábitats, e incluso ciudades flotantes podrán ser construidas sobre o bajo los océanos. Se explotarán minas de manganeso, fosfatos, estaño y oro de los ricos depósitos de los sedimentos del fondo de los mares. Finalmente, los océanos son el último sumidero para deshacerse de las basuras del hombre.

Sin embargo, los océanos son vastos y hostiles. Presentan grandes problemas de logística, seguridad, prevención de la contaminación, durabilidad y control. Muchas enseñanzas de la ingeniería deberán ser integradas en un esfuerzo concentrado para resolver los problemas de ingeniería oceanográfica, arquitectura naval, tecnología de los materiales, estructurales, suelos, terremotos, ingeniería del frío e ingeniería de la construcción.

Los requisitos característicos más frecuentes de las construcciones oceánicas son: grandes dimensiones y masas; robustez para resistir las flexiones y esfuerzos cortantes cíclicos; facilidad para amoldarse a formas curvadas complejas; rigidez para resistir las vibraciones; durabilidad en el adverso medio ambiente del mar; comportamiento dúctil; resistencia a la fatiga, y favorable tipo de rotura a pesar de las bajas temperaturas. También cabe considerar como requisito especial: una razonable disponibilidad de materiales y fabricantes con capacidad suficiente para que las construcciones puedan ser realizadas en un período de tiempo corto y definido, y económicamente. Indudablemente, el plazo de ejecución ha sido hasta ahora el factor que más ha influido en la elección del hormigón para las estructuras oceánicas.

El hormigón armado y el pretensado se adaptan perfectamente a estos criterios. Esta es la razón de que cinco plataformas de perforación y de producción se estén actualmente construyendo, con hormigón, en el Mar del Norte, y otras estructuras análogas se encuentren en período de negociación. Tales estructuras, de hasta 160 m de diámetro y 180 m de altura, son ejemplos de las mayores estructuras individuales jamás construidas por el hombre. Se construyeron como estructuras flotantes en los profundos fiordos de Noruega, Escocia e Irlanda, y posteriormente se transportaron y dejaron ancladas por gravedad en el fondo del Mar del Norte, en donde tendrán que resistir, en épocas de temporales, olas de hasta 30 m de altura.

El hormigón tiene un importante puesto en el futuro desarrollo de los aprovechamientos petrolíferos de alta mar. En los océanos más profundos se construirán cajones flotantes, cámaras submarinas, tanques de almacenamiento bajo el mar y oleoductos de gran diámetro.

Actualmente se están construyendo cajones de hormigón pretensado para un pantalán en Queensland, Australia. Unos cajones, en cierto modo similares, formarán el núcleo del rompeolas protector de la Central Energética del Atlántico, que es una planta flotante de energía nuclear ubicada mar adentro en las costas de New Jersey. Además, se utilizarán notables cantidades de hormigón armado para construir las propias plantas flotantes.

Se están actualmente proyectando puentes para cruzar brazos del océano, por ejemplo, en el Mar del Japón. Para los fiordos de Noruega se ha planificado la construcción de túneles sumergidos flotantes, así como para los profundos valles sumergidos de los ríos de Grecia y para el estrecho de Mesina.

Están en estudio aeropuertos flotantes alejados de las costas. Superpuertos, capaces de recibir, almacenar, procesar y distribuir los cargueros para alta mar, están siendo objeto de análisis de posibilidades, y ofrecen sustanciales beneficios desde el punto de vista de la protección ambiental. Los conductos de descarga del agua de refrigeración y emisarios de alcantarillas deben construirse hasta llegar a las zonas de rompiente y aún más allá, hasta las zonas de aguas profundas.

El Océano Ártico, que es una vasta "arca del tesoro" en recursos, protegida por una capa de hielo, puede probablemente desarrollarse mejor mediante la utilización de estructuras de hormigón. Un prototipo de central para aprovechamiento de la energía de las mareas, hecha de hormigón, se ha instalado ya en el Mar de Barents, en el Ártico. Los cajones de hormigón han tenido una misión muy importante en las terminales del Ártico, en las plataformas de perforación y producción y en los pilares para el propuesto "Puente Intercontinental de la Paz", que unirá Alaska y Siberia.

Por último, y muy importante, es el papel cada vez más amplio que el hormigón desempeña en la construcción de barcos y barcazas. Nosotros los construiremos basándonos en la experiencia de los barcos de hormigón de la Primera y Segunda Guerras Mundiales, y las más recientes sobre barcazas de hormigón de Filipinas y del Golfo de Méjico. Para el almacenamiento y transporte de productos peligrosos; recientemente ha sido aprobado por las A.B.S., el Lloyds y el Servicio de Guarda Costas de los Estados Unidos el empleo de barcazas de hormigón pretensado. Estudios recientemente realizados señalan sin ningún género de dudas que las mayores economías se obtienen con las de mayor tamaño y para usos especiales, tales como el transporte de gases criogénicos y materiales corrosivos. Aún, cuando queda mucho trabajo por realizar en los ámbitos de proyecto y métodos de construcción, yo pronostico que en cinco años los barcos de hormigón experimentarán un crecimiento explosivo, paralelo al actual de los cajones del Mar del Norte.

II. *Investigación y necesidades de desarrollo.*

Con el casi medio billón de dólares a que asciende el valor de las estructuras marítimas de hormigón contratadas y con las oportunidades que ofrece la creciente demanda para ampliar su utilización, ni que decir tiene que hay una imperiosa necesidad de más investigaciones y perfeccionamientos en todas las fases de ejecución de las estructuras marítimas de hormigón. Dos puntos merecen especial atención:

1. Deben considerarse todos los aspectos relativos a la interacción entre mar, estructura y suelo.
2. Las posibilidades prácticas de realización y los métodos constructivos utilizables constituyen con frecuencia los factores determinantes de la configuración y proyecto de este tipo de estructuras.

El éxito de los cajones de hormigón del Mar del Norte han despertado gran interés en otras zonas donde se extrae petróleo en lugares alejados de la costa, en los que las condiciones más severas del medio ambiente y la existencia de terrenos menos resistentes plantean problemas de gran envergadura. Específicamente, en las regiones sísmicas, deben encontrarse soluciones para: las sobrepresiones dinámicas originadas por los maremotos; la estabilidad contra los corrimientos laterales (deslizamientos) y la licuefacción de los terrenos de cimentación. En terrenos poco resistentes para cimentación, las estructuras deben proyectarse de modo que se reduzcan las fuerzas laterales y las presiones de apoyo. Debido a que estas estructuras y su cimentación están sometidas a cargas cíclicas, debe tenerse en cuenta la conveniencia de recurrir a cimentaciones en anillo o a tres puntos de apoyo sobre zapatas, en lugar de a las placas planas. También deben estar previstos los medios para eliminar las bolsas de presión en los huecos que se forman en el terreno por la acción del oleaje durante los temporales y conseguir una positiva protección contra el descalce y la formación de cavernas (túneles) bajo las cimentaciones.

Se deben desarrollar métodos para mejorar la capacidad y estabilidad de los terrenos de cimentación, y para hacer posible que los cajones penetren profundamente en el fondo del mar, con el fin de aumentar su capacidad de apoyo y la resistencia lateral pasiva. Las técnicas de penetración son bien conocidas por la experiencia adquirida con la construcción de cajones para las pilas de puentes; pero todavía no han sido suficientemente desarrolladas para su aplicación a cajones en alta mar.

Hay un cierto número de aspectos del proyecto estructural que merecen atención.

En las típicas estructuras a mar abierto hay zonas y juntas que están sometidas conjuntamente a los máximos movimientos y a los máximos cortantes y donde la carga puede

ser cíclica con inversión total. Todos los detalles de las juntas de construcción, armaduras de unión y longitud de empotramiento precisan especial atención.

Los cilindros de gran diámetro y las cúpulas sometidas a altas presiones hidrostáticas pueden implotar. Existen amplias divergencias de opinión con respecto al cálculo de la resistencia a la implosión, y desgraciadamente, algunos de los cajones corrientes que se han proyectado tienen relaciones espesor de pared-diámetro, inferiores al campo de validez de los datos experimentales conocidos.

Finalmente, las deformaciones internas llegan a ser increíblemente significativas en estas grandes estructuras de paredes muy espesas, que frecuentemente se construyen a flor de agua, y quedan, por tanto, sometidas a fuertes variaciones de cargas y temperaturas cuando el hormigón es aún muy joven.

Las diferencias de retracción y absorción, las tensiones térmicas debidas al calor de hidratación y a la temperatura de los materiales almacenados, los efectos de las etapas de tesado y de los estados de carga sobre hormigones de diferentes edades y módulos, puede, y frecuentemente sucede así, dar lugar a deformaciones de magnitud comparable a las que se producen durante el pretensado y la aplicación de las cargas externas.

Las cargas externas requieren una evaluación extremadamente completa, con el fin de asegurarse que se han considerado adecuadamente las fuerzas laterales y subpresiones y su posible acción simultánea. El análisis por difracción y los ensayos sobre modelo son necesarios para determinar las fuerzas ejercidas sobre la estructura, las presiones diferenciales alrededor de la base y la aceleración de la masa adicional de agua que puede actuar durante los terremotos.

La durabilidad del hormigón en y bajo las aguas de los mares está perfectamente bien determinada. Necesitan desarrollarse medios eficaces para conseguir un perfecto relleno de los conductos de pretensado verticales con la lechada de cemento. La protección contra la corrosión de las estructuras compuestas, en las que se combinan las torres tubulares de acero sobre bases de hormigón, precisa una detallada investigación.

Aun cuando algunos adecuados proyectos de estructuras de cajones de gravedad realizados en hormigón ya se han calculado para profundidades de agua hasta 300 metros, se estima que habría que introducir algunos cambios radicales de concepto, en el caso de estructuras con el fondo del cajón de cimentación totalmente sumergido, o en el de cajones flotantes. Estos conceptos plantean nuevas y mayores exigencias en el diseño, construcción y técnicas de instalación.

Los cajones flotantes representan una transición entre una estructura y un barco. Los conceptos fundamentales de la arquitectura naval adquieren un papel predominante; hay que tener en cuenta las resistencias a la flexión y esfuerzos cortantes para resistir el combado y arqueado longitudinal y transversal; las altas presiones hidrostáticas; las fuerzas de atraque; la estabilidad en condiciones normales y en estructuras con averías, etc. Deben concebirse nuevas formas que saquen el mayor partido posible de las propiedades del hormigón en vez de limitarse meramente a copiar las configuraciones de los cascos de acero. Por ejemplo, existen ciertos indicios de que los cascos de hormigón deben ser proporcionalmente más anchos que sus homólogos de acero.

Puesto que los cajones y barcos son construcciones que pueden llegar a ser de gran envergadura, las hipótesis de cálculo adquieren enorme importancia. Los métodos de prefabricación, botadura, montaje y unión a flor de agua, deben ser perfectos. La instalación de los grandes cajones requiere se tengan en cuenta las fuerzas hidrodinámicas que actúan durante las operaciones de inmersión y cimentación.

Es importante señalar que actualmente se están efectuando intensos estudios de ingeniería dentro de estas especialidades. Sin embargo, un firme progreso en este cam-

po puede asegurarse y promoverse mejor mediante el desarrollo y promulgación de Recomendaciones Prácticas para el Proyecto y Construcción de cada uno de los diversos tipos de estructuras marítimas de hormigón.

Un punto de partida acertado son las "Recomendaciones para el Proyecto y construcción de estructuras marítimas de hormigón" recientemente publicadas por la F.I.P. La entidad Det Norske Veritas está trabajando activamente en la preparación de métodos de cálculo y construcción; su publicación llenará una amplia necesidad. Por otra parte, el Comité 357 del A.C.I. "Estructuras Marítimas de Hormigón", iniciará pronto trabajos similares encaminados a elaborar guías útiles para el proyecto y construcción de estas estructuras, en colaboración con las demás organizaciones afines.

ENCUESTA SOBRE "ELECCION DE MATERIALES"

Continuación de lo publicado en las *Notas de la F.I.P.*, núm. 50.

Se facilitan más detalles sobre la encuesta "Elección de Materiales", cuya publicación se inició en el número precedente.

Elección de los alambres para tendones.

Pregunta W4:

Criterios sobre las pérdidas por relajación admisibles:

AUSTRALIA.

	Relajación máxima a 1.000 horas	
	0,7 R	0,8 R
Alambre patentado de relajación normal	6,5 %	8,5 %
Alambre de baja relajación	2,0 %	3,0 %

INGLATERRA.

	Relajación especificada	Relajación típica
Alambre laminado en rollos	Ninguna	8 %
Alambre patentado de relajación normal	5 %	4 %
Alambre de baja relajación	2 %	1 %

RUMANIA.

Relajación	Pérdidas por relajación a		
	0,6 R	0,7 R	0,8 R
	9 %	15 %	16 %

ESPAÑA.

Relajación a 0,7 R después de 1.000 horas	
Calidad	Relajación
R 2	2 %
R 5	5 %
R 8	8 %

BÉLGICA.

Se siguen las "Recomendaciones C.E.B./F.I.P.".

HOLANDA.

No se especifican cifras, pero se exige un certificado de las características del acero.

FINLANDIA.

Del 3 al 4 por 100.

SUECIA.

No se indican valores admisibles. El alambre de 2 mm de diámetro tiene una relajación del 3 al 4 por 100, a las cinco mil horas, para 0,7 R.

ESTADOS UNIDOS

5 por 100 al cabo de mil horas (0,7 R).
3 por 100 al cabo de diez horas (0,8 R).
5 por 100 al cabo de cien horas (0,75 R).

SUIZA.

A efectos del cálculo se admiten los siguientes valores:

0,55 R, 4 por 100; 0,65 R, 8 por 100; 0,70 R, 11 por 100; 0,75 R, 15 por 100.

HUNGRÍA.

14,3 por 100 para todos los tipos.

Pregunta W5:

Indíquense las fuerzas de tesado aceptadas en tanto por ciento de la misma carga de rotura especificada del alambre:

AUSTRALIA.

85 por 100.

INGLATERRA.

70 a 75 por 100.

RUMANIA.

80 por 100.

DINAMARCA, ESPAÑA, HUNGRÍA.

75 por 100.

BÉLGICA.

80 por 100 durante el tesado.

70 por 100 después del anclado.

HOLANDA.

71,5 por 100.

FINLANDIA.

85 por 100 del límite elástico correspondiente al 0,2 por 100.

SUECIA.

71 por 100, pero no superior al 65 por 100 después del destesado.

ESTADOS UNIDOS.

70 por 100 después del destesado o anclaje.

REPÚBLICA FEDERAL ALEMANA.

55 por 100 de la carga de rotura.

Elección de los cordones para los tendones.

Pregunta W6:

Describanse los tipos de cordones de pretensado producidos en cada país:

AUSTRALIA.

Cordón de 7 alambres.

Cordones de normal y baja relajación de 15,2 a 6,4 mm de diámetro.

INGLATERRA.

Cordones de 7 alambres de acero al carbono estirado en frío:

1. Cordones de relajación normal y de baja relajación de 15,2 a 6,4 mm de diámetro.
2. Cordones especiales de normal y baja relajación (tipo 270 k) de 15,4 a 9,6 mm de diámetro.
3. Cordones compactos de 18 a 12,7 mm de diámetro.

RUMANIA.

Se elaboran torzales de 3 alambres y cordones de 7 alambres, estirados en frío y patentados después de trenzados:

1. Torzales de 3 alambres: $3 \times 2,5$ mm y 3×3 mm.
2. Cordones de 7 alambres: de diámetro entre 6,1 y 12,2 mm.

DINAMARCA, FINLANDIA, SUIZA, HUNGRÍA.

Ninguno.

ESPAÑA.

Torzales de 2 y 3 alambres; también cordones de 7 alambres.

BÉLGICA.

Cordones de 7 alambres con diámetros de 12,7 a 6,35 mm, según la especificación de la A.S.T.M., y también en tres categorías: N, S y Z, con diámetros de 9,5; 11,1; 12,7 y 15,2 mm.

Torzales de 3 alambres de $3 \times 2,2$ a $3 \times 4,25$ mm.

HOLANDA.

Cordones de 7 alambres, patentados, de 15,24 a 9,52 mm de diámetro.
170 a 190 kg/mm².

NUEVA ZELANDA.

No elaboran cordones a partir de materias primas nacionales, pero con alambre de importación fabrican cordones de 9,52; 11,11 y 12,7 mm. La calidad está de acuerdo con la BSS 3617, de 1963.

SUECIA.

Hay dos clases de cordones de 7 alambres:

1. De 6,3; 7,9; 9,5; 11,1; 12,7 y 15,2 mm de diámetro.
2. De 6,3; 9,3; 11,3 y 13 mm de diámetro.

ESTADOS UNIDOS.

Cordones de 7 alambres, patentados, de la clase 250 y 270, con una tensión de rotura de 17.577 y 19.983 kg/cm².

Cordones de normal y baja relajación.

Diámetros nominales de 6,35; 7,94; 9,52; 11,11 y 12,7 mm.

REPÚBLICA FEDERAL ALEMANA.

Cordones de 7 alambres estirados en frío.

Pregunta W7:

Describanse los tipos de cordones que importa su país:

AUSTRALIA.

Procedente de Inglaterra: cordones compactos de diámetros entre 15,2 y 6,4 mm.

INGLATERRA, RUMANIA, ESPAÑA, HUNGRÍA.

Ninguno.

DINAMARCA.

Procedentes de Inglaterra, Japón, Bélgica y Alemania Federal.

HOLANDA.

Cordones compactos procedentes de Inglaterra.

FINLANDIA.

Procedentes de Inglaterra. Cordones de 7 alambres de 9,52 a 12,7 mm de diámetro.

NUEVA ZELANDA.

Procedentes de Inglaterra. Cordones de 7 alambres de 7,94; 9,52; 12,7 y 15,24 mm de diámetro.

SUECIA.

La mayor parte, de 12,7 mm de diámetro, procedentes de Inglaterra.

ESTADOS UNIDOS.

Procedentes de Japón.

SUIZA.

Importa de Austria, Alemania Federal, Inglaterra, Benelux y España, principalmente cordones de 7 alambres de 12,7 y 15,2 mm de diámetro.

Pregunta W8.

Criterios oficiales sobre pérdidas por relajación admisibles.

AUSTRALIA.

	Relajación máxima a 1.000 horas	
	0,7 R	0,8 R
Relajación normal	7 %	12 %
Baja relajación	2,5 %	3,5 %

INGLATERRA.

	Relajación especificada	Relajación típica
Relajación normal	7 %	5 a 6 %
Baja relajación	2,5 %	1 a 1,5 %

Todas a mil horas y a 0,7 R.

RUMANIA.

	Pérdidas por relajación admisibles		
	0,6 R	0,7 R	0,75 R
Relajación	14 %	20 %	24 %

DINAMARCA.

Igual que en Inglaterra.

ESPAÑA.

Máximo 6 por 100, después de mil horas, a 0,7 R.

BÉLGICA.

Siguen las Recomendaciones del C.E.B./F.I.P.

FINLANDIA.

3 a 4 por 100.

NUEVA ZELANDA.

6 por 100, después de mil horas, a 0,7 R.

ESTADOS UNIDOS.

Valores tipificados:

12 por 100, eventual (0,7 R).

7 por 100, después de mil horas (0,7 R).

3 por 100, después de diez horas (0,8 R).

VII CONGRESO DE LA F.I.P. EN NUEVA YORK. SESIÓN TÉCNICA SOBRE PUENTES

En el Congreso de Nueva York ha habido un cierto número de Sesiones Técnicas, organizadas por expertos en los respectivos temas específicos, dedicadas a estudiar los aspectos más importantes de las modernas técnicas del pretensado. Las ponencias presentadas en dos de estas Sesiones Técnicas, relativas a "Cimentaciones y anclajes al terreno" y "Plantas de energía Nuclear", serán publicadas por la F.I.P., cada una por separado y estarán disponibles en breve plazo.

En una tercera Sesión, organizada por el Dr. Ingeniero Hans Wittfoht, se trató el tema de "Construcción de Puentes". En las *Notas de la F.I.P.* se publicarán resúmenes de algunas de las ponencias más interesantes presentadas en esta Sesión.

Iniciaremos estos extractos con el del informe de Mr. David Lee (creemos oportuno recordar que Mr. Lee ha sido galardonado con la Medalla de la F.I.P. en el Congreso de Nueva York) y con otro resumen del trabajo del Dr. Ingeniero Momoshima (Japón). La falta de espacio en estas *Notas* nos impide reproducirlos íntegramente, pero los interesados pueden dirigirse a las oficinas de la F.I.P. solicitando copias de los correspondientes textos.

En los Proceedings finales del Congreso se incluirá un resumen de las distintas ponencias, preparado por el Dr. Ingeniero Wittfoht, así como de otros trabajos presentados en esta Sesión.

Aspectos de la construcción de puentes de hormigón pretensado, sin cimbras.

Por D. J. Lee.

El desarrollo de un tipo de estructura perfeccionada viene motivado por imperativos económicos, y al mismo tiempo está relacionado con el deseo de mejorar la calidad estética y técnica de la construcción.

Las mejoras pueden provenir de las cuatro siguientes causas:

- a) Del desarrollo de nuevos materiales o por la mejora de las propiedades de los materiales ya existentes.
- b) De perfeccionamientos en la forma estructural concebida por el proyectista.
- c) De los avances en las técnicas analíticas.
- d) De los progresos en los métodos de transporte y colocación o en los procesos de construcción.

En este trabajo, el autor comenta algunos de los aspectos de la técnica de la construcción de puentes por dovelas y su montaje sin cimbras, que pueden sugerir soluciones para futuros avances en la construcción de grandes puentes de hormigón.

Tiempo crítico de curado del hormigón en las construcciones en voladizo.

La construcción de puentes por voladizos sucesivos, utilizando para ello el sistema de hormigonado progresivo in situ, es una técnica que se utiliza frecuentemente en todo el mundo. En lo que se refiere al comportamiento del hormigón en cuanto a resistencias y deformaciones, se poseen ya suficientes conocimientos para poder aplicar el método de hormigonado in situ con entera confianza.

El problema fundamental más corriente en las estructuras hormigonadas in situ, que tengan que sustentar cargas tan pronto como sea posible una vez vertido el hormigón, consiste en que del tiempo de curado depende el poder llevar a cabo el programa de ejecución con arreglo al organigrama previsto en el proyecto. En consecuencia, los ingenieros han puesto sus miras en reducir este período (que es acumulativo) en cada una de las etapas, con objeto de conseguir realizar lo más rápidamente posible la construcción, y en consecuencia, obtener mayores economías.

Prefabricación.

Aun cuando podrían estudiarse métodos para conseguir el rápido endurecimiento del hormigón, se ha estimado más conveniente dedicar especial atención al empleo de elementos prefabricados capaces de haber alcanzado su total fraguado y endurecimiento antes de su incorporación a la obra.

La utilización de dovelas prefabricadas en la construcción de puentes mediante voladizos sucesivos es una técnica perfectamente desarrollada en estos últimos diez años. La experiencia ha demostrado que este método constructivo puede utilizarse sin riesgo, permite avances técnicos en lo que concierne a la mejora del perfil de los puentes y proporciona una calidad extraordinaria desde los puntos de vista arquitectónicos y de acabado. Es razonable esperar que continúen los avances en este campo.

Tesado provisional empleado en las construcciones en voladizo.

Para la realización de una parte de la estructura de la Westway, de Londres, construida por voladizos sucesivos, se vio que era aconsejable introducir un tesado provisional en el borde extremo de avance del tablero, con objeto de reforzar su resistencia para que el equipo de erección pudiese avanzar, apoyándose sobre él, para llevar una nueva dovela hasta el lugar de su ubicación al extremo del voladizo. Una vez completada cada una de las etapas, se eliminaba el tesado provisional y se introducían nuevos tendones de pretensado que solidarizaban entre sí no sólo los distintos voladizos, sino todos los tramos de la estructura, dándoles continuidad. Los cables para el tesado provisional se utilizaron varias veces, de manera que su costo no constituyó un gasto significativo de la construcción.

Esta experiencia hace pensar que una combinación de la construcción por dovelas y la introducción de pretensados provisionales puede constituir un buen método para la ejecución de puentes. La absorción de los momentos en los sucesivos voladizos constituyen simples etapas parciales constructivas. La solidarización final de estos voladizos sucesivos para conseguir estructuras permanentes continuas requiere el empleo de cables adicionales de pretensado. El trazado inicial y final de los tendones, en ocasiones no conviene que sea el mismo. El pretensado provisional elimina este problema. Los tendones suelen alojarse en conductos permanentes dispuestos en el interior de la sección transversal de la pieza; pero también puede hacerse el pretensado temporal mediante tirantes o cables exteriores. La técnica de los tirantes, para mantener unidas las distintas dovelas bajo la acción de los efectos originados por las variaciones de temperatura, se utilizó en el "Mancunian Way".

Combinación de pretensado permanente, con varios tendones, y tesado temporal.

Es un hecho probado que en Inglaterra los sistemas a base de tendones múltiples de gran longitud resultan económicos. En estos sistemas se logra una considerable fuerza de pretensado mediante paquetes de alambres o sistemas de cordones. Para el pretensado provisional de las construcciones por voladizos sucesivos sólo se requiere una pequeña fuerza de pretensado en cada etapa. Las grandes potencias de los tendones actuales hacen innecesario irlos anclando en el extremo de cada dovela, bastando con anclarlos cada dos o tres dovelas. Esta es una razón adicional para combinar los tesados permanentes con otros provisionales para las etapas constructivas intermedias. Recientemente, se ha redactado un proyecto en el que se aplica esta técnica de tesado progresivo, utilizando piezas prefabricadas, en voladizo, y juntas realizadas con resinas epoxi.

Puentes en voladizo.

Hasta ahora, en general, el sistema de construcción por voladizos sucesivos se ha utilizado exclusivamente para puentes de mediana o gran luz. Teniendo en cuenta la rapidez de la construcción a base de dovelas prefabricadas y la posibilidad de empleo de tesados provisionales, resulta ya posible adoptar este sistema para proyectar soluciones económicas en puentes de luz más reducida. Uno de estos proyectos es el que se está redactando para un puente de tres tramos, de 86 m de longitud total, siendo el tramo principal de 42 m. Las pilas se situaron de modo que la luz de los tramos extremos sea la mitad de la del tramo central, lo que puede dar lugar a que se levanten bajo la acción de la sobrecarga. Por otra parte, esta disposición elimina la necesidad de utilizar dovelas prefabricadas adicionales, apoyadas sobre cimbras, para los tramos extremos, con el fin de completar el espacio comprendido entre el punto medio de los tramos laterales y

los estribos. El bloque extremo del estribo ha sido diseñado de forma que sea capaz de absorber las ineludibles tolerancias de construcción. De esta forma, no se perjudica a la estructura ni durante el montaje ni una vez terminada. Como el puente es esviado, las primeras dovelas no se colocaron sobre sus apoyos definitivos hasta terminar la construcción del voladizo. Una vez completado el tramo, se descendió hasta dejarlo sobre sus apoyos permanentes en las pilas. Debido al tamaño relativamente pequeño del puente ha podido dársele canto uniforme, y así, al ser todas las dovelas iguales se favorece la prefabricación. Como además, para completar la anchura total del tablero se necesitaban cuatro vigas iguales de sección en cajón, el número de elementos prefabricados era todavía mayor. Se ha estimado más conveniente dar primero a los cables de pretensado permanente el trazado correspondiente al puente terminado e ir ajustando después a medida que se construye, los de pretensado temporal, en lugar de hacerlo al revés.

Forma de los puentes en voladizo.

Sobre el tema de la calidad estética, el autor ha podido darse cuenta de que la forma convencional de los puentes en voladizo, con una curva de parábola de segundo grado para el intradós, tiende a producir una sensación de pesadez que no resulta agradable. Se ha mencionado antes que para aprovechar mejor las ventajas de la prefabricación frecuentemente resulta adecuado emplear un canto uniforme; pero para grandes luces esto no es posible.

Es de esperar que la técnica de construcción por voladizos será la que se utilice para el del puente de mayor luz de Inglaterra, el Redheugh Bridge, en Newcastle, sobre el Tíne, que tendrá un tramo principal de 160 m y tramos laterales de 100 m. Para el perfil del intradós de las vigas cajón del tablero se han elegido curvas elípticas; y esta elección parece que le da un atractivo aspecto de ligereza que resulta muy agradable.

El puente de Madam's Bank, en Irlanda del Norte.

Actualmente, se está construyendo un excepcional puente colgante de hormigón en Irlanda del Norte. El tramo principal es de 252 m, y los tramos laterales, de 94,5 m. El proyecto ha sido objeto de consideraciones especiales para prevenir los sabotajes. El tablero está constituido por dos vigas cajón contiguas, prefabricadas, de hormigón pretensado, cada una de 11,9 m de ancho y sostenida por un par de cables, lo cual supone cuatro cables de suspensión en total, que se apoyan sobre torres de 70 m de altura. La distancia entre el anclaje de los cables en el tablero y el plano vertical de la torre de apoyo es de 31 m. Las torres están constituidas por pórticos transversales en "A" y son de hormigón pretensado. Existe también un viaducto de acceso, constituido por ocho tramos, generalmente de 55 m, formados por vigas cajón prefabricadas, de hormigón, unidas entre sí mediante resinas epoxi.

Construcción de un arco por voladizos.

Actualmente se está redactando el proyecto para un puente en arco, de hormigón, que se piensa construir en África del Sur. El tramo principal está formado por un arco empotrado de 190 m de luz. Se están adoptando las medidas oportunas para poder construir, cada medio arco, utilizando las técnicas de los voladizos sucesivos, para lo cual se piensa recurrir al empleo de tirantes exteriores provisionales.

Voladizos transversales construidos por dovel

Aunque la mayoría de los ejemplos de la construcción por voladizos se refieren a voladizos longitudinales, sin embargo también es posible emplear esta técnica para las ménsulas transversales al eje del puente.

Los viaductos de hormigón pretensado de los accesos al West Gate, en Melbourne, constituyen una novedad. Una vez construida la parte central del tablero a lo largo de todo el puente, a base de vigas prefabricadas pretensadas, se le adosaron, en dirección perpendicular, otros elementos en voladizo, mediante un pretensado transversal. Estas últimas piezas sustentan las losas del tablero y la capa superior de hormigón vertido in situ. La estrecha banda central se transformó así en un ancho tablero, capaz para diez carriles de circulación. Se hicieron ensayos sobre modelo reducido y a escala natural, in situ, para determinar el comportamiento de la estructura bajo la carga de trabajo y en rotura, así como para estudiar las posibilidades de este nuevo proceso constructivo.

En relación con este proyecto cabe mencionar un interesante aspecto teórico. Se ha podido comprobar, a partir de la teoría y de los ensayos sobre modelo, que hay una posición de la carga en el voladizo para la que no se produce ninguna distorsión en la viga cajón, transfiriéndose la carga por torsión pura. Las cargas aplicadas cerca del eje dan lugar a distorsiones en una dirección, mientras que las cargas aplicadas más lejos originan análogamente una distorsión, pero en sentido opuesto.

El montaje in situ se realiza rápidamente y sin dificultad. Las etapas del hormigonado final de la parte superior del tablero sobre las losas prefabricadas requieren un cuidadoso control, por lo que respecta al aumento de las flechas como consecuencia del incremento de la carga.

Se han propuesto estructuras de tipo similar con voladizos transversales, para una carretera elevada, que forma parte del West Kowloon Corridor, en Hong-Kong. El empleo de construcciones en voladizo, en las que la determinación de las acciones resulta muy simple, permite una mayor rapidez de ejecución. Sin embargo, cuando se trata de construir una carretera elevada continua es preciso estudiar el hormigonado de la cabeza superior de las vigas, de modo que las tensiones debidas a la acción del peso del hormigón que se va añadiendo se mantengan dentro de los límites aceptables.

Vigas tipificadas.

Los métodos de construcción sin cimbra deben tener en cuenta las ventajas de las vigas prefabricadas. En la actualidad se están realizando estudios con vistas a mejorar los tipos de perfiles normalmente disponibles en Inglaterra. Uno de tales perfiles es una viga en "U". La experiencia actual indica que las vigas de esta forma son económicas y tienen una gran flexibilidad de aplicaciones, puesto que pueden utilizarse como simplemente apoyadas o en tramos continuos, con peraltes y en tableros curvos. La forma de la sección transversal es la consecuencia de consideraciones teórico-prácticas, y se comporta como una placa ortótropa, con buenas características de distribución.

Detalles estructurales de las uniones entre viga y pila, en los puentes de hormigón pretensado construidos por el método de voladizos sucesivos, en zonas sísmicas.

Por Sukenobu Momoshima.

Resumen. — En Japón, la mayoría de los puentes de gran luz en hormigón pretensado se han construido empleando el método de voladizos sucesivos, alcanzándose actual-

mente la cifra de 130 terminados. Los sistemas constructivos empleados, de una forma general, pueden clasificarse en las dos categorías que se describen a continuación:

1. Tramos en voladizo, con una articulación central que permite los movimientos en dirección longitudinal, estando las pilas y jácenas rígidamente unidas entre sí.
2. Vigas continuas.

El primer tipo de estructura, normalmente, se utiliza en puentes de carretera construidos en voladizo. Hay muy poca diferencia entre las tensiones que actúan sobre la estructura terminada y las que se producen durante su construcción. Debido al rígido enlace entre pilas y jácenas, se pueden soportar los momentos de voladizo que se producen durante la construcción, sin adoptar medidas especiales. Por otra parte, las acciones sísmicas que actúan sobre la estructura son transferidas, por separado, a cada pila gracias a la articulación existente en cada tramo, y, por esto, el sistema resulta económicamente ventajoso, especialmente en los puentes de gran luz.

Como contrapartida, será preciso un detenido estudio al proyectar las uniones entre pilas y jácenas, con el fin de que los esfuerzos que actúan sobre la superestructura se transmitan a las pilas.

En los tipos de viga continua, la superestructura y las pilas están rígidamente enlazadas durante el proceso constructivo, para resistir los momentos de voladizo y cualquiera de las acciones sísmicas que puedan actuar independientemente sobre cada pila. Una vez concluido el montaje de las vigas se eliminan los dispositivos de enlace. En este tipo de estructuras es normal que exista empotramiento en uno de los apoyos, mientras que los otros son móviles. El apoyo con empotramiento se calcula para que sea capaz de resistir las acciones sísmicas que actúan sobre la superestructura. En consecuencia, este apoyo debe ser de grandes dimensiones, si se trata de un puente de gran luz.

Vigas y pilas rígidamente enlazadas.

En las estructuras en voladizo, las uniones entre vigas y pilas generalmente se realizan mediante sistemas que pueden agruparse en tres categorías: La unión de tipo (a) que se emplea normalmente cuando el tramo es relativamente corto y las dimensiones de la pila pequeñas; la tipo (b), conocida como de "celosía", y la tipo (c), conocida como tipo "pórtico". Estas dos últimas, en general, se emplean en los puentes de gran luz y constituyen el tema de este trabajo (fig. 1).

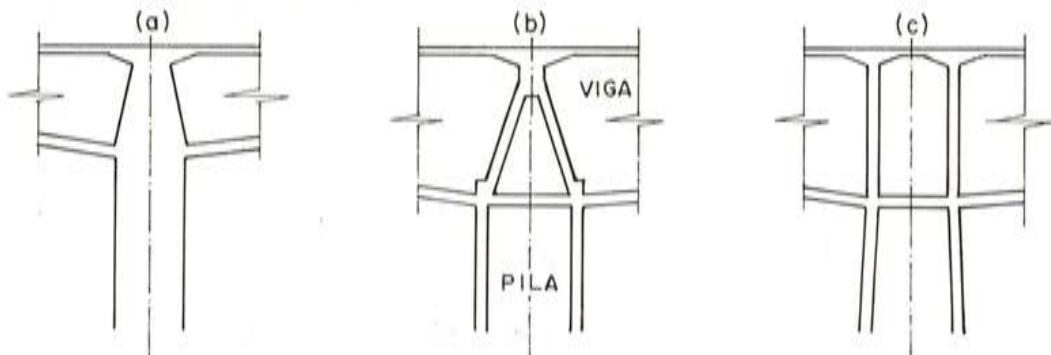


Figura 1.

Las uniones tipo celosía han sido, hasta ahora, las más corrientemente utilizadas para los enlaces entre vigas y pilas en los puentes de gran luz del Japón. Antes de proceder a la construcción, en 1964, del puente Amakusa, se realizaron ensayos de carga sobre un mo-

delo en micro-hormigón, hecho a escala 1/8; al mismo tiempo se hicieron ensayos fotoelásticos sobre un modelo realizado con epoxi, a escala 1/20. Mediante estos ensayos se han podido aclarar algunos puntos sobre el comportamiento de la unión, el mecanismo de la transferencia de cargas y la resistencia a rotura del enlace. De acuerdo con los resultados de estos ensayos se ha desarrollado un método de cálculo teórico para este tipo de unión. Puede afirmarse que es un tipo de enlace seguro y que los cálculos relativos a su seguridad son relativamente sencillos y fiables.

Ahora bien, el tipo de unión en celosía da lugar a problemas, puesto que los tendones situados en las paredes inclinadas deben anclarse, de forma concentrada, en una posición próxima a la cabeza superior de la viga, en donde hay dispuestos muchos tendones longitudinales y, en consecuencia, hay ya amontonamiento de anclajes.

Adoptando el procedimiento de empalme tipo pórtico, se eliminan estas dificultades y se hace más fácil el hormigonado, especialmente en los puentes de gran luz, con vigas de mucho canto. Sin embargo, para este tipo de unión no se han desarrollado todavía métodos de cálculo; pero utilizando el computador pueden calcularse por el método de los elementos finitos. En el puente Urado, que tiene un tramo central de 230 m, constituido por jácenas de 12 m de canto sobre pilas, se calculó la unión con computador, asimilándola a una estructura aporticada. Se realizaron ensayos de carga sobre un modelo de plexiglás, a escala 1/50, y un ensayo fotoelástico tridimensional, utilizando un modelo hecho con epoxi, a escala 1/120, con objeto de comprobar los resultados obtenidos en el cálculo y conocer el comportamiento del enlace en la estructura.

Utilización de amortiguadores de impacto en los enlaces entre jácena y pila.

En los puentes de viga continua de varios tramos, se ha utilizado un método para absorber los impactos en cada apoyo. El amortiguador de impacto se designa con el nombre de "detenedor" y sus principales efectos son:

1. Distribuir las acciones longitudinales que pueden actuar sobre las jácenas, a causa de un terremoto, incluso con apoyos móviles.
2. Reducir los máximos valores de la respuesta de la estructura, mediante absorción de energía.
3. Disminuir los movimientos relativos de las cabezas de las pilas, durante un terremoto.

El "detenedor" actúa como un amortiguador, cuando se le somete a una carga dinámica tal como una acción sísmica.

(NOTA: El trabajo original está escrito en alemán.)

OBRAS INTERESANTES

LA TORRE CN, EN TORONTO, CANADA

Entre las estructuras más impresionantes presentadas al Congreso de Nueva York, hay que destacar un nuevo "edificio más alto del mundo", la torre CN, de Toronto.

Cuando esté terminada, esta torre tendrá 556 m de altura sobre las calles de Toronto. Los 450 m inferiores son de hormigón pretensado, con armaduras postesas, y sobre ellos apoya un mástil de acero de 106 m de altura.

La sección transversal de la torre está constituida por un tubo hexagonal, con tres aletas longitudinales que van en disminución de abajo hacia arriba. En la base tienen 28 m. En el interior de las aletas hay dos huecos para ascensores gemelos y un hueco de escala, para dar servicio al restaurante y el observatorio, que están a 335 m de altura. El núcleo central de la torre y las aletas se construyeron utilizando encofrados deslizantes, que avanzaban a una velocidad de casi cinco metros diarios.

Los cimientos para esta torre consisten en una placa de hormigón pretensado de 5,5 m de espesor, con un volumen de 7.000 m cúbicos de hormigón. Esta placa se construyó dividida en tres fajas, existiendo una separación de 2,5 m de ancho entre las fajas adyacentes. En los espacios entre las bandas de hormigón se colocaron gatos planos de 400 t de capacidad. Puesto que en los espacios entre las bandas paralelas de hormigón, los tendones estaban tensos, para mantener la separación entre bandas hubo que introducir, mediante los gatos planos, una fuerza equivalente y opuesta a la de pretensado, para evitar cualquier desplazamiento relativo entre las bandas hormigonadas. Después de realizado el teñido, se llenaron con hormigón los espacios entre bandas.

El teñido de todos los cables verticales se realizó desde unas cámaras excavadas en la base de la torre. Ciento cincuenta cables verticales, dispuestos en seis grupos, van desde las cámaras hasta diferentes alturas de la torre. La fuerza efectiva ejercida por los cables varía de 210 a 385 t, y los cables más largos son de 454 m de longitud.

Ensayos para determinar las presiones ejercidas por la inyección.

Un aspecto de considerable interés para los ingenieros consultores del proyecto fue la determinación de la presión máxima que la inyección originaría en las vainas verticales, construidas con chapa ondulada galvanizada de 0,62 mm de espesor.

Se decidió realizar normalmente el inyectado por tramos verticales de 30 m; sin embargo, si uno de los tubos de purga fallaba, sería necesario realizar la inyección por tramos de 60 m de altura. Para determinar las presiones máximas de inyección y realizar un ensayo a escala natural con diversas mezclas de inyección, se construyó una torre atirantada de 60 m de altura. En los muros de esta torre se colocaron tres vainas de 30 m de longitud y otras tres de 60 m. La parte inferior de las vainas se introdujo en una placa de hormigón armado, disponiéndose una boquilla de inyección y un manómetro. Después se inyectó, por bombeo, una lechada de prueba en las vainas, hasta alcanzar la altura total de ensayo. La máxima presión registrada para una altura de 60 metros, fue de 10,7 kg/cm².

Para determinar si sería necesario disponer cercos alrededor de los conductos en que iban alojadas las vainas, con objeto de resistir las presiones de inyección, se construyó una placa a escala natural, pretensada con armaduras postesas a una tensión igual a la calculada para la estructura. Seguidamente, se llenaron los conductos con agua. Para determinar a qué presión se fisuraría la placa se utilizaron pequeñas bombas hidráulicas. Las losas resistieron presiones que superaron los 23,5 kg/cm², antes de fisurarse.

Debido a problemas de accesibilidad, sólo se pudo realizar una pequeña parte de la inyección durante el primer verano. Para que no se oxidasen los cordones, se conectó a los purgadores de la parte inferior de la torre, un equipo de desecación, bombeándose continuamente en los conductos, aire muy seco, a temperatura ambiente.

Se calcula que en la torre se utilizarán más de 1.000 t de cables de pretensado, 3.600 toneladas de armaduras ordinarias y más de 27.000 m³ de hormigón.

PILOTES PRETENSADOS DE GRAN LONGITUD

En las *Notas de la F.I.P.*, número 47 apareció una breve referencia sobre el empleo de pilotes pretensados de gran longitud en un viaducto de Florida, Estados Unidos. En el P.C.I. Journal de enero-febrero de 1974, se incluye más información sobre tales pilotes y los problemas que presentó su hincada.

Inicialmente se hincaron cuatro pilotes de pruebas, de 90 cm de diámetro y longitudes comprendidas entre 53 y 88 metros. Tales pilotes tenían un espesor de pared de 12,5 cm y se pretensaron con 12 cordones capaces de ejercer cada uno una fuerza de pretensado de 27,5 t. Además llevaban un zuncho helicoidal de acero, con paso de hélice variable entre 5 y 15 cm. Estos pilotes se construyeron por trozos de 39 m de longitud máxima, empalmados entre sí utilizando uno de los dos dispositivos siguientes. Uno consiste en un cilindro de acero, de diámetro exterior ligeramente inferior al diámetro interior del pilote hueco, introduciéndose cada mitad de su longitud en cada uno de los extremos adyacentes de los trozos que se desea empalmar. La holgura que queda entre el pilote y el cilindro se rellena con epoxi. La longitud total de estos empalmes es de 2,4 metros.

El otro método consiste en empotrar 8 redondos, de 3,7 m de longitud, en la masa de hormigón que rellena los 1,85 m finales de la parte superior de una de las secciones del pilote. Los extremos salientes de dichas barras se introducen en alojamientos dispuestos en otro macizo similar, hormigonado en la parte inferior de la otra sección del pilote. Seguidamente se rellenan con epoxi los huecos correspondientes.

En los empalmes hechos, tanto en los pilotes de ensayo como los utilizados en obra, se colocaba un collar exterior, de 3 m de longitud, que cubría, en una longitud de 1,5 m, cada uno de los extremos adyacentes de las secciones que se empalmaban, mientras endurecía la resina epoxi vertida en la junta. Para esta operación, generalmente, se aprovechaban las noches.

Una vez hincados los pilotes, se sometieron al ensayo de carga, mediante el cual pudo comprobarse que podrían utilizarse menos pilotes y más cortos que los inicialmente previstos. A un pilote de 53 m de longitud se le aplicó, con buenos resultados, una carga de 400 t; dos veces la carga del cálculo.

Las prescripciones definitivas para la hincada de pilotes exigían utilizar un martinete capaz de proporcionar una energía de no menos de 80.000 julios por golpe, para los últimos 15 m de hincada, con una maza de peso no inferior a 11.350 kg. Los últimos 9 metros debían exigir un mínimo de 1.000 golpes y el 1,5 m finales 200 golpes. Se consideraba alcanzado el rechazo cuando eran necesarios 80 golpes para 30 cm de hincada continua.

La hincada de los pilotes de la estructura real se realizó sin mayores dificultades. Sólo se registraron algunas fisuras en unos pocos pilotes aislados. Sin embargo, un accidente ocurrido durante la hincada de los pilotes de ensayo, proporcionó provechosas enseñanzas y fue responsable, en una gran medida, del éxito de la operación. Al tratar de añadir una nueva sección a uno de los pilotes, falló la zona de empalme y el martinete y la sección de pilote que se iba a agregar terminaron en el fondo del lago. Como resultado de esta experiencia se limitó la altura a que se podía elevar la maza del martinete; la longitud del trozo de pilote preparado para ser añadido se redujo y la inyección de hormigón, que en un principio se pensó emplear en los empalmes, se sustituyó por un mortero epoxi.

Los pilotes se hincaron desde barcazas, utilizando una grúa con un aguilón de 46 m de longitud. El pilote hincado de mayor longitud, media 108 metros.

VIADUCTO PARA EL FERROCARRIL EN GROTA FUNDA, BRASIL

Recientemente ha sido construido en Brasil un viaducto para ferrocarril, en Grotá Funda. Este puente, incluidos los accesos, tiene 277,5 m de longitud y consta de cinco tramos continuos de 44,25, 50,00, 60,00, 50,00 y 44,25 m. La sección transversal es una viga cajón de 5,76 m de canto constante y 3,40 m de ancho. La losa del tablero mide 6,50 m de anchura.

El tramo central se construyó *in situ*, en voladizo, por dovelas de 5 m. Los restantes tramos se construyeron sobre cimbra. Como las laderas del vano salvado por el puente eran muy escarpadas, las bases de la estructura de la cimbra se tuvieron que anclar en la roca.

El estudio del terreno predijo que se producirían asientos de hasta 3 centímetros en las pilas intermedias, lo cual se consideró inaceptable para el tipo de la estructura propuesta. En consecuencia, cada una de las cimentaciones de las dos pilas centrales se sometió a una carga previa, antes de hormigonar la losa del tablero, por medio de 20 cables del tipo 12 T 13, apoyados sobre la parte superior de las cimentaciones y anclados al terreno.

PASOS SUPERIORES PARA LA AUTOPISTA ALPINA

En marzo de 1971, el Gobierno francés inició un plan para la construcción de 280 km de autopista, que enlazará las ciudades de Lyon, Grenoble y Chambery con Suiza. La obra se ha adjudicado a un consorcio que la explotará durante treinta y siete años, en régimen de peaje.

La planificación de estas carreteras fue realizada por el Estado y el consorcio se responsabilizó del proyecto y la construcción.

El plan comprende la construcción de 146 pasos elevados, que cruzan carreteras de dos y tres carriles, con tramos de 18 a 30 metros. Las anchuras de estos pasos superiores han sido tipificadas adoptándose las de 6, 7, 8 y 10 m. Los contratistas han desarrollado un nuevo método de construcción por voladizos sucesivos, utilizando dovelas prefabricadas, con juntas machihembradas, construidas en una planta centralizada. La ubicación de la planta se eligió de tal forma que la distancia media a la cual habrían de ser transportadas las piezas fuese de 60 km y la máxima de 120 km.

Las dovelas tienen una longitud de 2,45 m y un canto constante de 1,25 m. Debido a que el ancho de las dovelas es variable, su peso varía entre 18 y 25 toneladas. Para su transporte se emplean *trailers* y se montan mediante grúas móviles.

Los cables de pretensado son del tipo STUP 12 T 13. Después de introducidos en sus correspondientes conductos se tesan y se inyectan.

Cada puente se monta en una semana, precisándose tan sólo ocho hombres. Toda la construcción del paso elevado, incluyendo los trabajos de cimentación, se realiza en quince días.

LOSA DE CIMENTACION PARA EDIFICIO DE OFICINAS

El nuevo edificio construido en Illinois, Estados Unidos, para las oficinas de la dirección general de la "Motorola Company", fabricante de equipos electrónicos, aunque sólo es de doce plantas, tiene una losa de cimentación que, por sus especiales características, merece comentarse.

Después de un examen del subsuelo, que contiene grandes bolsas de turba y capas de limo, los ingenieros optaron por una losa de cimentación de 55×43 y 1,53 m de espesor, lo que supone un volumen de 3.600 m³ de hormigón. Toda la losa se hormigonó de una vez, tardándose veinte horas, no habiéndose previsto la construcción de juntas de ninguna clase. Con objeto de poder controlar adecuadamente el fraguado, las altas resistencias requeridas y la adecuada docilidad necesaria para una buena compactación del hormigón en las proximidades de las capas superior e inferior de armaduras (180 t en total), tuvo que dosificarse cuidadosamente la mezcla de hormigón.

Además de hacerse con todo cuidado la dosificación de la mezcla fue necesario adoptar otras medidas para impedir una excesiva rapidez en el fraguado y un demasiado rápido desprendimiento del calor de hidratación. Para tal fin se utilizó un aditivo retardador, a base de un polímero, que permitió reducir la cantidad de agua de amasado. Se embebieron en la losa registradores térmicos para vigilar la marcha de las temperaturas.

Para transportar el hormigón desde la central de hormigonado hasta la obra, lo que suponía un recorrido de 2 km, se utilizó una flota de 15 camiones hormigoneras de 11,5 metros cúbicos de capacidad cada uno. Mediante tres instalaciones de cintas transportadoras, cada una de ellas de 30 m de longitud, se distribuyó el hormigón desde el perímetro de la excavación hasta su lugar de vertido. El hormigonado se inició a las cuatro de la madrugada y toda la operación se realizó en veinte horas, a razón de 180 metros cúbicos por hora.

SIMPOSIO F.I.P./C.E.B. SOBRE HORMIGÓN LIGERO

Helsinki, 28-29 de octubre de 1974.

Durante los días 28 y 29 de octubre de 1974 y aprovechando la amable invitación de la Asociación de Hormigón de Finlandia, se ha celebrado en Helsinki un simposio conjunto C.E.B./F.I.P. sobre el tema "El hormigón ligero en el acondicionamiento del medio ambiente".

Los que deseen mayor información sobre el particular, pueden dirigirse a Mr. B. H. Spratt, F.I.P. Administrative Office, Wexham Springs, Slough SL3 6PL, Buckinghamshire, England.

Traducido por
CARLOS SÁNCHEZ CASTRO

última publicación del I. E. T. c. c.

las resinas epoxi en la construcción

MANUEL FERNANDEZ CANOVAS
Dr. Ingeniero de Construcción

Este libro, el primero en lengua castellana sobre *resinas epoxi* aplicadas a la construcción, está dirigido a arquitectos, ingenieros, constructores y aplicadores. En él, sobre una reducida base teórica imprescindible, se asienta toda una extensa gama de aplicaciones de gran interés.

El autor trabaja desde hace muchos años en el campo de la investigación, especialmente en el estudio de refuerzos y reparaciones estructurales realizados con *resinas epoxi*.

Con un lenguaje sencillo se tocan todos los problemas que pueden presentarse en la construcción y en los que la solución puede radicar en el correcto empleo de las *resinas epoxi*.

Se estudian los componentes de las formulaciones *epoxi*, sus propiedades físicas y químicas, y aplicaciones, deteniéndose detalladamente en las siguientes:

- Unión de hormigón fresco a hormigón endurecido.
- Unión de hormigones entre sí.
- Inyecciones de fisuras y grietas.
- Unión de acero a hormigón.
- Barnices y pinturas.
- Las combinaciones brea-epoxi.
- Revestimientos de depósitos alimenticios.
- Sellado de superficies cerámicas.
- Protección de tubos.
- Los suelos *epoxi* en sus diferentes variantes.
- Terrazo *epoxi*.
- Reparación de baches.
- Reparación de desperfectos en estructuras.
- Reparación de carreteras de hormigón.
- Juntas elásticas.
- Guardacantos de tableros de puentes.
- Refuerzo de pilares, vigas y zapatas, etc.

Se termina con unos capítulos dedicados a la limpieza y preparación de las superficies según los materiales a unir; al control del estado superficial de éstos; a las condiciones de temperatura de aplicación; limpieza de los útiles de trabajo y precauciones en el manejo de los sistemas *epoxi*.

Un volumen encuadrado en cartoné plastificado con lomo de tela, de 17 x 24 centímetros, compuesto de 274 páginas y 132 figuras y fotografías.

Madrid, 1974.

Precios: España, 1.100 pesetas; extranjero, \$ 22.

ALAMBRES DE ACERO HEVA PARA HORMIGON POSTENSADO



Las estructuras postesas de hormigón con alambre de acero Heva «STABILIZED», proporcionan una mayor seguridad en los climas cálidos y en las aplicaciones específicas para Centrales Nucleares, por su menor relajación, combinada con una mayor resistencia a la tracción a elevadas temperaturas.

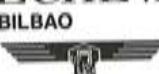
Consúltenos.

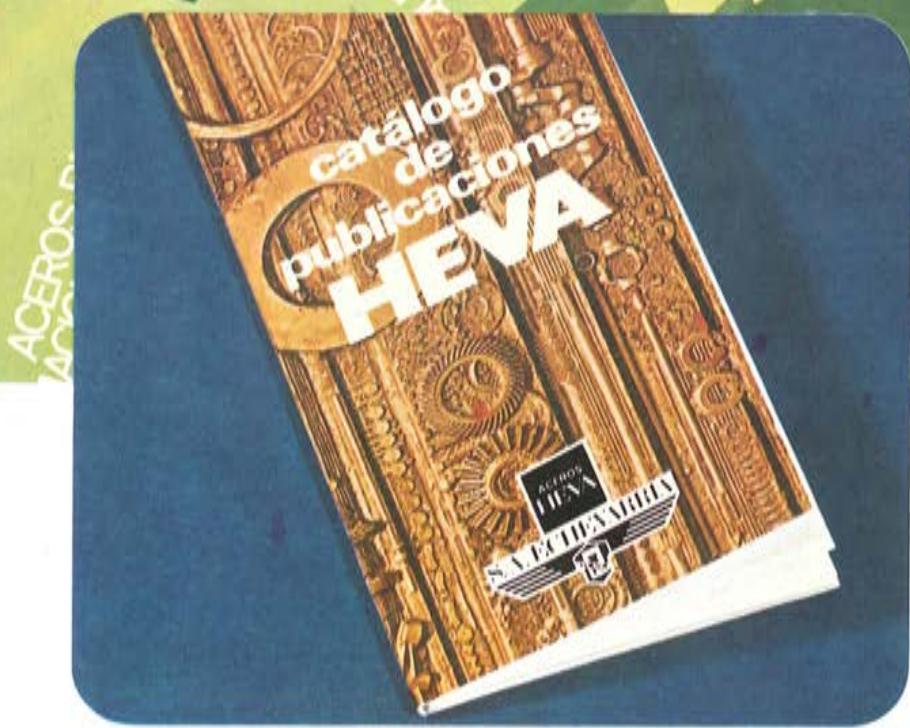
**FABRICADOS BAJO EL COMPROMISO QUE RIGE EN
HEVA, LA CIUDAD DEL ACERO:**

**Contrastada la calidad,
nuestro lema es el servicio.**



SOCIEDAD ANONIMA
ECHEVARRIA





HEVA no ha inventado las aplicaciones del acero.

Pero sí fabrica
el acero especial
para cada aplicación.

HEVA, la Ciudad del Acero, ha editado un Catálogo de Publicaciones en el que se recogen las documentaciones técnicas de sus fabricados.

Solicítelo, y con base en él, pidanos cualquiera de las publicaciones que se relacionan en sus páginas.

EDAD ANONIMA
HEVARRIA
rtamento de Publicidad y
aciones Públicas.
eda de Urquijo, 4 - Bilbao (B)
ego el envío de su Catálogo de
caciones HEVA
BRE Y APELLIDOS

PROGRAMA DE FABRICACION

Perfiles laminados y forjados
Barras calibradas y rectificadas
Fleje de mármol y granito
Perfil para regletas de oruga
Piezas forjadas y mecanizadas
Piezas estampadas
Cilindros para la laminación en frío

Cuchillas de acero rápido
Imanes fundidos y cerámicos (de ferritas)
Alambres de aceros especiales
Flejes laminados en frío de aceros
especiales y platinas
Piezas moldeadas de aceros especiales
Lingoteras
Lingote de moldería y cok

RED DE VENTAS, S. A. ECHEVARRIA

DELEGACION ZONA NORTE - ACEROS HEVA - ALAMEDA DE URQUIJO, 4 - BILBAO
ALMACÉN ZONA NORTE - ACEROS HEVA - FABRICA BASAURI - SAN MIGUEL DE BASAURI - VIZCAYA
ALMACÉN FORA ALAVESA - ACEROS HEVA - BADAYA, 10 - VITORIA
DISTRIBUIDOR ZONA ARRIERA - LA IRONSTEEL, S. R. G. - SAN JUAN, 19 - ZIRAR
DISTRIBUIDOR ZONA ASTURIANA - INDUSTRIAS MESTREYVA - MARQUES DE SAN ESTEBAN 34 - OREN
DELEGACION ZONA TOLOSA - ACEROS HEVA - CARRETERA MADRID-BILBAO KM. 444 - IRIBA - TOLOSA
DELEGACION ZONA ARAGUA - ACEROS HEVA - AVENIDA FRANCISCO CABALLERO, 31 - ZARAGOZA
ALMACÉN DISTRIBUIDOR BALEARES - LA INDUSTRIAL V. AGRICOLA SOCILAS Y ROBLEDO :
CALLE HERCOS DE MANGAON, 33-35 - PALMA DE MALLORCA
DELEGACION ZONA NOROESTE - ACEROS HEVA - CARRETERA DE BENI EL MOJIBA - LA CORUÑA
ALMACÉN DISTRIBUIDOR PONTEVEDRA - TORRES Y BAZO, S. R. G. - AVENIDA MADRID, S/N - VIGO
DELEGACION ZONA CASTILLA LA VIEJA - ACEROS HEVA - CARRETERA DE MADRID, KM. 100 - VALLADOLID
DELEGACION ZONA CENTRO - ACEROS HEVA - ANTONIO LOPEZ, 211 - MADRID-26
DELEGACION ZONA LEVANTE - ACEROS HEVA - CARRERA DE MALLIA, 76 - VALENCIA-13
ALMACÉN DISTRIBUIDOR - VIGACEROS, S. A. - RAN ANDRES, 9 - MURCIA
DELEGACION FORA BUR - ACEROS HEVA - AVENIDA BENTA CLARA DE CUBA, 8/R. :
(POLIGONO INDUSTRIAL - CARRETERA AMARILLA) - SEVILLA



SOCIEDAD ANONIMA
ECHEVARRIA
BILBAO



notas de la F.I.P.

n. 52, 1974

NUEVO PRESIDENTE DE LA COMISION DE LA F.I.P. SOBRE HORMIGONES ESPECIALES

El profesor Gallus Rehm se ha hecho cargo de la Comisión de la F.I.P., recientemente formada para el estudio de los "hormigones especiales" (previamente conocida como Comisión sobre Hormigones del Futuro). Esta Comisión inició su trabajo en una reunión celebrada durante el Congreso de Nueva York, bajo la presidencia de M. Kavyrchine (de Francia). Sin embargo, como en esas mismas fechas M. Kavyrchine se había hecho cargo de las tareas de presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre "Práctica constructiva", por haber sido designado el profesor Roger Lacroix vicepresidente de la F.I.P., al no serle posible ocuparse de ambas presidencias decidió dedicarse a los trabajos de la Comisión sobre "Práctica constructiva" y abandonar su cargo en la de "Hormigones especiales".

Por fortuna, la F.I.P. ha conseguido que el profesor Gallus Rehm (R.F.A.) haya aceptado su designación como nuevo presidente de esta última Comisión. El profesor Rehm es muy conocido, no sólo como ingeniero consultor, sino también como profesor de la Universidad de Stuttgart, donde es catedrático de Materiales de construcción. También es director del Instituto Otto Graf, de Stuttgart.

El profesor Rehm ha sido, durante algunos años, miembro de la Comisión de la F.I.P. sobre "Aceros para pretensado", habiendo realizado como tal una labor de gran valía. Bajo su presidencia, la nueva Comisión, indudablemente, realizará notables progresos que contribuirán a incrementar el prestigio de la F.I.P.

Se espera poder celebrar la próxima reunión de la Comisión, en Londres, en mayo de 1975, con ocasión de la Convención de la "Concrete Society" y del "Congreso Internacional sobre hormigones polimerizados".

NUEVO SECRETARIO TECNICO DE LA F.I.P.

Mr. Barrie H. Spratt, DLC (Ing.), FICE, FIHE, ha pasado a formar parte del equipo de la F.I.P., como secretario técnico. Comparte con Mr. W. F. G. Crozier la responsabilidad de las actividades de las Comisiones técnicas.

Mr. Spratt, después de graduarse, trabajó con varios ingenieros consultores y contratistas antes de incorporarse a los laboratorios de la Road Research, donde trabajó durante dos años sobre temas relacionados con los materiales y métodos de construcción. En 1968 pasó a la Secretaría Técnica de la Cement and Concrete Association, en Wexham Springs.

Tiene una amplia experiencia como miembro de distintos Comités nacionales e internacionales, siendo el representante del Reino Unido en el Comité Técnico ISO/TC98/SCI, sobre Notación y Terminología, de la International Standard Organization. Tam-

bién ha sido miembro de la Comisión de la RILEM sobre Hormigones Ligeros y de los Comités VII (Notación y Terminología) y XII (Hormigones Ligeros), del C.E.B.

Como secretario del British National Committee, del C.E.B., Barrie Spratt ocupa un lugar privilegiado para mantener un íntimo contacto entre el C.E.B. y aquellas Comisiones de la F.I.P. que tienen a su cargo programas de trabajo de especial interés para el C.E.B. A partir del Congreso de Nueva York, se ha responsabilizado especialmente de las siguientes Comisiones de la F.I.P.: Práctica Constructiva, Prefabricación, Hormigones Ligeros, Aceros para Pretensado y Resistencia al Fuego.

Mr. W. F. G. Crozier continuará ocupándose de las otras cinco Comisiones de la F.I.P., es decir: Estructuras Marítimas, Barcos de Hormigón, Estructuras Sísmicas, Hormigones Especiales y Recipientes y Vasijas de Presión.

DISTINCIIONES HONORIFICAS CONCEDIDAS AL PROFESOR LEONHARDT

Los que participaron en el Congreso de la F.I.P. de Nueva York recordarán que, de las tres medallas Freyssinet otorgadas, una fue concedida al profesor Leonhardt. El profesor Leonhardt pronunció, además, una de las conferencias magistrales programadas dentro de las primeras sesiones del Congreso.

Hemos tenido noticias de otras dos distinciones recientemente otorgadas al profesor Leonhardt, para premiar sus numerosas contribuciones al progreso de la Ingeniería Civil y estructural.

El día 17 de mayo, en las ceremonias oficiales de apertura de la nueva Universidad Técnica de Copenhague-Lyngby, el profesor Leonhardt fue nombrado doctor técnico *honoris causa*, en reconocimiento a sus trabajos en los campos de la investigación, ingeniería, realizaciones y proyecto.

El 2 de junio, la Universidad del Estado de Oregón premió al profesor Leonhardt con la "Recompensa a los Servicios Distinguidos", durante los actos celebrados con motivo de la 105 apertura de curso.

La F.I.P. felicita al profesor Leonhardt por todas estas tan merecidas distinciones.

ENTREGA DE UN OBSEQUIO A PHILIP GOODING

Durante la reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P., celebrado en Nueva York coincidiendo con el VII Congreso Internacional y, entre los miembros que se encontraban presentes, se hizo una colecta para hacerle un obsequio a Philip Gooding con motivo de su cese en el cargo de secretario general y tesorero de la Federación. El cheque y un diploma, con los nombres de sus amigos y colegas que contribuyeron al obsequio, le fueron entregados en su casa, el día 28 de septiembre, por el presidente de la F.I.P., Mr. Ben C. Gerwick, Jr.

NOTICIAS BREVES SOBRE LOS DIVERSOS GRUPOS MIEMBROS

En estos últimos meses, la F.I.P. ha tenido la satisfacción de poder dar la bienvenida a varios nuevos grupos miembros de Brasil (precisamente antes del Congreso) y, más recientemente, de Colombia; y mediante un acuerdo especial, a un grupo de Centroamérica, que comprende cuatro pequeños países: Panamá, Costa Rica, Honduras y Guatemala. Nos satisface particularmente la anexión de estos países y esperamos que aunque

como es lógico, no les será fácil a sus miembros poder siempre trasladarse para participar en las distintas reuniones que se celebran entre los sucesivos Congresos, se mantendrán al menos en íntimo contacto con la F.I.P. por correspondencia.

¡ENHORABUENA!

El grupo miembro de la F.I.P. del Reino Unido, la Concrete Society, ha anunciado recientemente que el número de sus socios ha sobrepasado, por primera vez, la cifra de 10,000. La F.I.P. se complace en expresarle su sincera felicitación y desearle grandes éxitos en el futuro. Si deciden acudir todos al VIII Congreso de la F.I.P., que habrá de celebrarse en Londres en 1978 (y, desde luego, esperamos que así sea), los organizadores tendrán que buscar un local mucho más amplio para celebrar las reuniones.

¿ASISTIO USTED AL PRIMER CONGRESO DE LA F.I.P.?

El secretario de la Concrete Society, Mr. A. B. Harmann, desea ponerse en contacto con aquellas personas que hayan asistido al I Congreso de la F.I.P., celebrado en Londres el año 1953 y posean alguna copia de fotografías tomadas durante las sesiones o cualquiera de los actos con tal motivo organizados. Le interesa conseguirlas, no sólo por ser un recuerdo de un acontecimiento histórico, sino porque si logra reunir una colección suficientemente completa, considera que puede serle de gran utilidad para el Congreso de 1978. Todas las fotografías o diapositivas que se le presten serán tratadas con el mayor cuidado y devueltas a sus propietarios, si así lo desean. Los envíos pueden hacerse a las oficinas de la F.I.P. o a Mr. Harmann, de la Concrete Society, en Londres.

COMITE MIXTO SOBRE EDIFICIOS DE ALTURA

El profesor Levi, presidente honorario de la F.I.P., ha sido nombrado representante de la F.I.P. en el Comité Mixto sobre Edificios de Altura.

Son muchas y muy diversas las formas en que se prevé que podrá desarrollarse esta interesante colaboración que ahora se inicia entre dicho Comité Mixto y la F.I.P. Entre ellas pueden señalarse las siguientes:

1. Participando en las diversas conferencias nacionales y regionales sobre edificios de altura, que se están celebrando en todo el mundo.
2. Participando en los Comités de trabajo que se ocupan de los temas de proyecto y construcción de edificios de altura, los cuales conciernen a ambas organizaciones.
3. Colaborando en la preparación del borrador de una monografía basada en los "Proceedings de la Conferencia Internacional de Planificación y Proyecto de Edificios de Altura" que se celebró, en la Universidad de Lehigh, en agosto de 1972.
4. Colaborando en la labor que normalmente viene realizando el Comité Mixto sobre Edificios de Altura, con el objeto de: recopilar toda la información existente sobre las investigaciones en curso sobre este tema; planificar la futura investigación y establecer contacto con los investigadores que estén efectuando trabajos relacionados con problemas que puedan ser de interés para el Comité.

5. Haciendo sugerencias y aportando datos para la bibliografía que se está preparando sobre edificios de altura.
6. Intercambiando información de interés mutuo para ambas organizaciones.

Cualquier miembro de la F.I.P., interesado en colaborar en estos trabajos, o formular alguna sugerencia sobre los mismos, deberá dirigirse a la Secretaría de la Federación para que el profesor Levi pueda comunicarlo oficialmente al Comité mixto.

PUBLICACIONES Y PROXIMOS ACONTECIMIENTOS

Publicaciones

RECOMENDACIONES DE LA F.I.P. PARA EL PROYECTO Y CONSTRUCCION DE ESTRUCTURAS MARITIMAS DE HORMIGON, 1974

La anterior edición de 10.000 ejemplares de estas Recomendaciones, impresa en 1973, se agotó al año de haberse publicado. Ahora se ha vuelto a editar, incluyéndose un nuevo capítulo dedicado a materiales. Los ejemplares de la nueva edición se encuentran a la venta, desde noviembre de 1974, al precio de cinco libras.

SIMPOSIO DE LA F.I.P. SOBRE ESTRUCTURAS MARITIMAS DE HORMIGON. PROCEEDINGS (Reimpresión).

La versión en inglés de los Proceedings del Simposio sobre Estructuras Marítimas de Hormigón, celebrado en Tbilisi, Rusia, en septiembre de 1972, se agotó totalmente el mismo año de su publicación. En vista de que todavía se siguen recibiendo peticiones de estos Proceedings, se ha hecho una nueva tirada de los mismos, de solamente 250 ejemplares. Debido al método de reimpresión utilizado, algunas fotografías han perdido calidad, pero el texto y las restantes ilustraciones han resultado tan perfectos como en la edición original. Estos nuevos ejemplares están a la venta desde el 1 de noviembre de 1974, y las peticiones pueden dirigirse a: Publication Sales, Cement and Concrete Association, Wexham Springs, Slough SL3 6PL, Inglaterra.

DOS NUEVAS PUBLICACIONES RELATIVAS AL CONGRESO DE LA F.I.P.

Hay dos libros en preparación, dedicados a dos de las sesiones más interesantes del VII Congreso de la F.I.P. celebrado en Nueva York en 1974. Contienen los textos de todas las comunicaciones presentadas a las sesiones dedicadas al estudio de los siguientes temas: "Cimentaciones y anclajes al terreno" y "Plantas de energía nuclear". En ellas se presentaron ponencias de gran interés, las cuales se incluirían, con sus correspondientes ilustraciones, en estos nuevos volúmenes. En las próximas Notas de la F.I.P. se facilitará más información sobre el particular.

COLECCIONES DE DIPOSITIVAS DE LA "CEMENT AND CONCRETE ASSOCIATION" Y FOLLETOS EXPLICATIVOS

Sobre una amplia variedad de temas relacionados con proyectos y obras de hormigón, hay colecciones de diapositivas, que se pueden adquirir en la Cement and Concrete Association, de Londres. Generalmente, cada colección contiene veinte diapositivas en color, y van acompañadas de un folleto con la descripción de cada una de ellas. Los títulos de las colecciones actualmente disponibles son: S01, "Cimentaciones por zanjas"; S02, "Edificios de pequeña altura"; S03, "Acabados superficiales de las estructuras de hormigón para pasos elevados"; S04, "Proyecto de pavimentos de hormigón"; S05, "Construcción de pavimentos de hormigón"; S06, "Pavimentación de ciudades"; S07, "Proyecto de aparcamientos"; S08, "Elementos de hormigón para el acondicionamiento de calles"; S09, "Fuentes, estanques, etc."; S10, "Aparcamientos de varias plantas", y S12, "Colocación de losas prefabricadas de hormigón en pavimentos".

Los que deseen recibir más información sobre el particular pueden dirigirse a:

Films and photographs Department
Cement and Concrete Association.
52 Grosvenor Gardens, London SW1W OAQ.

REALIZACIONES ITALIANAS EN HORMIGON PRETENSADO, 1970-1974

Coincidiendo con el VII Congreso de la F.I.P., celebrado en Nueva York, la Associazione Italiana Tecnico Economica del Cemento, ha publicado un libro titulado *Realizaciones italianas en hormigón pretensado, 1970-1974*.

Este magnífico volumen, de 266 páginas, 319 dibujos y 367 fotografías, 10 de ellas en color, está redactado en dos idiomas, italiano e inglés, y en él se comenta el desarrollo del hormigón pretensado en Italia, durante el período comprendido entre los VI y VII Congresos de la F.I.P., y se describen las estructuras más destacadas construidas (25 puentes y viaductos y 15 edificios y obras diversas).

El precio de este libro es de 22 dólares y los pedidos deben dirigirse a: AITEC, L'Industria Italiana del Cemento, 23 Vía S. Teresa, 00198 Roma.

EL ESFUERZO CORTANTE EN HORMIGON ARMADO

Publicación especial SP-42, del A.C.I.

La publicación especial SP-42 del A.C.I., recientemente editada, consta de dos volúmenes y se ocupa del cortante en el hormigón armado.

En 1969, la Comisión encargada de redactar el capítulo sobre esfuerzos cortantes, con destino a las normas para edificación, del A.C.I., de 1971, una vez concluida su labor, inició la preparación de un informe sobre el estado actual de conocimientos respecto a la "Resistencia a esfuerzo cortante de las piezas de hormigón armado", analizando los progresos realizados en este campo, desde el anterior informe de la Comisión emitido en 1962. En junio de 1973 se publicaron ya algunos capítulos de este nuevo informe; y el último, relativo al esfuerzo cortante en las losas, en 1974.

Los dos volúmenes de la SP-42, constituyen un complemento de dicho informe, ya

que en ellos se recogen nuevos datos y conceptos, de los cuales no se tenía noticia en la época en que se redactó aquél.

En total se incluyen unas 40 ponencias de autores pertenecientes a diez países diferentes, en las que se presentan una amplia gama de soluciones aproximadas al problema del cortante. Doce de estas ponencias se presentaron, originalmente, como contribuciones al Simposio sobre "Resistencia al Esfuerzo Cortante del Hormigón Armado", desarrollado en las asambleas del A.C.I. celebradas en marzo y octubre de 1973.

Los dos volúmenes están divididos en cuatro partes, que tratan de los siguientes temas:

- Mecanismos básicos de la transmisión de los esfuerzos cortantes.
- El esfuerzo cortante en vigas.
- El esfuerzo cortante en vigas de gran canto, ménsulas, muros transversales resistentes y soportes.
- El esfuerzo cortante en losas.

Lleva un apéndice titulado "La resistencia al esfuerzo cortante de las piezas de hormigón armado", que ha sido redactado por el Comité 426 del A.C.I.-A.S.C.E., y que es un resumen del informe anteriormente citado (Shear in Reinforced Concrete, SP-42, dos volúmenes, American Concrete Institute, Detroit, Michigan).

EL HORMIGÓN PROYECTADO (SHOTCRETE) EN ESTRUCTURAS SUBTERRÁNEAS

La American Society of Civil Engineers y el American Concrete Institute han publicado los Proceedings del Congreso de Ingeniería de las Cimentaciones, que tuvo lugar en la Academia de Berwick, en julio de 1973, bajo el título general "Utilización del hormigón proyectado en la cimentación de estructuras subterráneas".

La ingeniería de las cimentaciones se creó en 1914, con objeto de promover el progreso de las artes y ciencias ingenieriles. Sus Congresos se iniciaron en 1962.

Al Congreso sobre el hormigón proyectado han acudido representantes de los Estados Unidos, Canadá, Méjico, Perú, Suecia, Italia, Suiza y Alemania, y se han presentado unas treinta comunicaciones. En estos trabajos se estudian las aplicaciones del hormigón proyectado en los diferentes países, las normas de buena práctica para su utilización, los equipos, la preparación de estos hormigones, su control de calidad y los medios auxiliares necesarios.

Un informe muy interesante es el de Mr. James R. Graham, presidente de la Comisión organizadora de la Conferencia, que trata de la utilización de polímeros en los hormigones proyectados.

("Use of Shotcrete for Underground Structural Support", publicado por la American Society of Civil Engineers, Publication SP-45, 467 páginas.)

Próximos acontecimientos

PRIMER CONGRESO INTERNACIONAL SOBRE HORMIGONES POLIMERIZADOS

Tendrá lugar en Londres, Inglaterra, durante los días 5 al 7 de mayo de 1975. Organizado por la Sociedad del Hormigón (Concrete Society), se celebrará en el Royal Lancas

ter Hotel, donde también se alojarán los participantes. La Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones especiales", se reunirá también, en Londres, en fechas inmediatas a las del Congreso. Los que deseen mayor información sobre este Congreso deberán dirigirse a: The Concrete Society (Congress). Terminal House. Grosvenor Gardens, London SW1W OAJ.

SEGUNDO CONGRESO SOBRE PREFABRICACION

Este segundo congreso, organizado por la Sociedad Científica para la Edificación, de Budapest, Hungría, tendrá lugar en el mes de mayo, no habiéndose fijado todavía su fecha exacta. Este Congreso aspira a servir de lugar de cita y punto de reunión para que los proyectista, fabricantes y usuarios de elementos prefabricados puedan discutir sus problemas, especialmente los relativos a la mecanización en gran escala o la automatización de la prefabricación. Los interesados deberán dirigirse a: Scientific Society for Building. 1055 Budapest V. Kossuth Lajos Tér 6-8, Hungría.

EXPOSICION DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON PRETENSADO

Es la primera exposición de esta clase que se realiza en la República de China. Está patrocinada por el Instituto de Ingenieros Civiles e Hidráulicos de China y tendrá lugar en la ciudad de Taipei, Taiwan, del 6 al 22 de junio de 1975. Las firmas interesadas en participar en esta exposición deberán ponerse en contacto con los organizadores, lo antes posible: Chinese Institute of Civil and Hydraulic Engineering. PO Box, 499. Taipei, Taiwan, República de China.

AVANCES TECNICOS

ALGUNAS IDEAS PARA EL PROYECTO DE PUENTES DE HORMIGON PRETENSADO

En las Notas de la F.I.P., número 51, se publicaron los resúmenes de dos ponencias presentadas al Congreso de la F.I.P. de Nueva York, durante las sesiones técnicas dedicadas a "Construcción de puentes".

A continuación se facilita un resumen de la comunicación presentada a estas sesiones por T. Y. Lin (Estados Unidos), titulada "Algunas ideas para el proyecto de puentes de hormigón pretensado". En varias ocasiones se han incluido en las Notas de la F.I.P. descripciones de obras del profesor Lin, tales como, por ejemplo, el puente del río Colorado, en Costa Rica (Notas de la F.I.P., número 41).

Al final de su comunicación, el profesor Lin incluye unos ábacos para el cálculo aproximado de las cantidades necesarias de hormigón y armaduras. Estos ábacos deben utilizarse teniendo en cuenta los comentarios del propio Mr. Lin, quien dice: "La economía de todo proyecto está íntimamente relacionada con las posibilidades de los medios de producción y equipos de transporte disponibles y con el proceso de ejecución adoptado".

Introducción.

Desde el siglo XIX, en el proyecto y la construcción de puentes se han venido utilizando dos materiales fundamentales: el acero estructural y el hormigón armado. Con frecuencia, la forma y disposición de estos puentes han estado condicionadas por los métodos de fabricación de los indicados materiales y los métodos y equipos de construcción disponibles. Consecuentemente, los puentes metálicos se hacían con segmentos de vigas, piezas en celosía, riostras y viguetas para forjados, adecuados para su fácil fabricación, transporte y montaje.

Los cables de suspensión permiten construir grandes tramos sin necesidad de cimbras.

El hormigón armado fabricado in situ ha promovido la construcción de arcos y estructuras rígidas.

Al aparecer la técnica del hormigón pretensado, en los primeros proyectos se seguían adoptando las mismas formas de las estructuras de acero o de hormigón armado. Pronto se comprendió que este nuevo material requería proyectos, formas y métodos constructivos diferentes. Son muy frecuentes los tramos prefabricados de hasta 30 m de longitud. Con vigas continuas de sección en cajón se han llegado a alcanzar los 100 m o más de luz. Las construcciones en voladizo, con encofrados deslizantes horizontales, han superado los 200 m. Tramos atirantados, de más de 300 m, pueden construirse económicamente. Las losas prefabricadas pueden tener 40 m o más de longitud.

Gradualmente se fue comprobando que no sólo era deseable ampliar las dimensiones e introducir modificaciones en los tipos convencionales, sino que era preciso buscar soluciones totalmente nuevas, que podían resultar más económicas y estéticas. Se citan a continuación varios ejemplos que demuestran que los conceptos estructurales básicos y los métodos de construcción constituyen, con frecuencia, la clave de las soluciones óptimas.

Ejemplos en tramos cortos.

Recientemente se han terminado dos proyectos especiales para tramos cortos, de hasta unos 30 m. Ambos combinan la prefabricación con el pretensado mediante armaduras pretensas y postesas.

En el aeropuerto internacional de San Francisco se ha construido un trébol, con pasos elevados, para el tráfico de pasajeros. El puente tiene una longitud total de 1,6 km, y la luz de sus tramos varía de 18 a 22 m.

Con objeto de obstaculizar el tráfico lo menos posible, no sólo durante las obras, sino también una vez terminadas éstas, el puente se sustenta en una sola fila de soportes, que separan el tráfico inferior en dos sentidos. Para eliminar los encofrados y cimbras, excepto a lo largo de la línea central de soportes, se recurrió a la solución de construcción por dovelas, utilizándose a tal efecto placas de sección en doble T invertida (para más detalles, véanse las Notas de la F.I.P., número 41, pág. 7).

Actualmente se está proyectando, para la autopista del cinturón interior de la ciudad de México, un paso elevado de 8 km de longitud. También en este caso era requisito indispensable que durante la construcción se obstaculizase el tráfico lo menos posible. Los apoyos de los puentes se situarán a lo largo de las aceras laterales de la carretera actualmente existente, que deberá mantenerse abierta a su intenso tráfico. Puesto que en este caso no se precisa recurrir a la construcción en voladizo, el usual perfil en T parece, a primera vista,

ser la solución más económica. Sin embargo, las autoridades municipales preferían un intradós liso, por razones de estética y conservación. Asimismo, las vigas cajón A.A.S.H.O. tipificadas exigían un volumen de hormigón demasiado elevado. La construcción por dovelas implicaría un sistema de ejecución muy complicado y requeriría procedimientos de tesado, innecesarios para estos tramos tan cortos (normalmente, de 25 m). Finalmente se proyectó una nueva sección en cajón, que cubica sólo un tercio del volumen de hormigón necesario para las vigas cajón tipo A.A.S.H.O. Si se compara la sección elegida con las secciones en T normales, se comprueba que, en ambas, las cantidades de acero y hormigón son prácticamente iguales y, en cambio, la nueva sección resulta más ligera y presenta un intradós liso. Este perfil, que realmente es una doble T invertida, evita las dos almas, contiguas, necesarias en las vigas cajón tipo A.A.S.H.O. Tiene una anchura de 2,4 m en lugar de 1,2 m. Para simplificar la fabricación y reducir el peso durante el transporte, el ala superior se construye in situ, utilizándose para ello placas planas, prefabricadas, de hormigón. Como la disposición típica es la de tres tramos continuos, de 25 m cada uno, el ala inferior se encarga de transmitir los esfuerzos de compresión al pilar de apoyo. Estas vigas en doble T invertida van armadas con tendones pretesos rectos, situados en el ala inferior. Durante el transporte llevarán apoyos colocados a unos metros de los extremos y se arriostrarán, para evitar el pandeo lateral, a lo largo del borde superior de las almas. Durante la construcción del puente, una vez colocadas las vigas en su posición definitiva, se dispondrá un apoyo adicional, temporal, en el centro del tramo, reduciéndose así la luz a 12,5 m.

Una vez colocado el tablero superior, se efectuará un nuevo pretensado mediante tendones curvos postesos, dispuestos en las almas, que se introducen a través de ranuras previstas a tal fin en la losa. Este pretensado final, además de contrarrestar el peso de las placas de hormigón que forman el tablero, proporcionará una resistencia adicional para absorber las sobrecargas. La cantidad total de tendones pretesos y postesos del puente es de 6,1 kg por metro cuadrado de calzada.

Ejemplos de tramos medios.

Seguidamente se describirán tres ejemplos de tramos medios de alrededor de 100 m de luz.

El paso superior de Hegenberger, en Oakland (California), tiene un tramo principal de 88 m y un canto de 2 m. La utilización de pilas en forma de Y reduce considerablemente los momentos flectores en la estructura y resulta posible gracias a la aplicación de un pretensado, a lo largo del tablero, mediante cables postesos, por encima de las pilas en Y. El peso total de los tendones es tan sólo de 18,3 kg/m² de tablero de puente. Con objeto de reducir el peso, se utilizó un sistema constructivo a base de casetones reticulares. Las paredes de estos casetones están constituidas por piezas prefabricadas con un espesor de 6,4 cm. Entre las paredes de los casetones adyacentes se dispusieron tendones postesos rellenándose después la junta con una lechada de inyección. La retícula que forman los casetones produce, vista desde abajo, un agradable efecto. La obra completa del puente se adjudicó con una baja de un millón de dólares respecto al presupuesto de proyecto, lo cual prueba que un sistema constructivo no tradicional puede resultar económico cuando permite la utilización de piezas prefabricadas en grandes series.

Actualmente se está redactando el proyecto para un puente de hormigón pretensado, de peso mínimo. El concepto en que se basa consiste en utilizar todo el tablero del puente como elemento principal en compresión, mientras que un simple cable postesos de suspensión funciona como elemento a tracción por debajo del tablero. Estos dos elementos van enlazados entre sí mediante unas piezas, inclinadas en dos direcciones, que tra-

bajan a compresión. El cortante vertical queda absorbido, principalmente, por la inclinación del cable, participando también en este trabajo las piezas inclinadas. Como fácilmente puede comprenderse, un puente de este tipo requiere una cantidad de materiales sólo ligeramente superior a la necesaria para un tablero de puente de pequeña luz. Los únicos materiales adicionales son el cable y cierta cantidad de hormigón para los jabalcones y el tirante inferior.

Debido a su configuración poco corriente, este puente sólo puede construirse económicamente si los tramos se repiten muchas veces. Por ejemplo, tales tramos pueden construirse utilizando un equipo de cimbras móviles apoyadas en las pilas. Estas cimbras servirían para sustentar los distintos elementos prefabricados en tanto no quedan enlazados entre sí. Si los medios de transporte lo permiten, cada tramo puede construirse formando una sola pieza, en un taller de prefabricación próximo al lugar de ubicación del puente, y llevarlo después hasta el lugar donde deba quedar definitivamente colocado, mediante barcazas o vigas de lanzamiento. En la factoría cada tramo puede construirse uniendo un cierto número de elementos prefabricados. Es obvio decir que la estructura del tablero puede proyectarse de muy diversas formas; por ejemplo, a base de losas, vigas y jácenas, etc. Cuando el número de tramos es muy elevado merece la pena recurrir a métodos especiales, tanto para la fabricación de estos elementos como para su transporte y colocación.

Un caso típico es el de la estructura proyectada para el paso conjunto de oleoductos y vías de comunicación, que habrá de atravesar toda Alaska. Tiene 1.260 km de longitud y constará de 14.000 tramos de 90 m cada uno (HORMIGÓN Y ACERO, núm. 112, pág. 139).

Ejemplos de tramos largos.

El procedimiento de construcción en voladizo, utilizando encofrados deslizantes que se trasladan horizontalmente para el hormigonado *in situ*, es un método corriente que ha tenido muy buena aceptación. Ofrece una solución muy económica cuando la construcción de una cimbra resulta cara. El puente sobre el río Higuamo, en la República Dominicana, constituye un ejemplo de este tipo de estructura. Tiene unos voladizos de 95 m y su tramo principal es de 190 m. Si bien este sistema constructivo exige un mayor consumo de materiales (1,10 m³ de hormigón y 85,5 kg de acero por metro cuadrado), el ahorro que supone no tener que construir cimbra hace que pueda resultar económico.

En el caso de gargantas muy profundas y grandes luces, es más económica una solución de puente colgante. La construcción de un puente colgante utilizando la prefabricación y el pretensado puede ser totalmente diferente a la de un puente colgante metálico. Los cables pueden tensarse a cargas muy elevadas y obtenerse así un mayor rendimiento del material. La rigidización de los cables se consigue pretensando el hormigón. El puente del río Colorado, en Costa Rica, constituye un ejemplo, puesto que la construcción se llevó a cabo mediante piezas prefabricadas montadas a todo lo largo de los cables, valiéndose para ello de un andarivel.

Un tipo más convencional es el puente de hormigón pretensado atirantado con cables. Los cables se pueden tensar primero lo necesario para compensar la carga permanente y posteriormente ajustar su tensión en función de los momentos originados por la sobrecarga. El puente Kwan Fu, Taiwan, República China, con un tramo principal de 168 m, se proyectó a base de vigas prefabricadas de 42 m de longitud. Estas vigas son comparables a los rigidizadores de los puentes metálicos que, generalmente, tan sólo tienen diez metros de longitud. La construcción de un puente de este tipo requiere la utilización de una cimbra provisional de 42 m de longitud, para sustentar cada trozo del tablero. Los diafragmas transversales se hormigonarán *in situ* sobre estas cimbras pro-

visionales, que podrán retirarse una vez tensos los cables inclinados. También en este caso, cuando sea preciso construir muchos tramos, como en el proyectado "Puente de la Paz", en el Estrecho de Bering, que constará de 220 tramos de 360 m de luz, puede recurrirse a procedimientos especiales. En el citado puente, las piezas de 360 m (que vuelan 180 m a cada lado de la pila) se colocaron en obra por medio de barcazas y gatos.

Materiales necesarios.

Al hacer un estudio comparativo de las cantidades de materiales empleados en la construcción de los puentes de hormigón pretensado, se aprecia que existen ciertas divergencias, según el tipo de proyecto, para las distintas longitudes de tramo. Puesto que en ello hay implicados numerosos factores, no es factible dar cifras absolutas. Sin embargo, se considera de sumo interés representar la tendencia general por medio de gráficos (figs. 1 y 2).

Estos gráficos muestran, con cierta aproximación, las cantidades de hormigón y acero de pretensado, necesarias por metro cuadrado de tablero de puente. En las usuales vigas-cajón, y de secciones en T o doble T, para tramos simples o continuos la cantidad de materiales necesaria crece rápidamente a medida que aumenta la luz, llegando a alcanzar valores excesivamente altos para tramos superiores a los 100 m. La solución en voladizo es, entonces, más ventajosa, sobre todo si se tiene en cuenta que hace innecesario el empleo de cimbras. Para luces superiores a los 200 metros, las cantidades de hormigón y, particularmente de acero, llegan a ser extremadamente elevadas. En consecuencia, para grandes luces, las soluciones a base de cables atirantados son más económicas, debido al gran brazo del par que proporcionan los cables, frecuentemente, en este tipo de estructuras los métodos constructivos serán los que determinen qué solución resulta más económica.

Son muy interesantes algunas soluciones poco corrientes, como las que se han descrito en párrafos anteriores. La disposición de pilas en Y precisa muy pocos tendones. Las soluciones de tableros de vigas, colgantes, pueden proporcionar importantes ahorros, tanto de hormigón como de acero, si bien su aplicación económica depende del número de veces que se repitan los tramos.

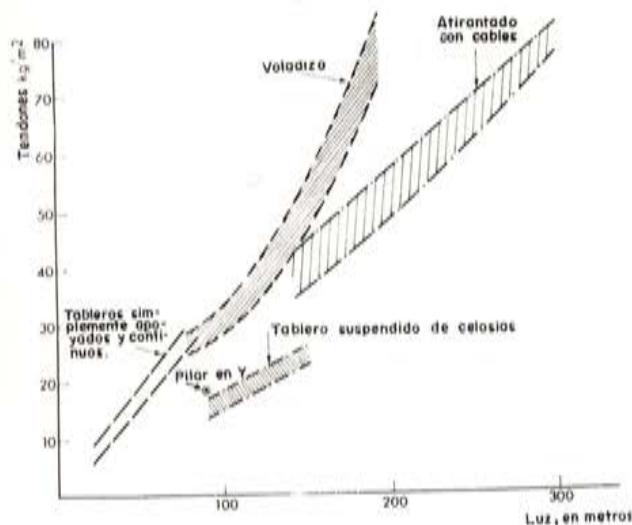


Figura 1.

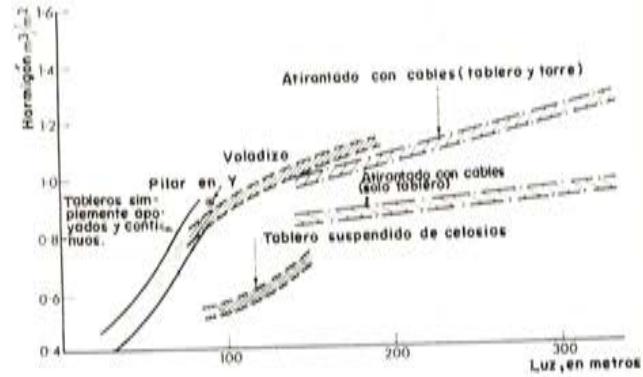


Figura 2.

La cantidad de armadura de acero requerida por metro cuadrado de tablero de puente varía desde unos 30 kg para luces de alrededor de 30 m, hasta 70-80 kg para tramos de 60 o más metros. Estas cuantías están íntimamente relacionadas con el tipo de forjado del tablero; tema del que no se tratará aquí.

UNION DE LAS DOVELAS, MEDIANTE COLAS, EN LA CONSTRUCCION DE UN PUENTE

(*N. del T.* — Bajo este epígrafe, en el original de las Notas de la F.I.P. que se traducen, se hace una breve descripción de los trabajos y las técnicas empleadas en el encolado de las dovelas de hormigón del puente Río-Niteroi. Por aparecer completo este trabajo en las páginas de este mismo número de la revista HORMIGÓN Y ACERO, no se reproduce aquí su contenido.)

ENCUESTA SOBRE "ELECCION DE MATERIALES"

(Continuación de lo publicado en las notas de la F.I.P. números 50 y 51.)

Seguidamente se facilita un resumen de las respuestas dadas a los últimos puntos del cuestionario.

Se formularon dos preguntas relativas: una, a cómo se suministran los tendones a las factorías, y otra, sobre los procedimientos utilizados en la manipulación de los tendones en las grandes plantas de prefabricación de piezas con armaduras pretensas. De las contestaciones recibidas sobre estos dos puntos se llega a la conclusión de que la mayor parte del acero se expende en rollos, empleándose algo los carretes y bobinas. La colocación de las armaduras en las bancadas, en la mayoría de los casos, se realiza alambre por alambre. Sin embargo, en Suecia los cordones se colocan de ocho en ocho y los alambres en mazos de 140.

Pregunta H-3. — Describese el método de tesado más popular.

Australia, Inglaterra, Rumania, Finlandia, Suecia, Dinamarca y la República Federal Alemana, contestaron que lo realizan tesando cordón por cordón.

Rumania puntualiza que, en los casos de prefabricación en serie, también se utiliza el procedimiento de tesar varios cordones simultáneamente.

En Bélgica, Estados Unidos y Suiza utilizan indistintamente el tesado múltiple o individual.

Holanda describe un sistema de tesado en dos etapas. En la primera se introduce el 15 por 100 de la tensión final.

Nueva Zelanda contesta que, en la mayoría de las fábricas se utiliza el tesado múltiple de cordones.

Pregunta. — Describir los tipos y las capacidades de los gatos utilizados.

AUSTRALIA.

Se utilizan gatos para un solo cordón, de carrera larga y pequeña potencia. Sirven para cordones de hasta 15,2 mm de diámetro y su presión máxima de funcionamiento es de 400 bars.

INGLATERRA, BÉLGICA.

El gato más ampliamente utilizado es el CCL Stressomatic. Para un solo cordón, carreras múltiples, 25 toneladas. Presión hidráulica, 700 bars.

RUMANIA.

Carreras múltiples; gatos para tesar un solo cordón. Capacidades: 6, 12 ó 20 t. La capacidad de los gatos para tesado múltiple varía de 40 a 120 toneladas.

HOLANDA.

La mayoría de las factorías emplean gatos de anclaje frontal, para un sólo cordón, de carrera corta (200 mm de carrera) y 15 a 20 t de capacidad.

FINLANDIA.

Gatos de 16 t de capacidad.

NUEVA ZELANDA.

Gatos de 100 t de capacidad.

SUECIA.

Para cordones, gatos CCL y PAUL, de 20 toneladas.

Para alambres, gatos de 60 t de capacidad.

REPÚBLICA FEDERAL ALEMANA.

Gatos, con anclaje frontal, de 12 t de capacidad.

EL SUBCONTRATISTA EN EL CAMPO DEL PRETENSADO

El siguiente artículo fue presentado en el Congreso de la F.I.P. de Nueva York; su publicación aquí se debe a que, por ser su contenido muy propicio a la controversia, puede resultar de gran interés: "¿Está suficientemente justificada la existencia del subcontratista en el campo del pretensado?", por G. Crivelli, Suiza.

"Desde el punto de vista histórico, el pretensado fue, inicialmente, la prerrogativa de un reducido círculo de iniciados que, en su gran mayoría, eran ingenieros proyectistas. Las primeras estructuras se confiaron a especialistas procedentes de las oficinas de proyectos, que trabajaban en estrecha colaboración con una empresa constructora. En el transcurso del tiempo, y gracias a la rápida difusión de la teoría del hormigón pretensado, y también debido al afán innovador de ciertas firmas constructoras, "el saber hacer" en la obra perdió su misterio y todos los contratistas llegaron a familiarizarse con la técnica del pretensado.

Después de la segunda guerra mundial los países fueron clasificados, y hoy día es muy corriente hablar de países desarrollados, países industrializados, e incluso países superindustrializados.

En estas dos últimas categorías de países la tendencia, desde hace pocos años, es que el contratista principal subcontrate las principales partes de la obra. En el caso particular del pretensado ¿cuáles son las razones que han inducido al contratista princi-

pal a poner en manos de firmas especializadas la ejecución del pretensado? Pueden citarse las siguientes:

- El subcontratista se hace responsable de todos los suministros y del cumplimiento de todas las especificaciones. El precio suele establecerse, bien por un tanto alzado o bien por unidad de tensión suministrada.
- Los proyectos se realizan mejor gracias a la colaboración entre el ingeniero consultor y el subcontratista.
- La construcción está en manos del inventor del sistema de pretensado, el cual puede hacer todos los cambios necesarios para adaptar el sistema o el equipo a las necesidades de la obra.
- Debido a su experiencia a pie de obra, el subcontratista puede supervisar la construcción, dedicando especial atención a aquellas etapas del pretensado que pueden considerarse como críticas para el buen comportamiento de la estructura.
- Los suministros del acero de pretensado y los anclajes, pueden estar mejor programados, lográndose así precios más económicos.
- El subcontratista evita el agobio de las discusiones entre los Sindicatos y el contratista principal, en particular porque la mano de obra de la plantilla del subcontratista es más cualificada y conoce perfectamente la técnica del pretensado.

El resultado de todo esto es un menor costo en el precio de la estructura, acompañado por un aumento en su nivel de calidad. En consecuencia, debe responderse afirmativamente a la pregunta con la que se inicia este artículo."

INSTALACION PARA ENSAYOS SISMICOS DE ESTRUCTURAS, EN JASSY, RUMANIA

La siguiente información sobre los equipos del Instituto Politécnico de Jassy, Rumania, se ha tomado de una publicación oficial enviada por el Ministerio de Construcciones Industriales de dicho país.

En la estación para el ensayo sísmico de estructuras se realizan pruebas del comportamiento de los nuevos sistemas estructurales bajo los efectos de las acciones sísmicas.

Los trabajos experimentales se realizan sobre modelos reducidos a gran escala, sobre determinadas partes de la estructura y sobre edificios a escala natural. Con computadores analógicos se procesan los resultados experimentales obtenidos y, mediante estudios teóricos basados en los datos deducidos de dichos ensayos, se buscan las soluciones estructurales óptimas que sean económicas y tengan un elevado grado de seguridad frente a los sismos.

Los edificios a escala natural, las partes estructurales y los modelos se ensayan sobre "plataformas sísmicas" que reproducen, por medio de potentes mecanismos, los movimientos de cualquier sismograma o cualquier otra curva correspondiente a una ley periódica.

Han sido instaladas varias de estas plataformas sísmicas, las cuales tienen las siguientes características:

Para el ensayo de modelos pequeños se utilizan plataformas sísmicas de 60 kgf. Bajo la carga máxima pueden alcanzarse aceleraciones de hasta 3 g, con una amplitud máxima de 12 cm, y para una gama de frecuencias de 0,1 a 20 Hz, bajo régimen armónico y sísmico.

Otra plataforma de 1.000 kgf es la más pequeña de una serie de ellas en las que el movimiento se logra por flotación sobre una película de agua. Se utiliza para ensayar modelos de tamaño medio y algunos elementos estructurales. Cuando esta plataforma está sometida a su máxima capacidad de carga, sus mecanismos motrices pueden inducir movimientos periódicos con aceleraciones de hasta 5 g y frecuencias comprendidas entre 0,3 y 25 Hz.

La plataforma de 15.000 kgf se utiliza para el ensayo de modelos de tamaño medio, juntas de paneles prefabricados, etc. Puede producir aceleraciones de 2,1 g en régimen sísmico y de 5 g en régimen armónico. La amplitud máxima es de 2 cm y la gama de frecuencia va de 1 a 30 Hz. Las fuerzas se pueden hacer girar 90 grados, de tal forma que el modelo se puede ensayar según dos direcciones situadas en ángulo recto. De acuerdo con un programa previamente elaborado se pueden aplicar movimientos senoidales, de torsión y sísmicos.

La plataforma de 140 kgf está destinada a experimentos con modelos a escala 1/4 ó 1/2, con partes de las estructuras y con edificios a escala natural. Mide 10 × 10 m, y tiene un complejo mecanismo de activación, que es susceptible de programación, así como un equipo de control. Es una de las más complejas máquinas del mundo para el estudio experimental de las estructuras sometidas a la acción de los terremotos. Es capaz de reproducir cualquier terremoto hasta de grado 11 ó 12 de la escala MM (Mercali Modificada). Funciona con frecuencias de 0,25 a 12 Hz y está previsto ampliarla hasta 28 Hz. La amplitud máxima es de ± 26 cm y puede funcionar con aceleraciones de hasta 4,3 g.

Se ha previsto celebrar en Rumania una reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras antisísmicas", en 1975, para que los miembros de la Comisión tengan la oportunidad de ver dichas plataformas.

UTILIZACION DE TENDONES NO ADHERENTES EN EL HOTEL LAFAYETTE, DE PARIS

Los forjados del nuevo Hotel Lafayette, de París, van pretensados mediante cordones engrasados. Constituye ésta una de las primeras aplicaciones de dicha técnica en Francia.

El edificio del hotel es una torre de 130 m de altura sobre el nivel del suelo. La cimentación está constituida por una losa de 2 m de espesor. Hay un núcleo central de 34 × 14 m donde se alojan los ascensores, las escaleras de emergencia y los diversos servicios. El conjunto de la estructura es de forma oval, de 56 × 31,6 metros.

Para evitar los daños que se pueden producir como consecuencia de la retracción y de las variaciones térmicas, se decidió aplicar un ligero pretensado a las losas de los forjados, mediante dos grupos de pares de tendones simples, de 15 mm de diámetro, engrasados, y dispuestos en una de cada dos losas de forjado, en cada planta. Cada par de tendones se sitúa a lo largo de la curva del edificio, el primero a un metro de distancia de la fachada y el otro a 3 metros.

Se alega que la principal ventaja de este método es su extremada sencillez. Los tendones se llevan a obra convenientemente preparados para su inmediata utilización, revestidos con una grasa especial anticorrosiva y protegidos por una vaina de plástico. Una vez embebidos en el hormigón, y después de endurecido éste, se tesa. No precisan inyectarse posteriormente.

Traducido por:
C. SÁNCHEZ CASTRO

**última publicación
de la
asociación técnica española
del
pretensado**

Con motivo del VII Congreso Internacional de la F.I.P., últimamente celebrado en Nueva York, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha publicado un libro titulado: "Hormigón Pretensado. Realizaciones Españolas" (tomo II), en el que se describen las principales obras pretensadas construidas en nuestro país durante los últimos cuatro años.

Para su descripción, las distintas obras aparecen agrupadas en los siguientes apartados:

- Puentes.
- Edificación.
- Obras hidráulicas y marítimas.
- Obras especiales.

Consta de más de 300 páginas, con numerosas fotografías, planos y láminas y está editado en papel couché, encuadrado en tela y con sobrecubierta plastificada en color.

Precios: 750 pesetas cada ejemplar; extranjero, \$ 15.

Los interesados en adquirir este libro, que es continuación del primer tomo, publicado con ocasión del anterior Congreso de la F.I.P. celebrado en Praga en 1970, pueden cursar sus pedidos a la Secretaría de la A.T.E.P. o al Instituto Eduardo Torroja, apartado 19.002, Madrid-33.

Miembros protectores de la Asociación Técnica Española del Pretensado

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de "Miembro Protector", a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de "Miembro Protector" los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.—Eduardo Dato, 17. Madrid-10.
AGUSTI, S. A.—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S. A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—Marina Moreno, 31. Zaragoza.
CAMARA, S. A.—Paseo San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. (CYASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
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.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S. A.—Avda. del Generalísimo, 20. Madrid-16.
COMPANIA 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.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A.—Juan de Mena, 8. Madrid-14.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-7.
EUROPEA DE INYECCIONES, S. A. (EURINSA).—López de Hoyos, 13. Madrid-6.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
HEREDIA Y MORENO, S. A.—Princesa, 3, plantas 8 y 9. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S. A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
IBERING, S. A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S. A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTEMAC, S. A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41, 2º izqda. Madrid-10.
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.
PRELOAD SISTEMAS, S. A.—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.—General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona-8.
S. A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S. A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Velázquez, 150, 4º, Madrid-2.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.—Monturiol, 5. Santa María de Barbará (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

Son Instituciones Miembros Correspondientes del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).
La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia).
El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).
La Facultad de ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).
La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).
La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).
El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).
El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).
La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).
La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (Méjico).
El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas (Venezuela).
El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).
El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.
El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).
El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).
El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - YMCC (Méjico).
La Escuela Técnica de Ingenieros de la Comandancia General del Ejército. Quito (Ecuador).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.