

ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES · CHAMARTIN
MADRID · 33

HORMIGON
Nº 116
y acero

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.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avda. del Generalísimo, 51 drcha. Madrid-16.
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.—Grialba, 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.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S. A.—Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-17.
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, 2.^o 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.
PRENSOLAND, S. A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona).
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, 4.^o Madrid-2.
TECNICA DEL PRETENSADO, S. A. (TECPRESA).—Lagasca, 84. Madrid-1.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.—Monturiol, 5. Santa María de Barbará (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

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.

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. - YMCIC (Méjico).
- La Escuela Técnica de Ingenieros de la Comandancia General del Ejército. Quito (Ecuador).

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

h ormigón y a cero

n. 116

3.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 adherrido 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.

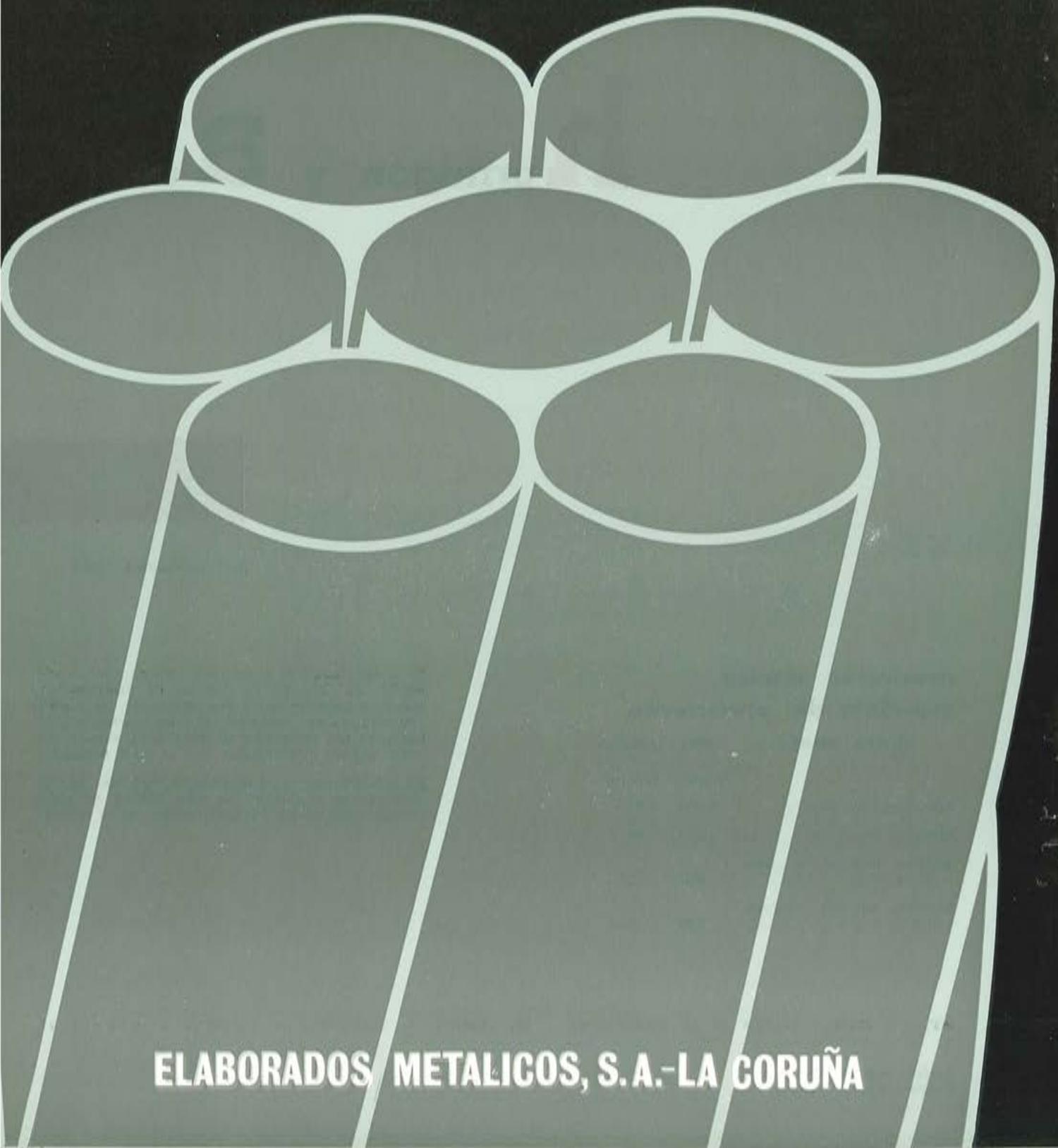
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO. — COSTILLARES — CHAMARTIN — MADRID - 33

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

EMESA

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

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

hormigón y acero n. 116

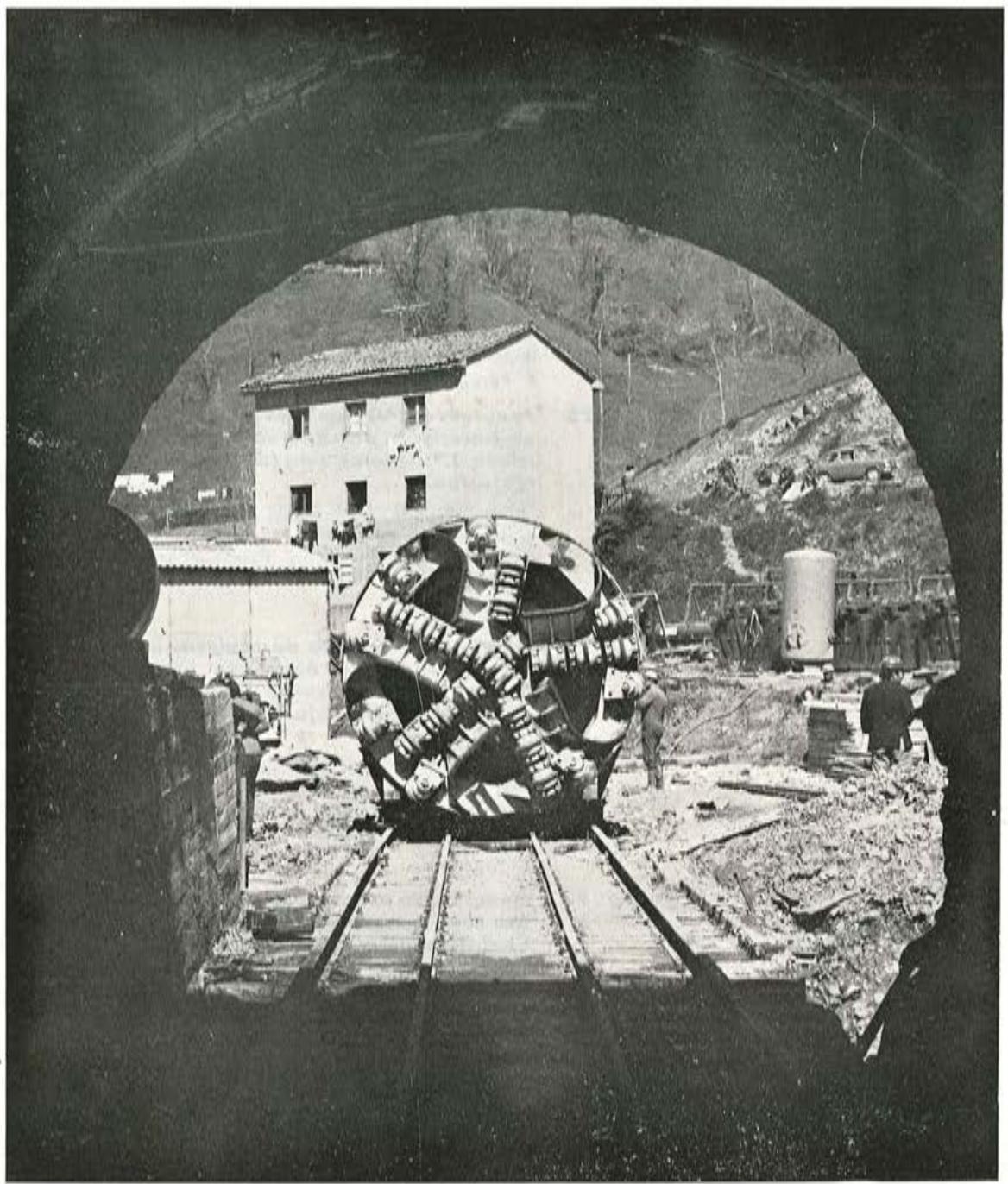
índice

Páginas

<i>In memoriam</i>	9
R. Piñeiro.	
591 - 0 - 24 De las mutaciones estructurales "Vonferppianas" a sus "formas"	11
Des mutations structurales Vonferppianes à leurs formes. Regarding the Vonferppian structural changes to their forms. F. Pérez Peris.	
591 - 2 - 72 Puentes, carreteras elevadas y viaductos en hormigón parcialmente pretensado (clase 2.a). Método de cálculo, proyecto y ejecución.	19
Ponts, routes surélevées et viaducs en béton précontraint armé. (Béton partiellement précontraint Classe 2.) Méthode de calcul, projet et réalisation. Bridges, elevated highways and viaducts of partially prestressed concrete. (Class 2.) Method of calculus, design and execution. S. Chaikos.	
591 - 2 - 73 Ejemplos de estudio de tableros de puentes ordinarios en hormigón pretensado, hormigonados sobre cimbra. Puentes de Herbitzheim (Bajo Rhin) y de Cheffes (Maine et Loire)	51
Exemples d'étude de tabliers de ponts courants en béton précontraint, coulés sur cintre. Ponts de Herbitzheim (Bas-Rhin) et de Cheffes (Maine-et-Loire). Study examples of roadways of ordinary prestressed concrete bridges, concreted on arch centering. Bridges of Herbitzheim (Lower Rhine) and of Cheffes (Maine and Loire). J. Fauchart.	
591 - 2 - 74 Ejemplos de estudios de tableros de puentes corrientes en hormigón pretensado. Complementos	81
Exemples d'étude de tabliers de ponts courants en béton précontraint. Compléments. Study examples of roadways in ordinary prestressed concrete bridges. J. Fauchart.	
591 - 2 - 75 La autopista de los túneles.	105
L'Autoroute des tunnels. The highway with the tunnels. B. Giovannini.	
591 - 2 - 76 Puentes de la autopista Bilbao-Behobia	109
Ponts de l'autoroute Bilbao-Béhobia. Bridges on the highway Bilbao-Behobia. J. Herrera.	
Notas de la F.I.P. n.º 55, 1975.	127
Notes de la F.I.P. n.º 55, 1975. F.I.P. Notes, n.º 55, 1975.	
Nota de la Asociación Técnica Española del Pretensado. Intercambio de publicaciones	139
PONTADA: Viaducto sobre el río Ulla. Autor del proyecto: J. A. Llombart Jaques, Ing. de Caminos. Empresa Constructora: Caminos y Puertos, Sociedad Anónima.	

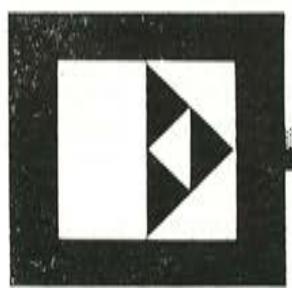
Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero

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



CONSTRUYE:

**ENTRECANALES
Y TAVORA, S.A.**



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

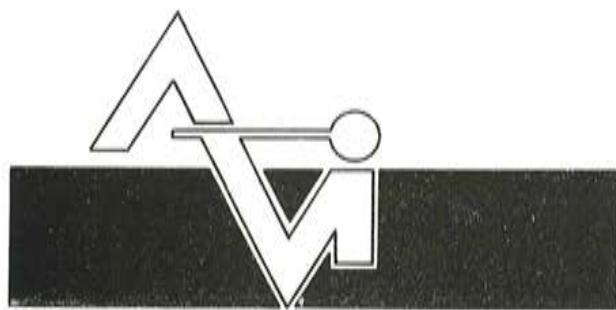
AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S. A. — Madrid.
AGRUPACION HEMA-BOKA. — Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
ALBISA, S. A. — Algeciras (Málaga).
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S. A. — El Ferrol del Caudillo.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA S. A. — Barcelona.
AZMA, S. A. — Madrid.
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.
CONSTRUCCIONES LAGO LOUREIRO. — Vigo (Pontevedra).
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.
EMPRESA BAGANT. — Castellón de la Plana.
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. DE ARQUITECTURA. — Barcelona.
E. T. S. DE ARQUITECTURA. — Sevilla.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. (FACOSA). — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.

FORJADOS DOL. — Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A. — Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS, 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.
INBADELCA, S. A. — Santurce (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).
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.
OFICINA TECNICA JOSE COMESAÑA. — Vigo (Pontevedra).
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. PIMOSA. — Barcelona.
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 MAHER, S. A. — Santa Cruz de Tenerife.
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 AEDIUM, S. L. — Pamplona.
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Pinto (Madrid).
RENFE. — Madrid.
RUBIERA MAHER, S. A. — Las Palmas de Gran Canaria.

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.
SUCO, S. A. — Amposta (Tarragona).
TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S. L. — Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. TYPSCA. — Madrid.
UNION MADERERA CACEREA, S. L. — Cáceres.
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
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

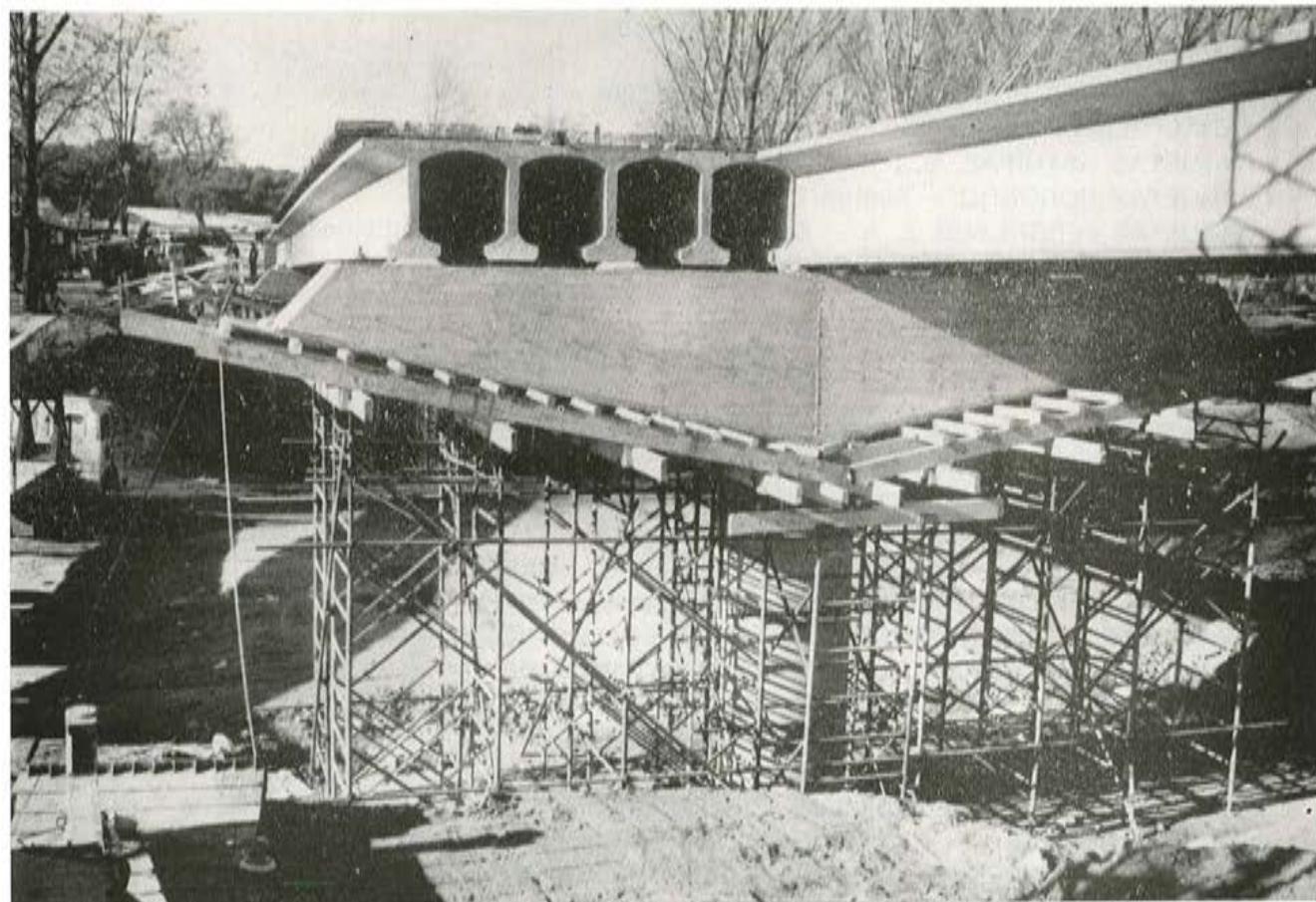
BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES. —
Buenos Aires (República Argentina).
B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).
COMPANHIA PORTUGUESA DE ELECTRICIDADE. — D.C.I. — Lisboa-3 (Portugal).
DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Rio Piedras (Puerto Rico).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA. — Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA. — Salta (R. Argentina).
GRUPO ARCO. ARQUITECTURA Y CONSULTORIA. — Tegucigalpa D. C. (Honduras).
INSTITUTO TECNOLOGICO Y DE ESTUDIOS SUPERIORES DE MONTERREY. BIBLIOTECA. — Monterrey N.L. (México).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIV. BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES. — La Plata (Buenos Aires) (República Argentina).
NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENION. — 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).



PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA
PREFABRICADOS ALBAJAR

**PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS
BÓVEDILLAS - LADRILLOS - TEJAS - TUBOS DRENAJE**



FABRICAS:

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)

TORREJON DE ARDOZ (Madrid): Carretera de Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfono 675 04 50.

MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.

GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.

MADRID: Carretera de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 695 25 68.

ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfonos 23 75 02-3. (Comercial zona norte.)

MADRID: General Yagüe, 8, 3.^o B - Teléfono 455 27 82. (Comercial zona centro.)

IN MEMORIAM

Don Fernando Cassinello Pérez, doctor arquitecto, catedrático de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, y presidente de nuestra Asociación Técnica Española del Pretensado, falleció en Madrid, el 19 de agosto de 1975, a consecuencia de unas fiebres tropicales contraídas durante un reciente viaje que tuvo que realizar a Nigeria, en el desempeño de sus actividades profesionales. Que el Señor lo haya acogido en su seno, conceda a sus familiares y amigos la necesaria resignación cristiana para soportar tan rudo golpe y mantenga viva en cuantos con él convivimos la huella de su entrañable recuerdo.

Cuando, en el año 1968, el señor Cassinello fue designado director Accidental del Instituto Eduardo Torroja en virtud de las normas por las que se regía la entonces Asociación Española del Hormigón Pretensado (A.E.H.P.), pasó automáticamente a ocupar el cargo de presidente de nuestra Asociación. El 28 de noviembre del citado año se celebró la primera reunión de la Comisión Permanente bajo su presidencia.

Ni nuestro actual estado de ánimo, ni el tiempo disponible (la noticia nos sorprendió con este número de *Hormigón y Acero* ya en imprenta), nos permiten extendernos ahora en una enumeración detallada, no ya de su brillante, intenso y extenso historial profesional, sino ni siquiera de sus actividades al frente de la Asociación. Señalaremos, únicamente, alguno de los hechos más destacados en los que intervino, durante los siete años de su actuación como presidente de la A.T.E.P.

Habían transcurrido ya bastantes años desde el día en que, por iniciativa de don Eduardo Torroja, se creara en el seno del Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, la Asociación Española del Hormigón Pretensado. Como la labor desarrollada por dicha Asociación era cada día más importante y más amplio su campo de actividades, en 1968 se estimó llegado el momento de concederle una mayor autonomía, reconociéndole personalidad jurídica propia.

A tal efecto, bajo la dirección de Cassinello, se realizaron las necesarias gestiones que culminaron con el reconocimiento legal, por el Ministerio de la Gobernación, de la personalidad jurídica de la Asociación Técnica Española del Pretensado, heredera y sucesora de la antigua A.E.H.P. Era el 13 de agosto de 1969.

Al ser declarada independiente la A.T.E.P., y con arreglo a lo dispuesto en sus nuevos Estatutos, se convocaron elecciones para designar los Miembros de la Junta de Gobierno. Como resultado de esta votación es elegido Cassinello para formar parte de la Junta y en la primera reunión de la misma, celebrada el 14 de mayo de 1970, se le designa presidente de la A.T.E.P. y de su Junta de Gobierno.

Como tal, organiza y preside la VI Asamblea Técnica de la Asociación, celebrada



en Valencia, y la VII, de noviembre de 1972, en Sevilla. Desde hace meses venía trabajando en la preparación de la VIII Asamblea, programada para noviembre del año actual, en Canarias.

En los Congresos Internacionales de la F.I.P., celebrados en Praga en junio de 1970 y en Nueva York en mayo de 1974, presidió la delegación española que participó en dichos Congresos, y presentó el informe de nuestro Grupo nacional sobre aplicaciones del pretensado en estructuras de edificación.

También durante sus años de presidente, además de numerosas conferencias, algunas de ellas pronunciadas por él mismo, tanto en Madrid como en otras capitales españolas, se organizaron y celebraron entre otros destacados actos, los Simposios sobre "Viaductos urbanos" y "Puentes ferroviarios".

Mención especial merece la solemne sesión celebrada el 12 de junio de 1974, para conmemorar el XXV Aniversario de la Fundación de la Asociación y en el curso de la cual fueron impuestas las primeras "Medallas de la A.T.E.P.", creadas precisamente por iniciativa de Cassinello para galardonar a aquellas personas que se hubiesen destacado de un modo especial por su singular aportación al desarrollo del pretensado en España, en cualquiera de sus aspectos.

De la eficacia de su labor rectora, cualquier comentario que quisiéramos hacer resultaría incompleto y enano. Los que lo habéis conocido y tratado sabéis perfectamente que su gran humanidad (tanto desde el punto de vista físico como moral) era fiel reflejo de su enorme empuje y vitalidad, capaces de vencer cualquier obstáculo que pudiera oponerse a la consecución de los objetivos marcados. Su simpatía, su poder de persuasión, su eterno optimismo y, cuando no, su energía y capacidad de trabajo, arrollaban y pulverizaban todas las barreras que fuese necesario salvar para el adecuado desarrollo del trabajo encomendado o programado. Ahí están, como testigos permanentes de su fecunda actuación y suficientes para calificarla, los dos tomos del libro "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas" gracias a los cuales los avances conseguidos en España, en el campo del pretensado, son actualmente conocidos en todo el mundo, y los Manuales de la A.T.E.P., H.P.-2 y H.P.-3, que tan favorable acogida han tenido entre nuestros técnicos.

A nadie extrañará, por lo tanto, que en estos últimos años se haya duplicado con creces el número de los Miembros de nuestra Asociación. ¿Podría encontrarse mejor prueba de la eficacia de una labor?

Fernando Cassinello presidió por última vez una reunión de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P., el día 22 de mayo del presente año 1975; el último acto público de la Asociación en el que participó fue el Simposio sobre "Puentes ferroviarios"; su última actuación como presidente fue el viaje a Tenerife, durante los días 2 a 5 de julio, para entrevistarse con las autoridades locales con el objeto de lograr su colaboración en el desarrollo de la VIII Asamblea Técnica Nacional. Mes y medio más tarde nos dejó para descansar eternamente. Así sea.

de las mutaciones estructurales «Vonferppianas» a sus «formas»

F. PEREZ-PERIS (*)
Miembro de la A.T.E.P.

SINOPSIS

En sucinta exposición se desarrolla el paso de lo puramente estructural a las formas volumétricas. La plástica concreta de esfuerzos dinámicos sigue una trayectoria diversificada en obtenciones constructivas que en apariencia, algunas, tienen conatos de semejanza con otras edificaciones tradicionales y actuales, desempeñando funciones equivalentes, aunque con efectos específicos. Las soluciones son lógicas, económicas y distintas, encontrando en ellas una estética orgánica de raro encanto estético. En la aportación plástica conforman desde cerámicas decorativas hasta elementos laminares metálicos, constituyendo una variada y deliciosa atracción óptica. Se armoniza la diafanidad y se inserta en la naturaleza, creando el paisaje donde éste no existe, brotando una tipología grata y sencilla en la serenidad del ambiente.

LA MUTACION ESTRUCTURAL HACIA LA FORMA FUNCIONAL

Dentro de la esbeltez dinámica y flexible, las estructuras van evolucionando en formas cada vez más volumétricas, al mismo tiempo, con la formación de triángulos estructura-terreno; todas las fibras de cada sección y todas las secciones activas están sometidas al mismo esfuerzo, y el material se aprovecha al máximo (fig. 1). La componente estructural envolvente evita los esfuerzos de flexión mediante barras "gamma" internas que articulan en el nudo básico radial. Las estructuras pueden quedarse en nervios activos perimetrales de expansión plástica, pero en solicitudes especiales tridimensionales las barras se mutan en losas triangulares, distribuyendo los esfuerzos en todas las direcciones.

La componente estructural envuelta la forman columnas verticales de luces reducidas y unidas perimetralmente por una viga continua de alta sección y gran rigidez. En las esquinas pueden no existir columnas, existiendo libertad de interacción entre los pórticos de cada planta; para armonizar y absorber solicitudes especiales, las esquinas son articuladas en nudos flexibles con la componente estructural envolvente, manteniéndose los efectos aún cuando las estructuras invadan el rango de formas plásticas. La disposición estructural interna es modulada con columnas acapiteladas y losas planas altamente resistentes; la distribución y absorción de fuerzas por sí mismas evita la interacción con las componentes estructurales perimetrales y de fachada.

(*) *Nota de la Redacción.* — Reiteradamente venimos pidiendo a los miembros de la A.T.E.P. su colaboración en la Revista. Este original artículo, del profesor Pérez Peris, es otra respuesta a nuestras llamadas. Aprovechamos esta ocasión para pedir, una vez más, la colaboración de todos.

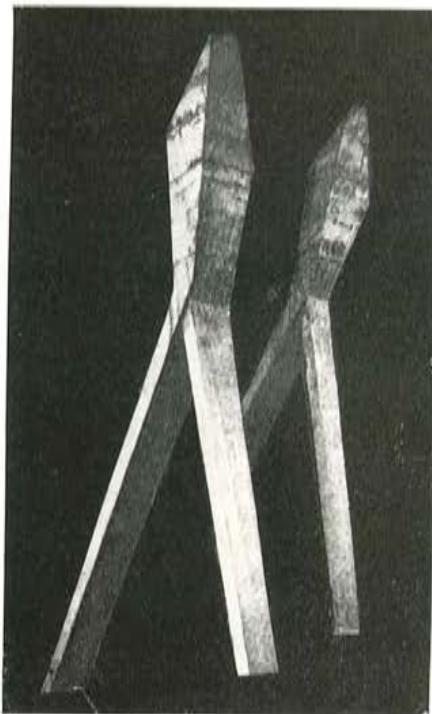


Figura 1.

Los componentes estructurales descritos mantienen con independencia, aunque con una interacción armónica, una conducta dinámica y esencialmente flexible. Las estructuras "Vonferppianas" que superan el rango elástico y adquieren la rigidez solicitada en sus formas, pueden actuar en conjuntos completos o agrupacionales de efectos específicos, de ahí la diversificación en sus edificaciones resultantes.

DESCRIPCION DE FORMAS VOLUMETRICAS EN SU ACCION FUNCIONAL Y RESISTENTE

1. La estructura corpórea va fusionada a unas formas exteriores fuertemente caracterizadas que imprimen multidireccionalidad a las fuerzas, tendiendo a límites de ámbito extraurbano. Mientras que en un edificio tradicional las fuerzas son transmitidas al suelo por elementos horizontales y verticales, con particularidades de rigidez para recibir las acciones, en el "SAM" (fig. 2), la transmisión de las acciones es directa a través de planos inclinados y resultantes descompuestas por triangulación. La coronación es anular con paso a poligonal, resuelto por una cubierta nervada de arcos rebajados radiales con núcleo central de unión y estabilidad. Todas las particularidades descritas están preparadas para soportar los efectos posibles de sacudidas sísmicas.

El sistema espacial ha venido a plasmar en una dimensión diversa, estimulante, factor activo para la vida del hombre.

Las aberturas laterales triangulares y adiamantadas hacen posible el disfrute de atractivos diversos conseguidos por efectos luminosos.

Todo ello confiere gran fuerza al significado estructural de las partes y del conjunto, ayudando a obtener la dinámica armonizada con la naturaleza, estructura con fusión articulada en la forma, obteniendo una arquitectura específica y diferencial.

2. La presente construcción se conforma en su cuerpo principal sobre estructuras flexibles "f", las cuales se articulan en un nudo elástico. Completan el conjunto nervios



Figura 2.

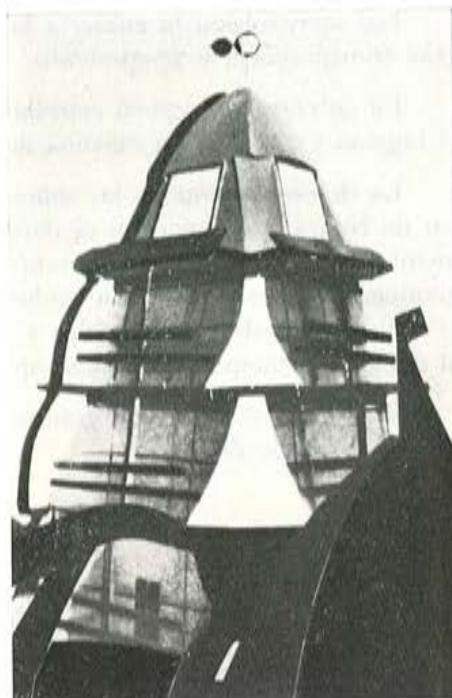


Figura 3.

estructurales vistos y un casquetoide formado por segmentos nerviales laminares yuxtapuestos a la estructura vertical que da rigidez a este conjunto (fig. 3), Rabotoide.

El edificio principal arranca en una planta cuadrada y coronada por un casquete acelado; la agresividad diedral es moderada por placas de material noble y cerámicas.

El interior es luminoso y alegre por los grandes espacios laterales de iluminación.

El conjunto presenta, en todos sus detalles, un aspecto tridimensional; la textura de sus superficies y las profundidades físicas contribuyen a realzar los contrastes de luz y sombra.

3. La construcción, objeto de atención, *estrellada* (fig. 4) soluciona la escasez de soportes y se inserta en un relieve irregular, dando conjunción entre la naturaleza y lo etéreo.

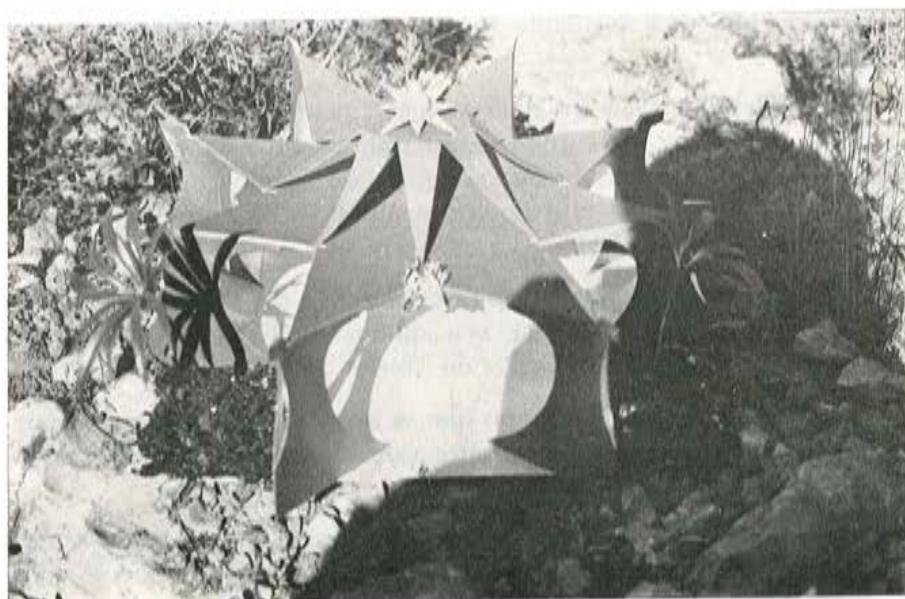


Figura 4.

Los apoyos, con la cubierta laminar, forman arcos elípticos, que confieren al conjunto gran transparencia y acogimiento.

La cubierta, octogonal estrellada, es de flecha negativa, cuya curvatura arranca en el ingreso y consigue la máxima en la coincidencia focal.

La determinación de las solicitudes de las ocho láminas que se concentran en el centro de figura y se unen en el cordón elástico a los apoyos se consigue del estado de la membrana por medio de diferencias finitas. Corona un polígono estrellado de núcleo ligeramente en pendiente con prolongaciones laminares triangulares de curvatura inversa, actuando con esfuerzos estables y flexibles en el momento de actuar sobre los vértices de la cubierta principal en puntos espaciales.

El efecto estético es de gran movilidad plástica, dando un cierto sentido de fusión con el medio que le define.



Figura 5.

4. *El humanoide* (fig. 5) es una obra cuya envolvente es sensiblemente cilíndrica, con coronación poligonal mediante superposiciones de variantes en la apoyatura y lucernarios alternados.

El núcleo central y los pilares-vigas "gamma" constituyen la estructura vertical y el vuelo de apoyatura del cordón perimetral, siendo éste el arranque de la multicobertura poligonal; a su vez, los brazos centrales de "gamma" se unen en el centro esferoidal que rigidiza el edificio, distribuyendo equilibradamente los esfuerzos a las articulaciones de solicitudes principales.

Las estructuras de apoyatura externa se han dejado parcialmente vistas. La envolvente del cuerpo principal es laminar, con apliques metálicos y ornamentación cerámica. La iluminación se consigue por medio de "birlos" invertidos translúcidos.

En la base, al mismo tiempo que se armoniza naturaleza, estructura y formas se conforma un anillo elástico que reparte esfuerzos, transmitiéndolos directamente a cada uno de los vértices de apoyatura.

Todo lo descrito da una edificación de rara belleza y resistencia, con absorción y transmisión directa de acciones aplicadas y derivadas de efectos diversos.

5. La relación hombre, actividad y arquitectura hay que encontrarla en los estratos básicos de la simple geometría. Por tanto, estructuras, formas y acciones se materializan en edificios arquitectónicos cuyo fin sea la utilidad para la vida.

Las acciones tipifican en cada construcción su módulo resistente que no sólo cumpla su función, sino que dé subsistencia y que siga siendo. Atendiendo a las funciones, un conjunto de estructuras-formas concretarán la materialización. En cuanto a lo implícito de perduración, es preciso adicionar una estructura específicamente elástica, estabilizadora y resistente que asegure dicho comportamiento.



Figura 6.

El edificio *Antropológico* (fig. 6) sirve de albergue a unas acciones humanas en ejercicio óptimo, dando seguridad e insertándose en el medio, configurando en la carencia la suficiencia de existencia.

El peso de los elementos horizontales se ha reducido y los elementos más rebeldes se han ocultado, aumentando la resistencia de los verticales y superestabilizándolos con un conjunto elástico estructural envolvente. El hecho se concreta en la afirmación de la verticalidad plasmada en un específico dolmen.

La construcción, aunque abierta al medio e integrada en él consigue el suficiente aislamiento y está expuesta a las ordenadas más favorables con la solución de la antinomia: cerrado-abierto.

La estructura resistente se tipifica por ser la envuelta vertical enlazada entre sí por la estructuración horizontal, traspasando a resistente por medio de losas de espesor constante, que además de transmitir las cargas a los pilares, los arriostran entre sí. La estructura estabilizante formada por estructuras "f" es la envolvente, la cual invade el rango plástico. La interacción se realiza por transmisión de elementos horizontales elásticos a núcleos de acciones que logran la inercia contra deformaciones laterales, logrando una efectividad dermato esqueleto que elimina la necesidad de contar con la resistencia de la estructuración interior para resistir efectos vibratorios o de choque.

Completa el conjunto la adición de componentes "k", que anclan en los cimientos principales contrarrestando empujes horizontales, originados por acciones especiales, al mismo tiempo simplifican la infraestructura.

Hay contrastes agresivos en un organismo estructural de gran movilidad plástica en armonía e integración en el ambiente, siendo albergue de acciones humanas con diáfana expresión; existe profundidad física que incita con gran fuerza y significado, respirándose siempre una atmósfera dinámica, la cual produce una nueva dimensión vital, pero en elevado espíritu hacia lo etéreo.

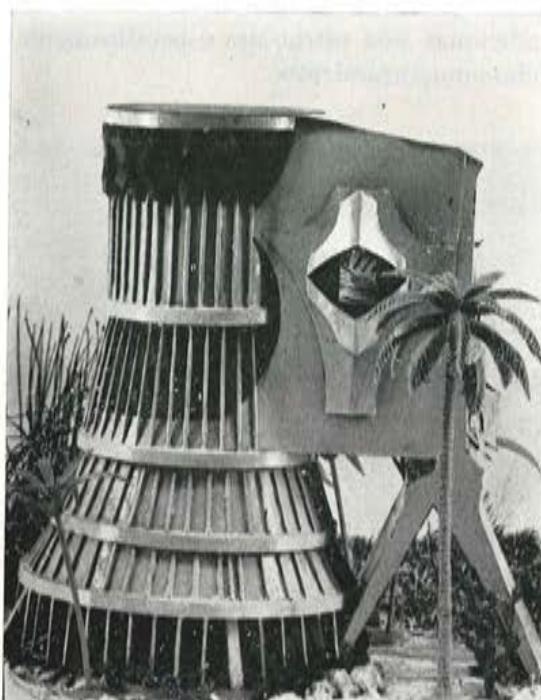


Figura 7.

6. Esta singular composición arquitectónica, *Alcañal* (fig. 7), la conforman dos partes diferenciadas, aunque fusionadas en una única función. El volumen dominante de esta edificación es tronco cónico, coronado por un cilindro; el otro, estructural-volumétrico, constituye la forma suspendida que avanza en inserción, como un paso firme hacia el futuro socializante. El conjunto imprime carácter y empaque en el ambiente circundante, entregándose a él y dándole una vitalidad simple, pero grandiosa.

Las dos partes, aunque físicamente distintas, tienen en común su estructuración básica, constituida por módulos "gamma" invertidos. El volumen dominante no sólo tiene como base zonas circulares, sino que, en virtud de su propia forma, ha hecho posible que únicamente una generatriz vertical sea la determinante de la situación más favorable. La tipología mixta con el otro volumen está resuelta mediante una geometría simple que además de integrarse se armonizan entre sí en las exigencias. El espacio así definido está constituido, a su vez, por una continua entrega de los elementos dinámicos del interior con los del exterior. Desde el conjunto se disfruta de una bella vista panorámica y se experimenta una vida participativa.

Los anillos se hallan solicitados por una componente circular hacia el exterior, y otra, en dirección del eje de modulación.

Esta construcción, por sus formas estilizadas y limpias, supone un notable avance dentro de la estructuración modular.

CONCLUSION

La disposición perimetral de la estructuración hace que las plantas resulten diáfanas, permitiendo cualquier distribución, respetándose en algunos casos específicos el núcleo de rigidez central con conducciones y servicios. Se fortalece la estructura vertical y se le prepara para nuevos efectos y acciones, al mismo tiempo que se aligera y se da esbeltez a la estructura de las plantas. Específicamente se combina la suspensión con estructuras de acción y la rigidez intercentral con la colgatura de tirantes perimetrales. En unos casos se utilizan estructuras metálicas para mayor esbeltez y ligereza, y en otros, el hormigón para mayor versatilidad en sus formas.

Se busca la solución hacia lo social, uniendo trabajo, educación, convivencia y reconversión en los espíritus hacia el amor con visión limpia, alta y aguda.

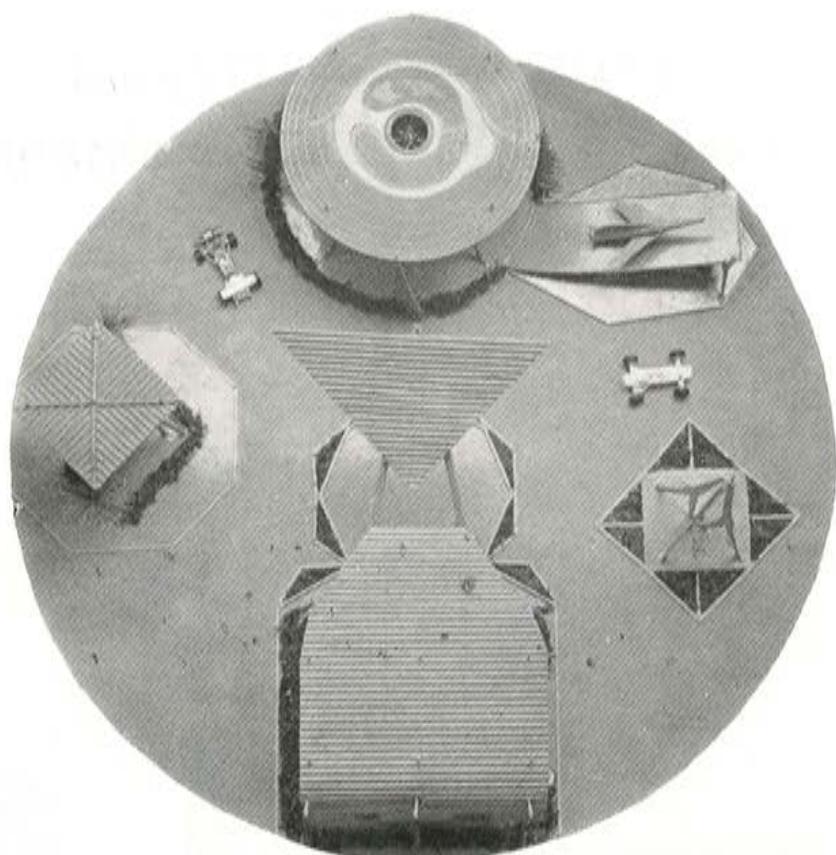


Figura 8.

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

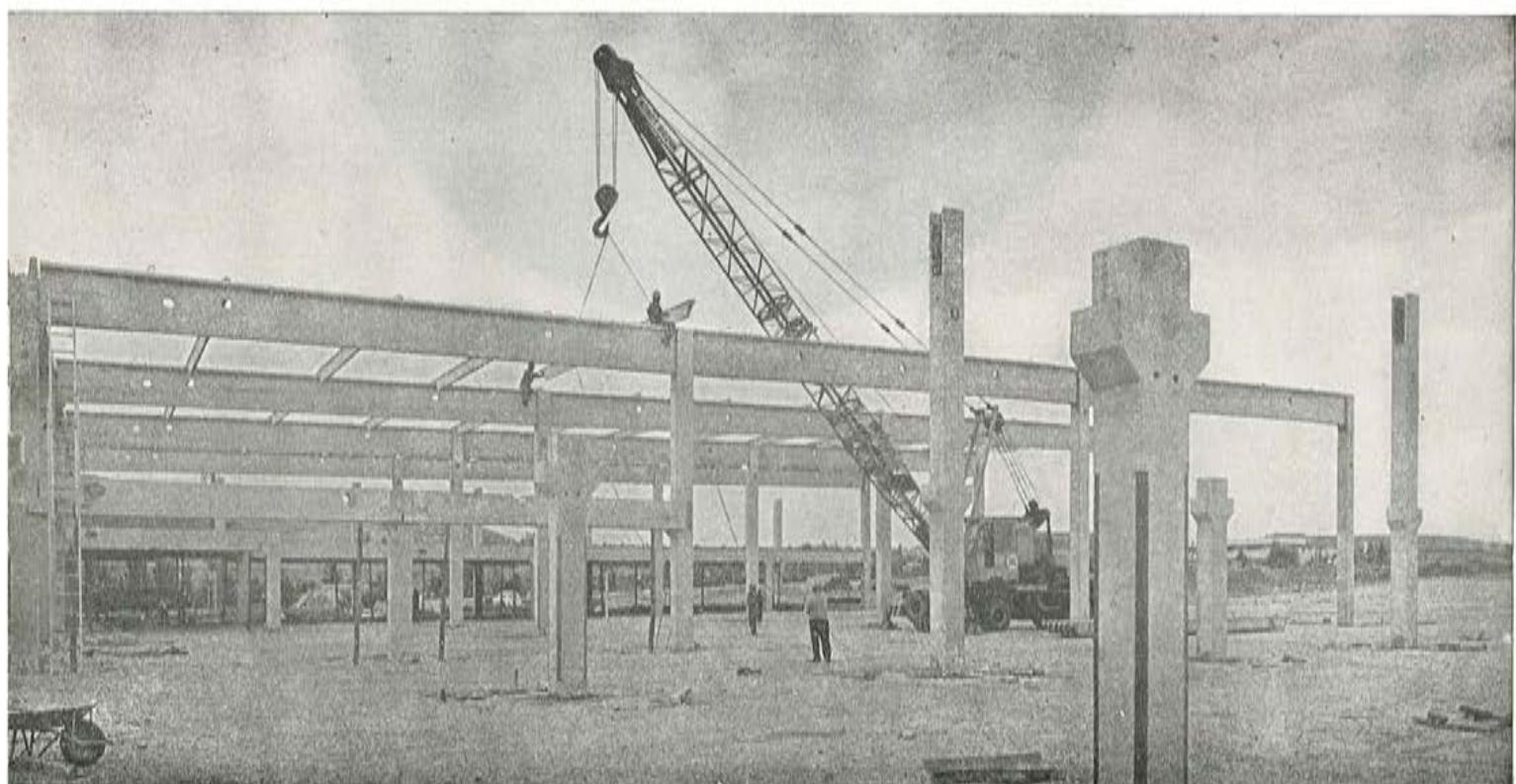
PIMOSA

S E V I L L A Avda. de la BORBOLLA, 13-15

TELEF. 23 61 17

PRESUM

NAVE PREFABRICADA POR CADE



**puentes, carreteras elevadas y
viaductos en hormigón parcial-
mente pretensado (clase 2) (*)**

**método de cálculo, proyecto
y ejecución**

S. CHAIKES
Ing. Conseil A.I.G.
Director de la Oficina de Estudios PRECO

I. INTRODUCCION

En esta comunicación se describen las obras de ingeniería civil construidas en Bélgica de acuerdo con la técnica del hormigón parcialmente pretensado, a partir del año de 1965, fecha en que se celebró el primer coloquio dedicado a este tema y se estudiaron las primeras obras así construidas (2) (**) .

En la actualidad, dentro de este tipo de obras, existen varias decenas de puentes isostáticos, en voladizo y continuos, así como una decena de viaductos, de gran número de tramos, a base de vigas prefabricadas tanto isostáticos como hiperestáticos.

Estas estructuras "parcialmente pretensadas" se construyen de acuerdo con los principios del llamado "hormigón pretensado armado", establecidos con anterioridad a los trabajos del Comité Mixto F.I.P-C.E.B., y mediante los cuales se trata de reunir, en un solo material, las ventajas esenciales del hormigón pretensado y del hormigón armado. Corresponde a los criterios generales de la clase 2 definidos por dicho Comité.

Se tratará, primeramente, del método de cálculo utilizado para el dimensionamiento de estas estructuras, y de los dos tipos de armaduras, activas y pasivas.

Se describirán después las principales obras así construidas; y se intentará destacar todas sus diferencias en relación con las de hormigón pretensado tradicional. Así, por ejemplo, en el caso de puentes, se hará una comparación técnico-económica con los del mismo tipo de hormigón pretensado clásico. Y para los viaductos se mostrará la influencia recíproca entre el proyecto y el proceso de ejecución, con respecto al método clásico.

II. METODO DE CALCULO

Antes de describir el método de cálculo, se indicarán brevemente las condiciones especiales que deben reunir los tres constituyentes de este material: el hormigón, el pretensado y la armadura ordinaria.

(*) Comunicación técnica presentada al VII Congreso de la F.I.P., celebrado en Nueva York en 1974.

(**) Estos números se refieren a la bibliografía incluida al final del artículo.

NOTA EDITORIAL. — Agradecemos sinceramente al autor su autorización para incluir en nuestra Revista el texto en castellano de esta comunicación y el habernos facilitado los originales de las figuras que lo ilustran.

Estas condiciones son:

Para el hormigón: Además de poseer una resistencia elevada a compresión, deberá mantenerse la integridad del material antes de la introducción del pretensado, utilizando armaduras pasivas, para que conserve toda su capacidad de resistencia a la tracción en el momento en que empiecen a actuar las cargas totales.

Para el pretensado: Ausencia de tracciones en el hormigón bajo las cargas permanentes y limitación de estas tracciones, bajo las cargas totales, a valores compatibles con la resistencia del hormigón.

Para la armadura: Su resistencia a tracción debe ser tal que, bajo las cargas totales y sin tener en cuenta la colaboración del hormigón en tracción, su tensión no exceda de un valor admisible predeterminado.

Una vez recordados estos principios se pasa a exponer el método de cálculo.

Como las fuerzas de pretensado que se van a introducir son inferiores a las que serían necesarias en el hormigón pretensado total, las secciones deducidas para el estado inicial resultan más reducidas, lo que permite, en el caso de secciones en I, por ejemplo, disminuir las dimensiones del ala inferior.

La magnitud de la fuerza de pretensado se determina, a partir de las solicitudes bajo las cargas totales, una vez fijado el valor de la tracción admisible en el hormigón bajo estas solicitudes. Las pérdidas de pretensado se evalúan, en primera aproximación, como en el caso del hormigón pretensado total.

La comprobación de tensiones en el hormigón bajo peso propio y pretensado inicial y bajo las cargas permanentes a lo largo del tiempo (una vez deducidas las pérdidas) se hace como en el hormigón pretensado clásico, pero teniendo en cuenta que para el primero de los estados de carga citados se pueden admitir tracciones en el hormigón situado en la parte de la sección en donde van a ir situadas las armaduras activas, siempre que dichas tracciones se anulen cuando empiecen a actuar las cargas permanentes. Esto tiene sus ventajas en algunos casos, por ejemplo, cuando se trata de estructuras construidas en voladizo.

La armadura pasiva se determina igualmente, en principio, a partir de las solicitudes originadas por las cargas totales, una vez fijado el valor de la tensión admisible en dicha armadura suponiendo que es la única que trabaja, como si se tratase de una sección de hormigón armado sometida a "flexión compuesta". Para estos casos, el valor del coeficiente de equivalencia acero-hormigón, $m = \frac{E_a}{E_b}$ se toma igual a 10.

A continuación se comprueba si esta armadura es suficiente para garantizar la integridad del hormigón hasta el momento de la introducción del pretensado. Para ello debe verificarse que resultan iguales el momento resistente deducido para la sección homogénea, con una tracción en el hormigón de 20 kp/cm^2 , y el calculado para la sección fisurada.

Conocidos los valores de las tensiones admisibles en el hormigón sometido a tracción y en la armadura, que son los indicados y comentados anteriormente, y comprobado que las pérdidas de pretensado inicialmente adoptadas son válidas se puede ya dimensionar, tanto la sección de hormigón como las armaduras activas y pasivas.

Como se sabe, en el hormigón pretensado clásico, las pérdidas son debidas a la fluencia y retracción del hormigón y a la relajación de los aceros de pretensado. En el hormigón parcialmente pretensado, sin embargo, la fluencia y la retracción se ven coartadas por la presencia de la armadura pasiva. Teniendo en cuenta esto, se ha establecido un método de cálculo (6) basado en la determinación del esfuerzo de compresión origi-

nado en los dos tipos de armaduras, a consecuencia de la fluencia y la retracción. Este esfuerzo reduce al que actúa sobre el hormigón y constituye, por tanto, una pérdida indirecta de pretensado. La pérdida directa viene ocasionada por el acortamiento de la pieza; acortamiento que en este caso es sensiblemente menor, dado que la compresión del hormigón bajo las cargas permanentes es reducida. La menor deformación originada por la fluencia es una de las ventajas de esta solución. Por lo que respecta a la pérdida total, directa e indirecta, el cálculo demuestra que, en general, resulta del mismo orden de magnitud que en el hormigón pretensado total, como se verá más adelante al hacer el estudio comparativo técnico-económico de las estructuras construidas de acuerdo con los dos métodos.

Conviene ahora tratar de la tracción admisible, bajo las cargas totales, en el hormigón primeramente y en la armadura pasiva después.

En el caso del hormigón, conviene distinguir su resistencia a tracción pura, de la resistencia a flexión pura, en flexión compuesta, y la plastificación. Todas ellas, además, resultan afectadas por la influencia de la armadura y la forma de la sección, el efecto de las dilataciones lineales, etc. Estos diferentes factores han sido ya perfectamente estudiados por los diversos laboratorios universitarios y el Centro Científico y Técnico de la Construcción, en todos sus aspectos.

En cuanto a las primeras "Recomendaciones Internacionales" redactadas por el Comité Mixto F.I.P.-C.E.B., admitían un estado límite de alargamiento del hormigón en tracción, basándose en el fenómeno de plastificación, con un coeficiente multiplicador igual a 2,5 respecto al alargamiento elástico y un diagrama rectangular de tensiones. Posteriormente, el C.E.B ha sustituido este estado límite de alargamiento por un estado límite de formación de fisuras correspondiente a una tracción uniforme fijada, a título indicativo, en 30 kp/cm^2 con un diagrama triangular de tensiones, deducido de una extrapolación lineal de los resultados obtenidos en hormigón armado. Este valor se encuentra actualmente en revisión para relacionarlo con la resistencia efectiva del hormigón en tracción, dependiente de la calidad del material, lo que es más racional.

Para el cálculo de las estructuras de hormigón parcialmente pretensado, se parte de un estado límite de alargamiento que tiene en cuenta la presencia de las armaduras pasivas y que, en diagrama rectangular, corresponde a una tracción aparente de $1/10 R'_{br}$, aproximadamente, o sea, entre 45 y 50 kp/cm^2 . Para ciertos tipos de estructuras se adopta una tensión de unos 30 kp/cm^2 .

Con respecto a la tracción en los aceros se calcula teniendo en cuenta únicamente, en el caso de flexión compuesta, la armadura constituida por los aceros pasivos, con una tensión admisible igual a la adoptada en hormigón armado (2.400 kp/cm^2 para el acero Tor). En la práctica, esto supone una tensión aproximada de 1.000 a 1.200 kp/cm^2 , debido a la presencia de la armadura activa. En ésta, la variación de tensiones resulta así del mismo orden de magnitud, con lo que se excluye todo riesgo de fatiga.

III. OBRAS REALIZADAS

Antes de iniciar la descripción de las obras de hormigón parcialmente pretensado construidas a partir de 1965, se estima conveniente recordar la génesis de las tres primeras realizaciones que fueron las que motivaron la construcción, posteriormente, de una serie de obras similares.

La primera de ellas es el viaducto de acceso al puente de Ravel, sobre el canal Dessel-Turnhout. Se trata de una estructura continua de 80 m de longitud total, dividida en cuatro tramos de 20 m y con una anchura de $19,20 \text{ m}$ (figs. 1 y 2).

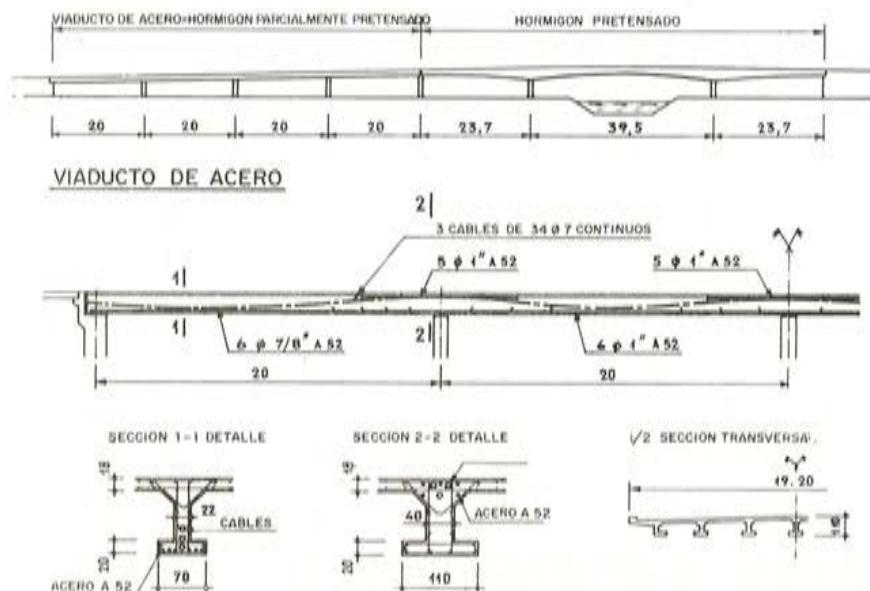


Fig. 1. — Puente de Ravels.

El puente sobre el canal propiamente dicho, de tres tramos, se construyó en hormigón pretensado total, ya que la Administración quería asegurarse del buen comportamiento del viaducto de acceso antes de decidirse a construir, de acuerdo con esta técnica, un puente continuo de mayor luz. Los excelentes resultados obtenidos en los ensayos correspondientes permitieron que se autorizase la aplicación del hormigón pretensado parcial en obras posteriores.



Fig. 2. — Puente de Ravels. Viaducto de acceso.

La segunda obra fue el puente de Balen-Neet, situado sobre el mismo canal (figs. 3 y 4).

Se trata de una estructura continua de tres tramos de 100 m de longitud total. El tramo central es de 50 y de 25 m los dos laterales. La anchura es de 13,36 m.

Fig. 3.— Puente de Balen-Neet.

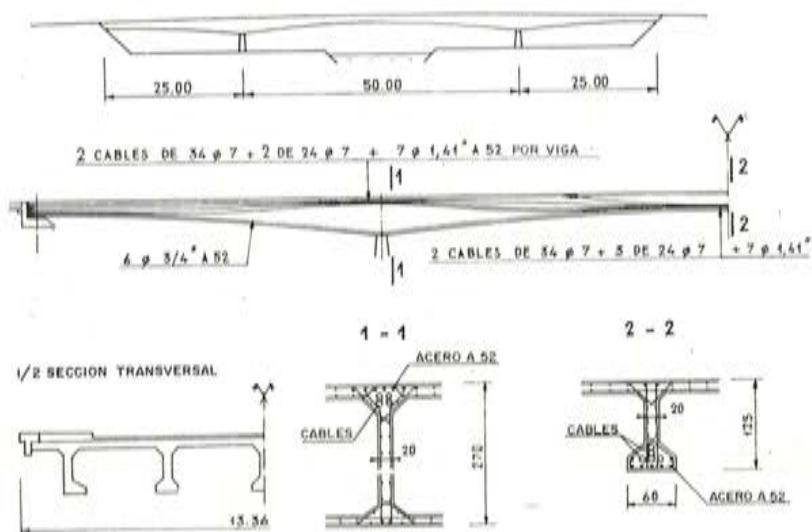


Fig. 4.— Puente de Balen-Neet.

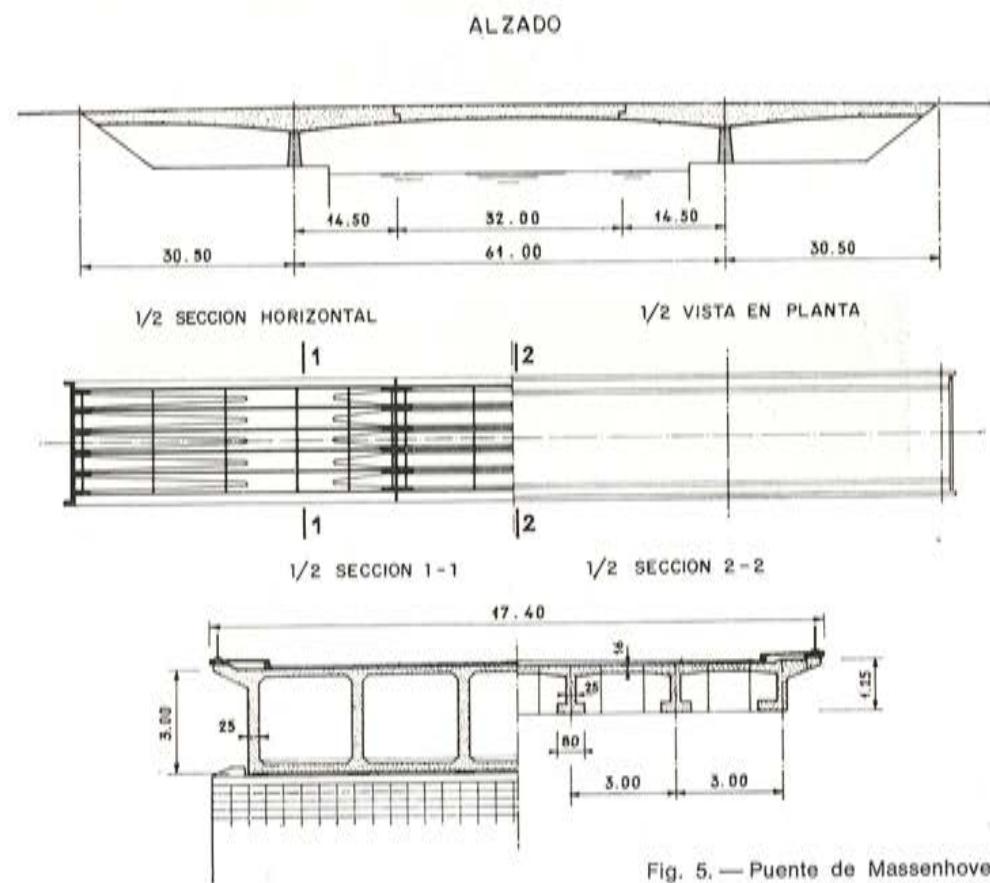


Fig. 5.— Puente de Massenhoven.

La tercera estructura de esta serie es un puente de tres tramos construido en voladizo. Se trata del puente de Massenhoven, situado sobre el canal Albert (figs. 5 a 7).

Su longitud total es de 122 m. El tramo central tiene 61 m de luz y 30,50 m los laterales. La anchura del tablero es de 17,40 m. La parte central, de 32 m de longitud, que apoya sobre las ménsulas que parten de las dos pilas centrales, cerrando así el tramo principal, se construyó a base de vigas prefabricadas a pie de obra. La losa que enlaza las cabezas superiores de estas vigas, así como las riostras entre ellas hormigonadas, van pretensadas transversalmente.

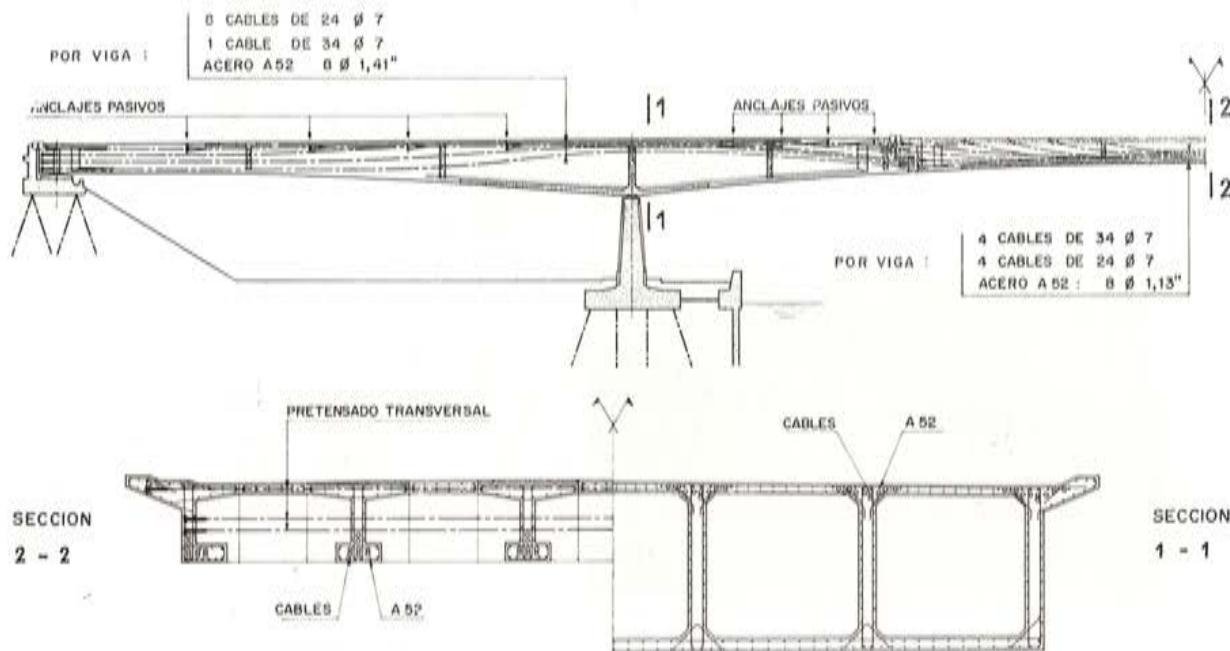


Fig. 6. — Puente de Massenhoven.



Fig. 7. — Puente de Massenhoven.

Y esta era la situación en 1965. A continuación se describen las posteriores realizaciones. Además de puentes, viaductos y carreteras elevadas existen también otras obras que se irán describiendo sucesivamente.

1. Puentes.

Los puentes de tres tramos, continuos o en voladizo, de momento de inercia variable, son muy frecuentes en Bélgica, y a ellos pertenecen la mayor parte de las obras que se van a exponer.

Fig. 8. — Puente de Geisteren.

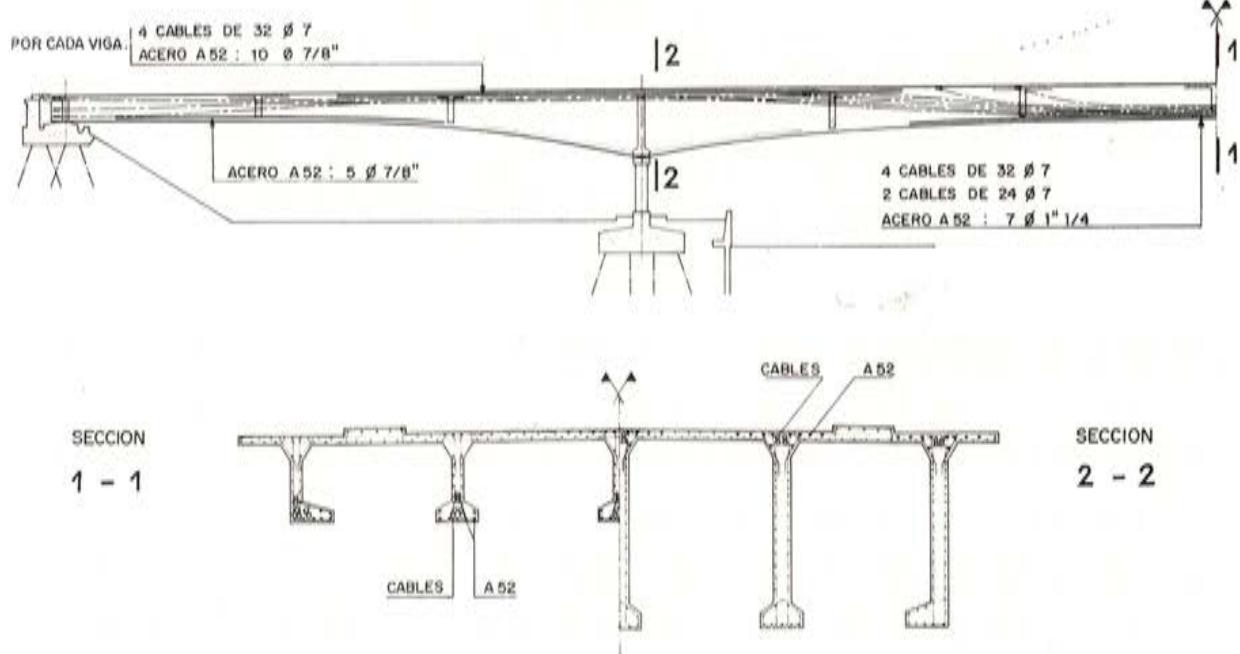
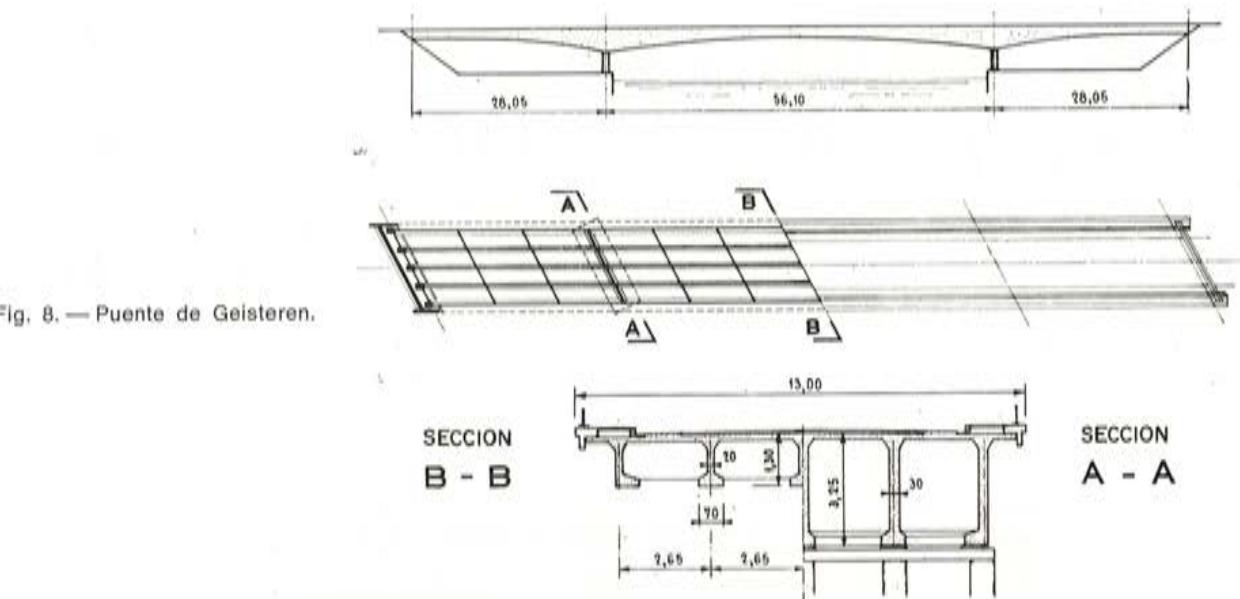


Fig. 9. — Puente de Geisteren. Trazado de cables y distribución de armaduras.

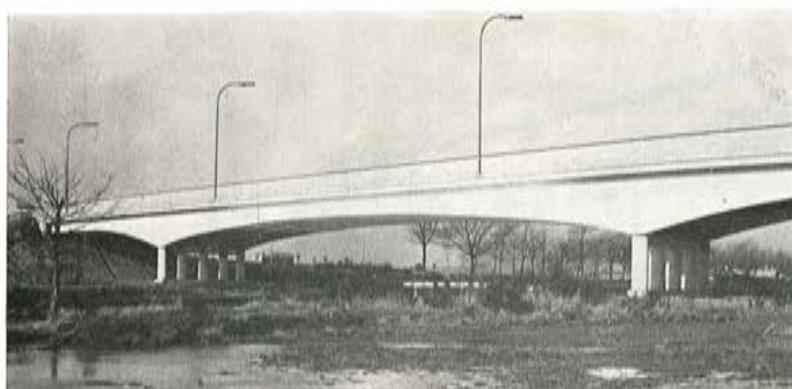


Fig. 10. — Puente de Geisteren.

1.1. *Estructuras continuas.*

Sobre los canales de Limburgo se han construido una docena de puentes continuos idénticos al de Balen-Neet.

También se han terminado otros tres puentes análogos a los precedentes, pero en esviaje. Uno de ellos es el de Geisteren, sobre el canal del Zuidwillemesvaart (figs. 8 a 10).

A causa de la oblicuidad, las luces aumentan alcanzando los 56,10 m en el tramo central, y 28,05 m en los tramos laterales. La anchura del tablero es de 13 m. Cada una de

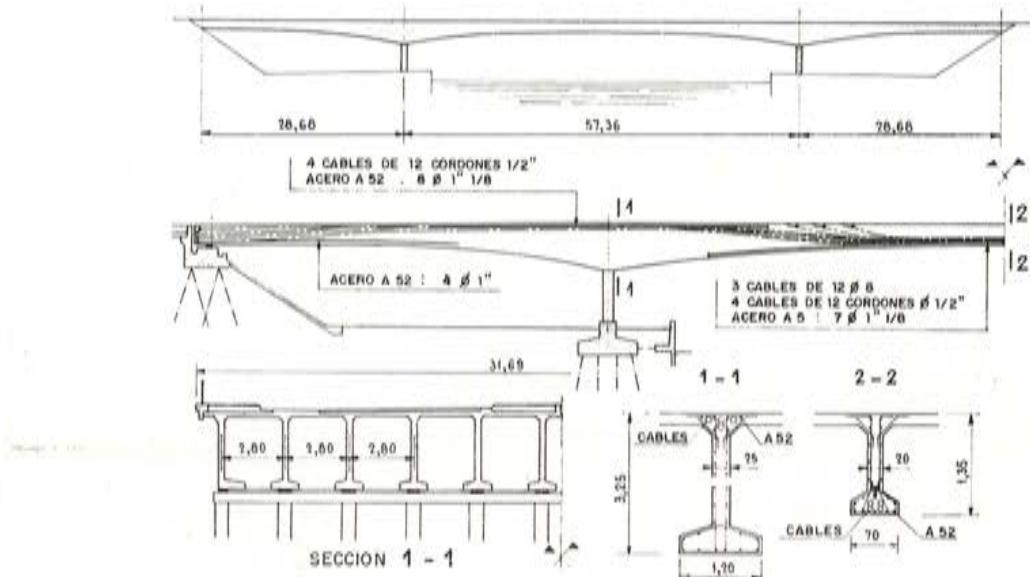


Fig. 11. — Puente de Bree.

las pilas está constituida por cinco fustes cilíndricos de 70 cm de diámetro, enlazados entre sí por un dintel superior.

A la vista de los satisfactorios resultados obtenidos en esta serie de obras de hormigón parcialmente pretensado, posteriormente se construyeron otros puentes más importantes.

Entre ellos está el puente de Bree sobre el canal del Zuidwillemesvaar (figs. 11 y 12). Es también un puente oblicuo de tres tramos, de los cuales el central tiene 57,30 y 28,60 m los laterales. El tablero, de 31,69 m de anchura, lleva una junta longitudinal, coincidiendo con el eje del puente. Está constituido por doce vigas colocadas con una separación de 2,80 m entre ejes.



Fig. 12. — Puente de Bree.

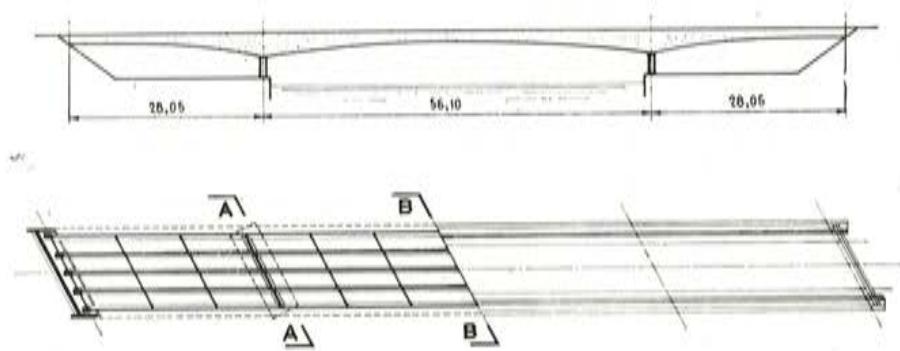


Fig. 8. — Puente de Geisteren.

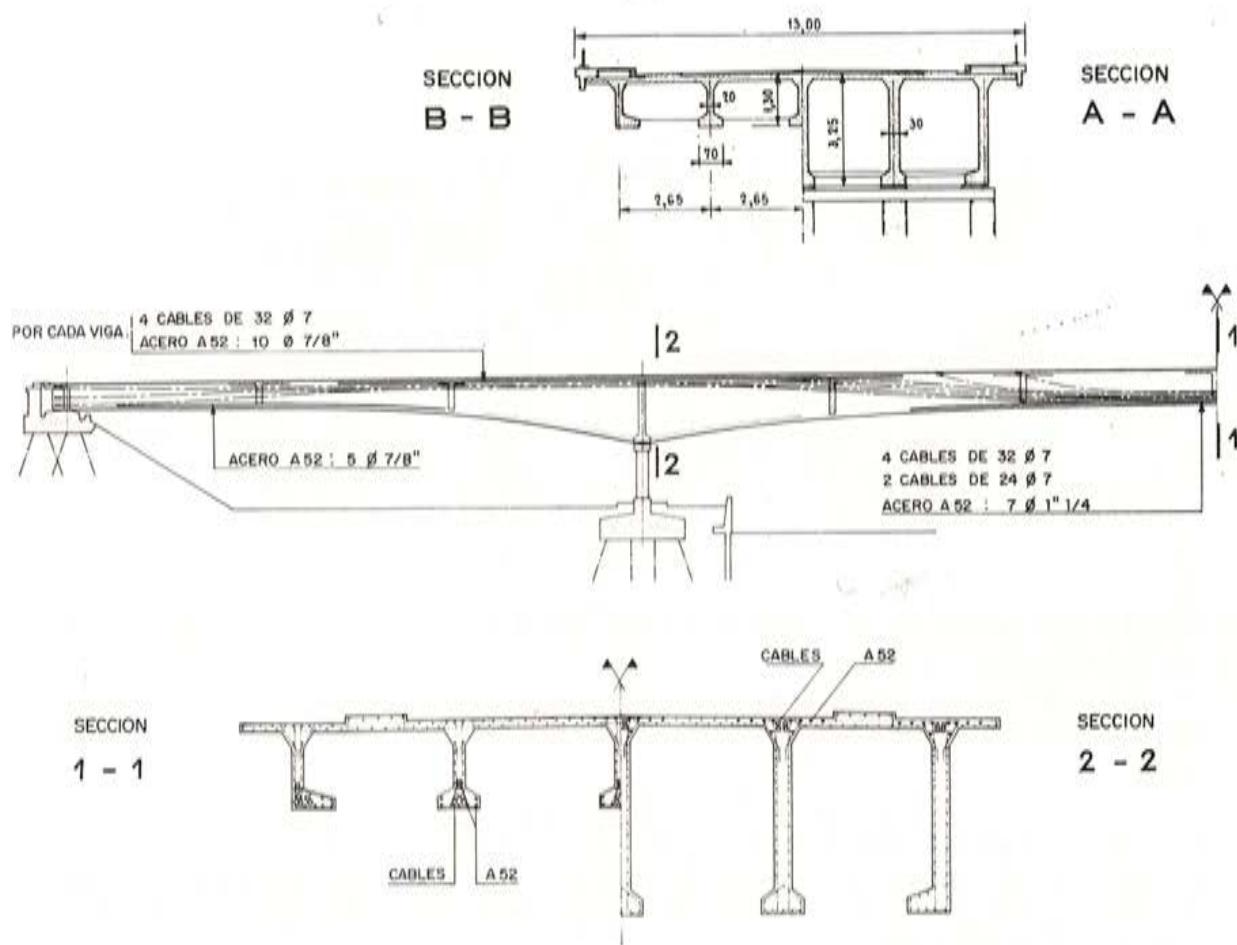


Fig. 9. — Puente de Geisteren. Trazado de cables y distribución de armaduras.

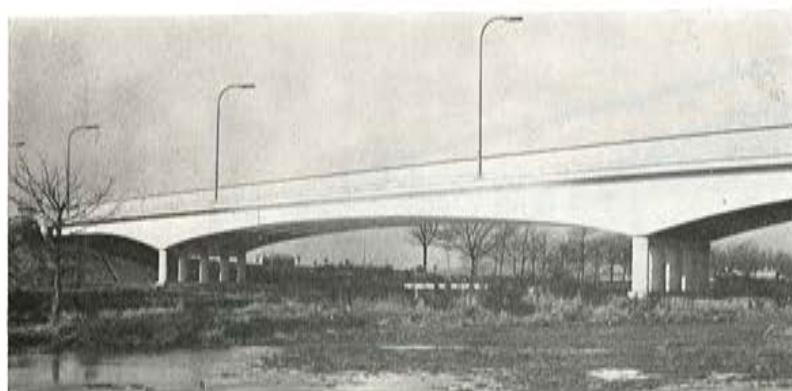


Fig. 10. — Puente de Geisteren.

1.1. Estructuras continuas.

Sobre los canales de Limburgo se han construido una docena de puentes continuos idénticos al de Balen-Neet.

También se han terminado otros tres puentes análogos a los precedentes, pero en esvaje. Uno de ellos es el de Geisteren, sobre el canal del Zuidwillemavaart (figs. 8 a 10).

A causa de la oblicuidad, las luces aumentan alcanzando los 56,10 m en el tramo central, y 28,05 m en los tramos laterales. La anchura del tablero es de 13 m. Cada una de

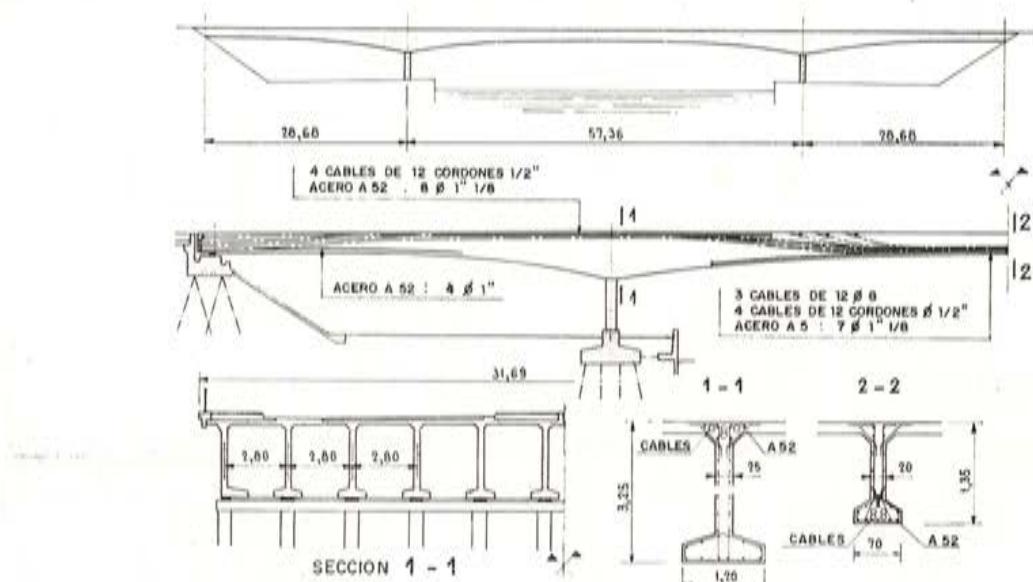


Fig. 11. — Puente de Bree.

las pilas está constituida por cinco fustes cilíndricos de 70 cm de diámetro, enlazados entre sí por un dintel superior.

A la vista de los satisfactorios resultados obtenidos en esta serie de obras de hormigón parcialmente pretensado, posteriormente se construyeron otros puentes más importantes.

Entre ellos está el puente de Bree sobre el canal del Zuidwillemavaar (figs. 11 y 12). Es también un puente oblicuo de tres tramos, de los cuales el central tiene 57,30 y 28,60 m los laterales. El tablero, de 31,69 m de anchura, lleva una junta longitudinal, coincidiendo con el eje del puente. Está constituido por doce vigas colocadas con una separación de 2,80 m entre ejes.



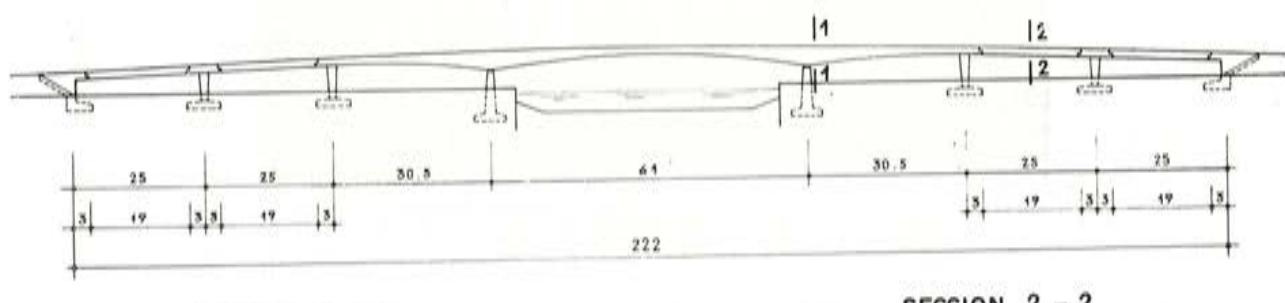
Fig. 12. — Puente de Bree.

Otro tipo de puente es el de Mol-Gompel (figs. 13 a 16). Esta obra, situada sobre el canal Kwaadmechelen-Dessel, cerca de Mol, tiene una longitud total de 222 m y una anchura de 14,50 m. La parte principal del puente está constituida por tres tramos continuos de 31,50, 61 y 31,50 m de luz.

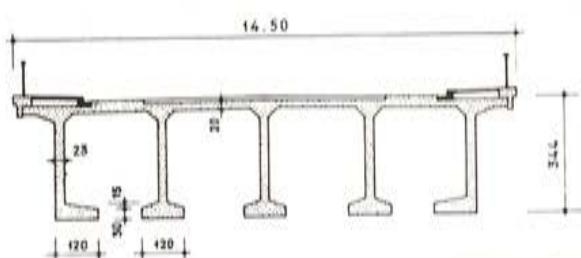
Los tramos de acceso en los dos extremos del puente tienen una luz de 25 m y están constituidos por ménsulas, de 3 m, de hormigón armado, que parten de las pilas, y sobre dichas ménsulas apoya un tramo de 19 m de longitud construido, utilizando vigas prefabricadas a pie de obra.

El puente principal lleva cinco vigas. La armadura de pretensado está formada por cinco cables de 34 alambres, de 7 mm de diámetro, continuos por viga, y tres cables

AL ZADO



SECCION 1 - 1



SECCION 2 - 2

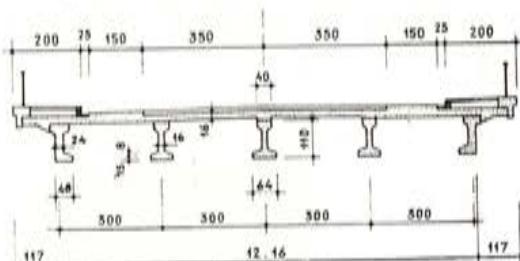


Fig. 13. — Puente de Mol-Gompel.

AL ZADO

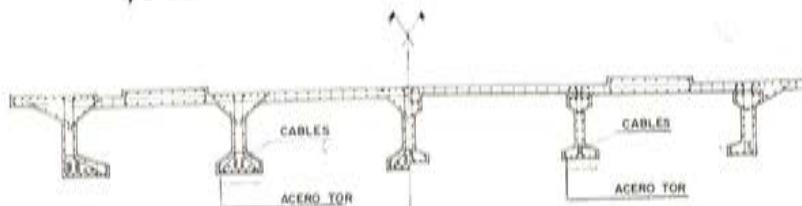
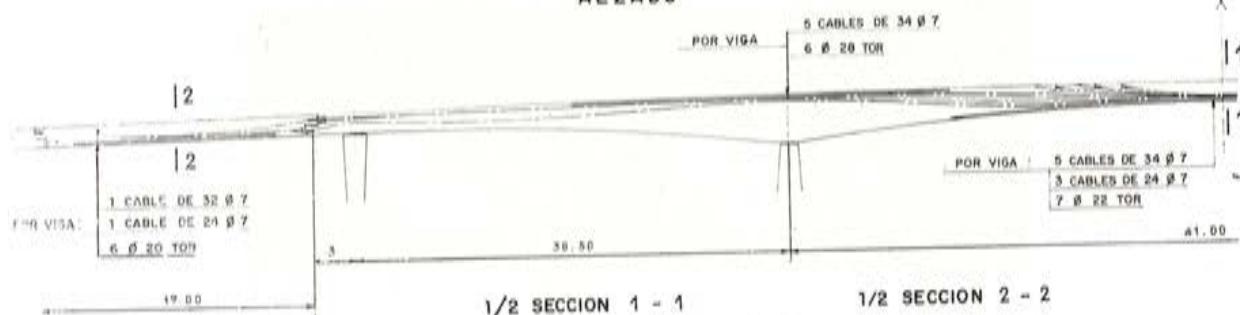


Fig. 14. — Puente de Mol-Gompel. Trazado de cables y distribución de armaduras.

suplementarios de 24 alambres también, de 7 mm de diámetro, en el tramo central. Como armadura pasiva se utilizaron seis barras Tor del 28 por viga encima de las pilas y siete barras del 22 en el centro del vano.



Fig. 15. — Puente de Mol-Gompel. Tramos de acceso.

Los tramos de acceso están constituidos por cinco vigas prefabricadas a pie de obra. Cada una va pretensada mediante un cable de 32 alambres \varnothing 7 y otro de 24 \varnothing 7. La armadura pasiva de cada viga está formada por seis barras Tor \varnothing 20.

En las figuras 15 y 16 puede verse la obra durante su construcción.

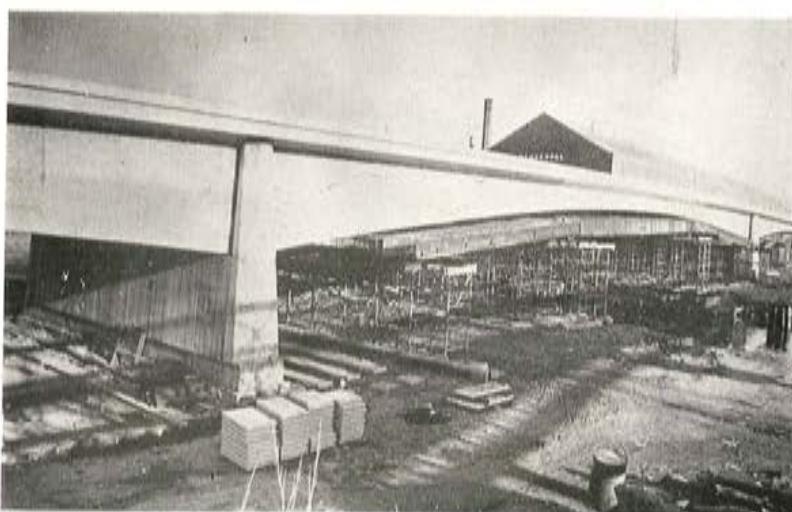


Fig. 16. — Puente de Mol-Gompel. Tramos sobre el canal.

La primera obra parcialmente pretensada, construida por voladizos sucesivos (fig. 17), fue un puente continuo, de tres tramos y 179 m de longitud total, sobre el canal Albert, en Eigenbilzen. La anchura del puente es de 16 m, y las luces de 45, 89 y 45 m.

El tramo central, situado sobre el canal, es el único construido por voladizos a base de dovelas de 3,50 m de longitud. Los laterales se construyeron sobre cimbra. El hor-

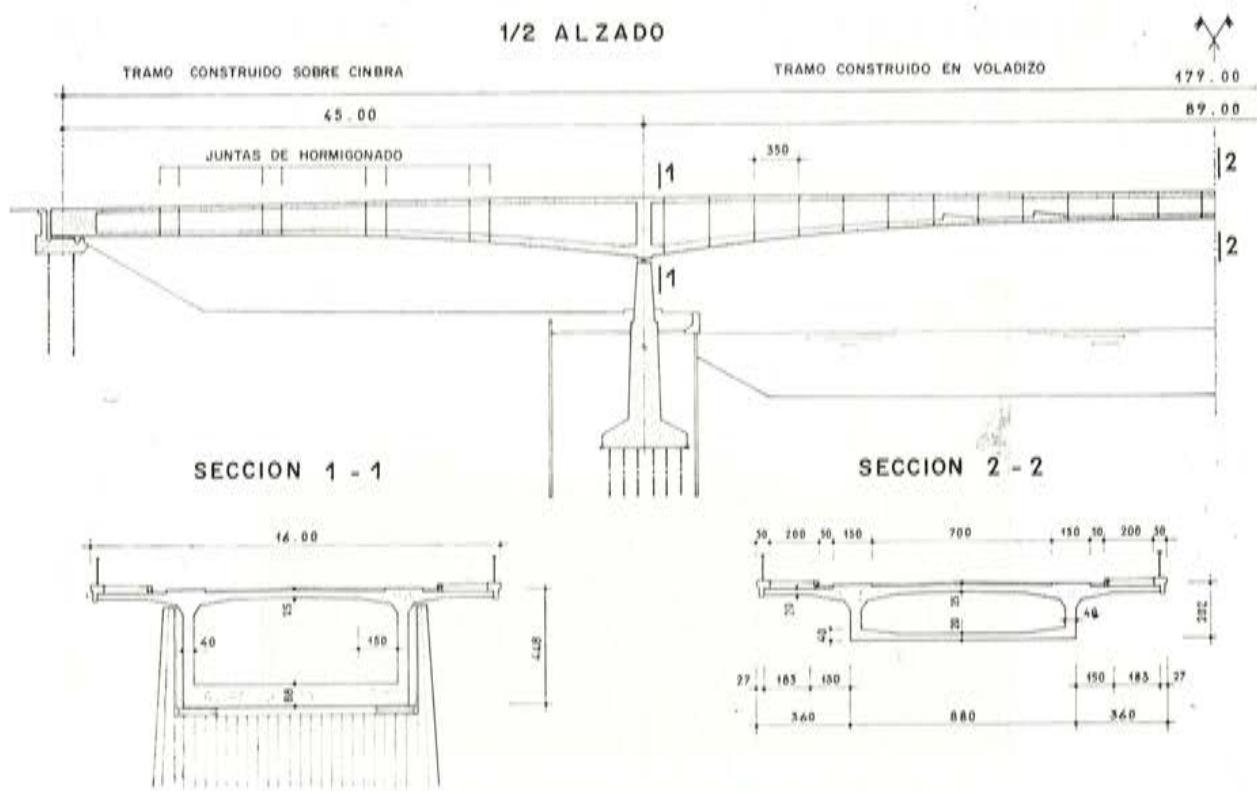


Fig. 17. — Puente de Eigenbilzen.

migonado se hizo en cinco partes, separadas entre sí por 1,50 m. Esto permitía el pretensado sucesivo de estos trozos con la parte correspondiente del tramo central.

Como armadura de pretensado se utilizaron 76 cables de 12 cordones de 13 mm de diámetro sobre las pilas (para el conjunto del puente) y 54 cables de 12 Ø 8 en el centro del tramo principal, junto con una armadura pasiva constituida por 51 barras de acero Tor de 22 mm de diámetro (fig. 18).

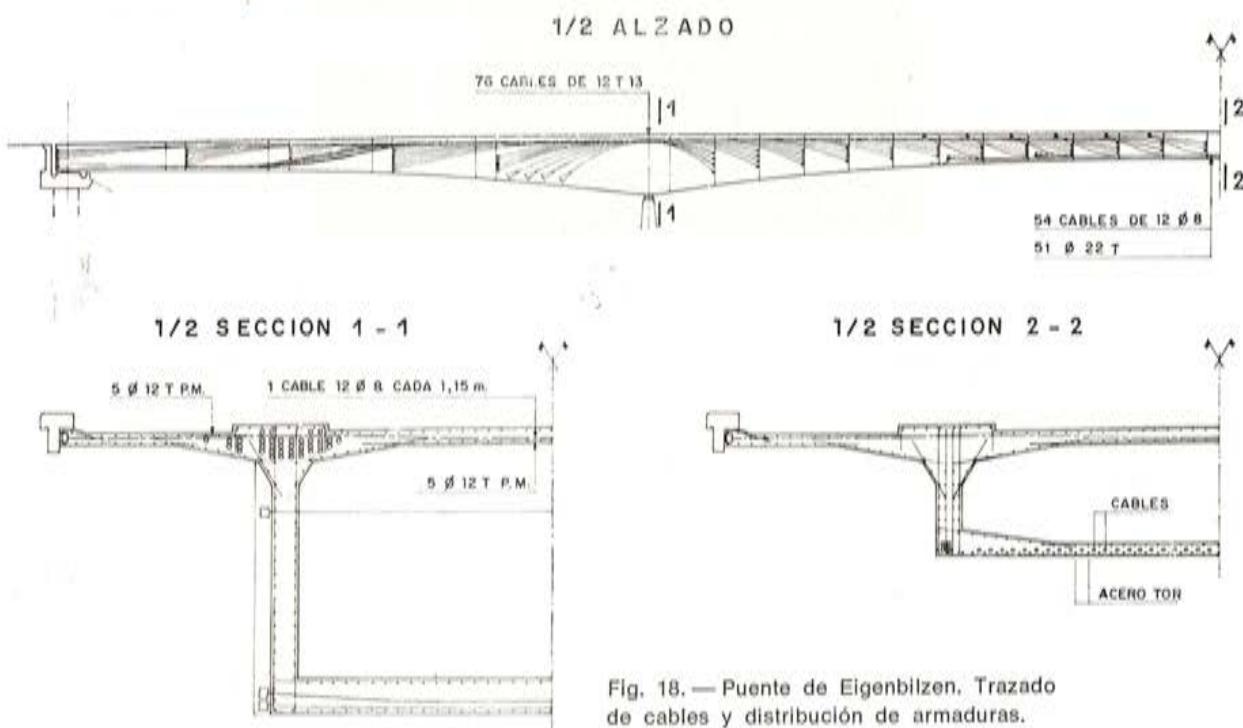


Fig. 18. — Puente de Eigenbilzen. Trazado de cables y distribución de armaduras.

La losa superior se pretensó transversalmente mediante tres cables de $12 \oslash 8$ por dovela; es decir, dispuestos a 1,17 m entre ejes. Este pretensado parcial se completó con una armadura superior pasiva, de $5 \oslash 12$ Tor por metro, encima de las vigas y otra inferior de $5 \oslash 12$ Tor en el eje del puente.

En las figuras 19 y 20 puede verse el puente durante su construcción y una vez terminado.



Fig. 19. — Puente de Eigenbilzen. Vista durante la construcción.

Para terminar la descripción de los puentes continuos a continuación se hace un estudio comparativo entre dos obras de idénticas dimensiones; una construida en hormigón pretensado clásico y otra en hormigón parcialmente pretensado (5).



Fig. 20. — Puente de Eigenbilzen.

La primera está situada en Neeroeteren, sobre el canal del Zuidwillemsvaart, en Limburgo (figs. 21 a 23). La segunda es el puente de Gervoort, sobre el canal Dessel-Turnhout, y forma parte de la serie de 12 puentes del mismo tipo que el de Balen-Neet, anteriormente descrito (figs. 24 a 27).

Las luces y la anchura de ambos puentes son las mismas: 50 m el tramo central; 25, los laterales, y 13 m de anchura de tablero. Están constituidos por cinco vigas de canto variables situadas a 2,65 m entre ejes.

La anchura del ala inferior de las vigas en el tramo central es de 1,10 m en el puente pretensado clásico, y de 0,55 m en el puente parcialmente pretensado; o sea, la mitad.

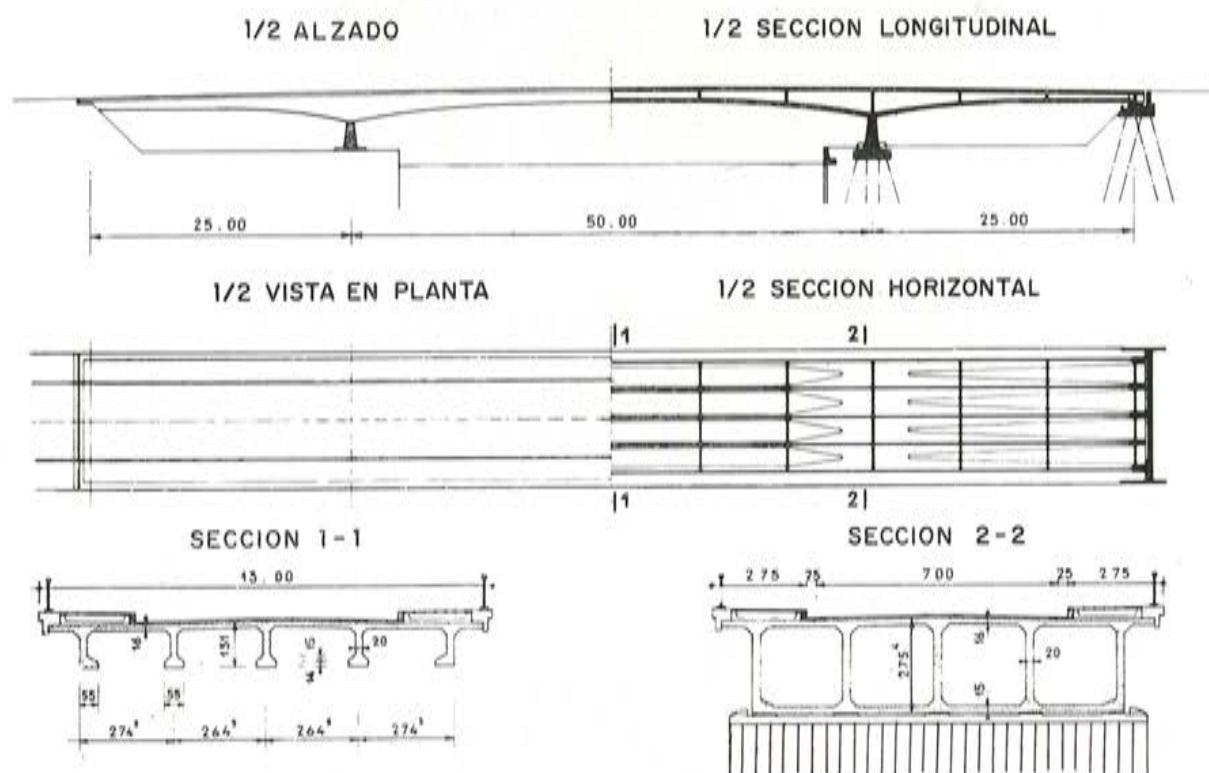


Fig. 21.—Puente de Neeroeteren.

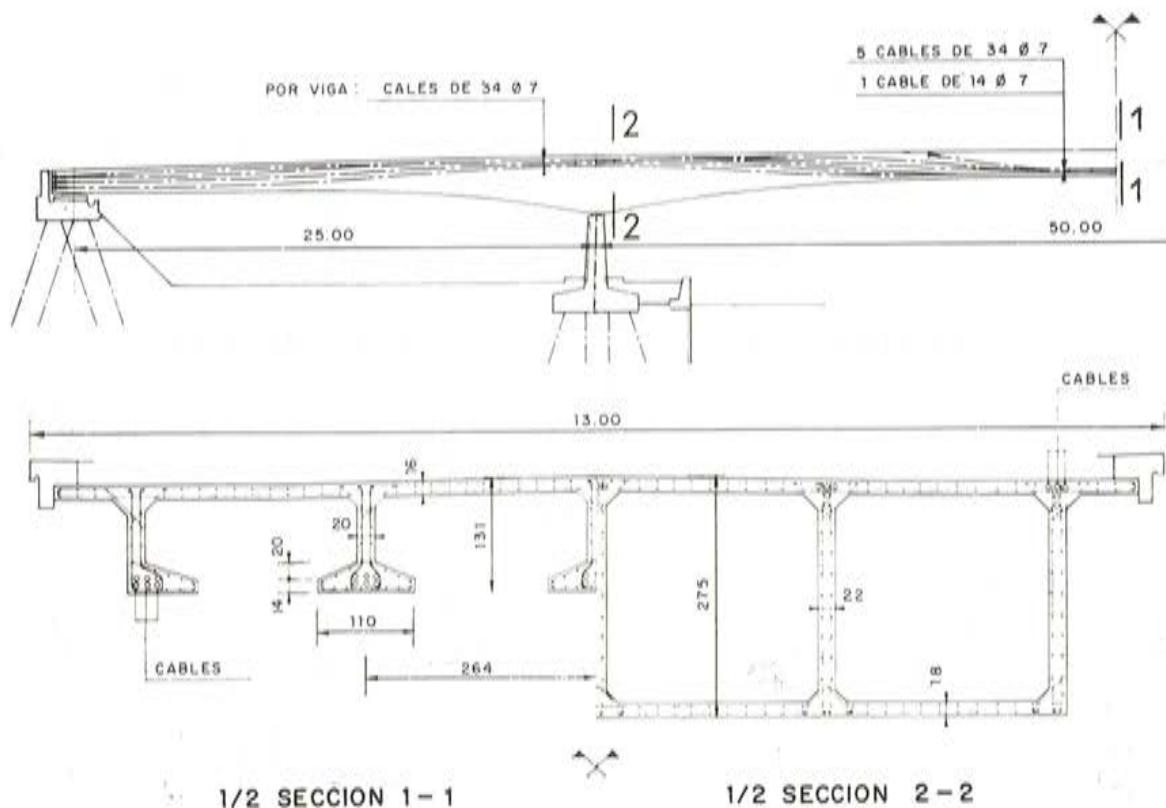


Fig. 22.—Puente de Neeroeteren. Trazado de cables y distribución de armaduras.



Fig. 23.—Puente de Neeroeteren.

Esta anchura, en los dos puentes, va aumentando a medida que se avanza hacia los apoyos, y la sección se transforma en una viga cajón en las proximidades de las pilas.

La armadura de pretensado está constituida por cinco cables continuos de $34 \varnothing 7$, y un cable curvo de $14 \varnothing 7$ por viga en el puente pretensado clásico. Es decir, en total 920 alambres para las cinco vigas. El puente parcialmente pretensado, en cambio, lleva sólo tres cables de $34 \varnothing 7$, y otro curvo de $16 \varnothing 7$ por viga, lo que supone un total de 590 alambres, con un ahorro del 36 por 100.

Cada viga lleva como armadura pasiva en la parte inferior $6 \varnothing 3,2$ (1,27") A 52 en el tramo central, y $4 \varnothing 15,9$ (5,8") en los laterales. Encima de las pilas, la armadura superior está constituida por $8 \varnothing 3,2$ (1,27") A 52.

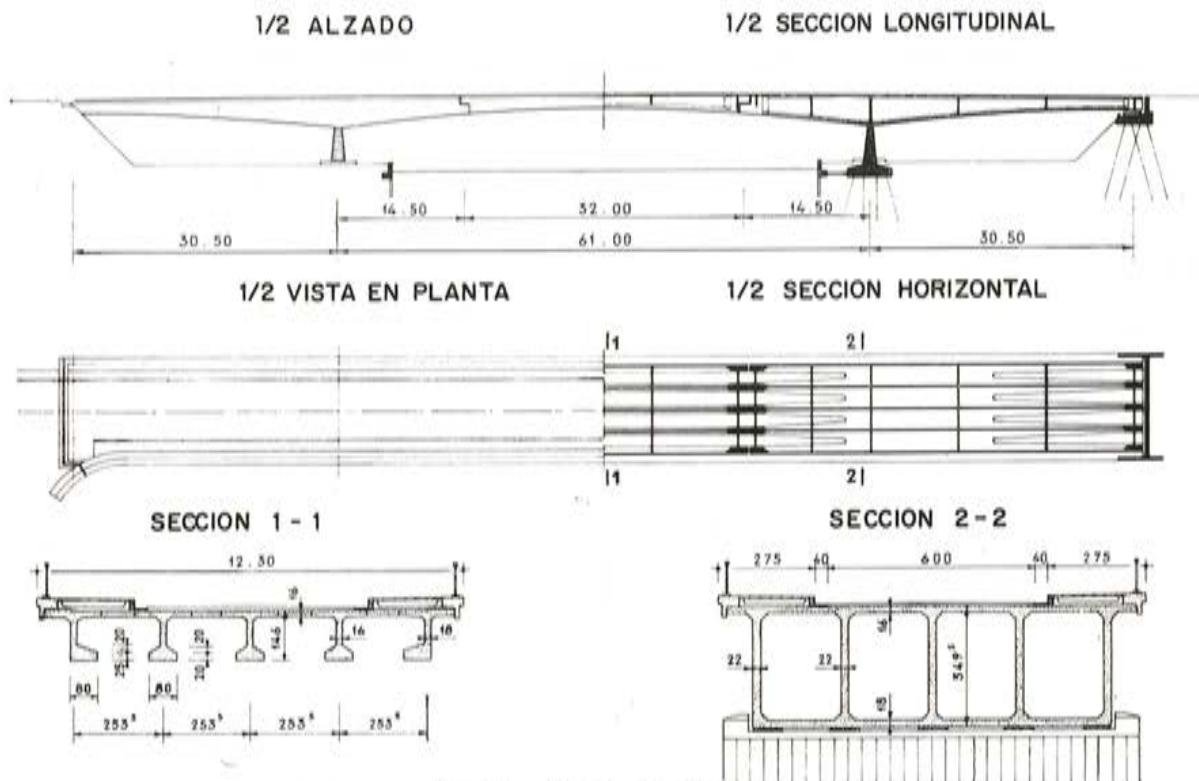


Fig. 24.—Puente de Gervoort.

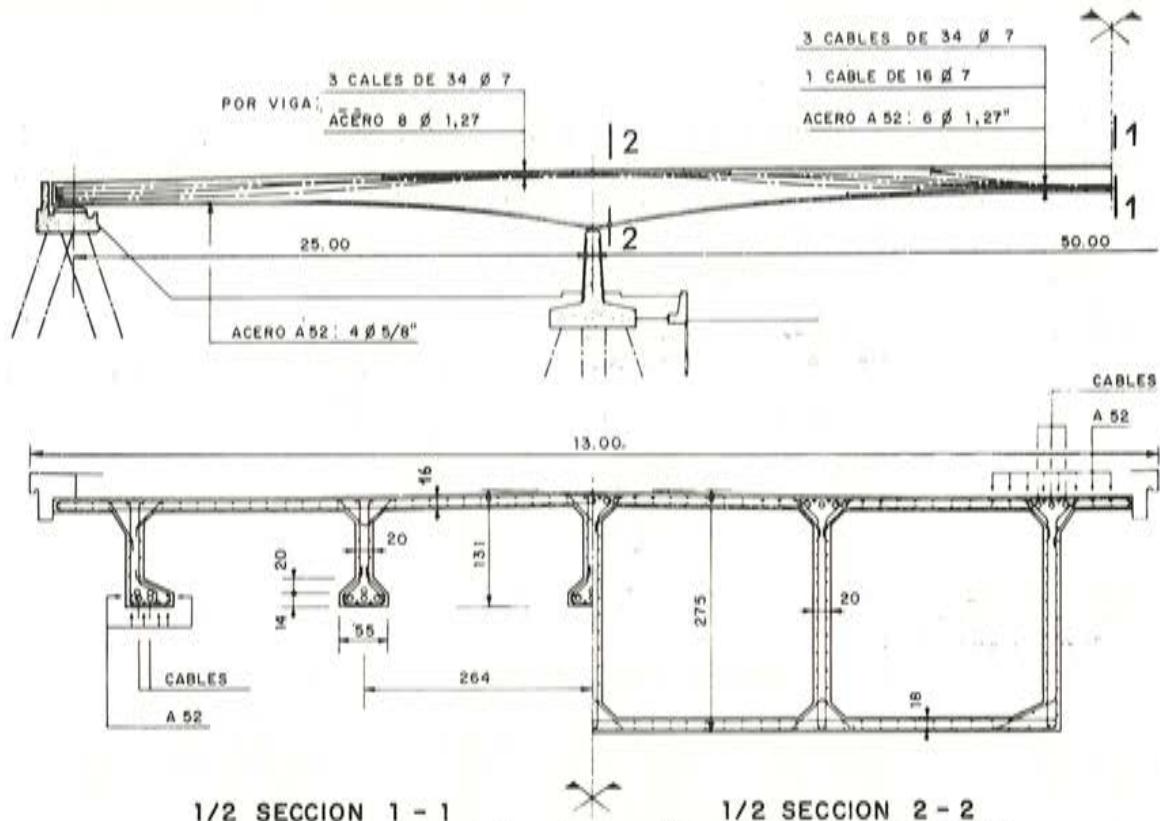


Fig. 25.—Puente de Gervoort. Trazado de cables y distribución de armaduras.



Fig. 26.—Puente de Gervoort.

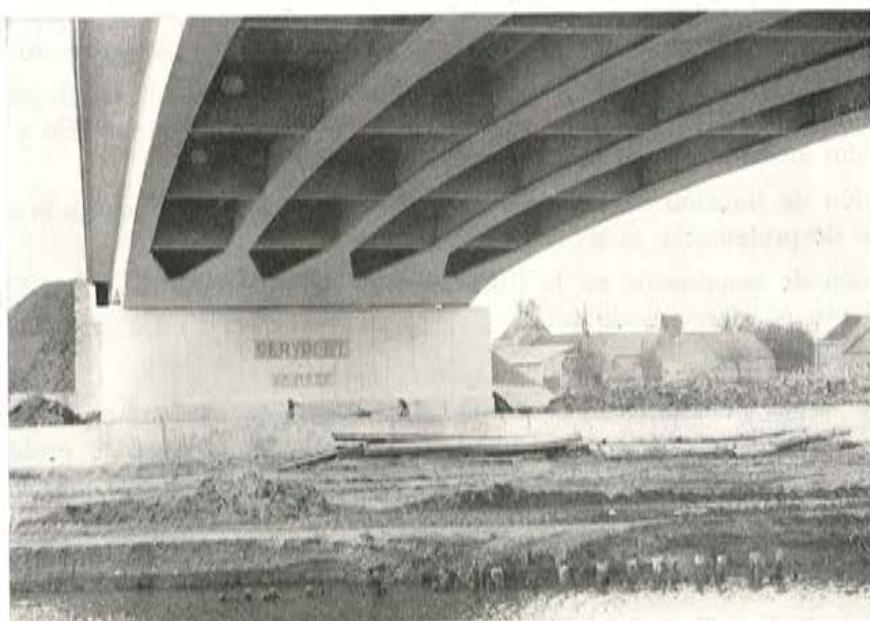


Fig. 27.—Puente de Gervoort.

Resulta interesante comparar ahora las tensiones que se producen en las dos obras (figura 28). Las del puente pretensado clásico se representan en los diagramas con líneas de trazos, y sus valores son los que aparecen entre paréntesis.

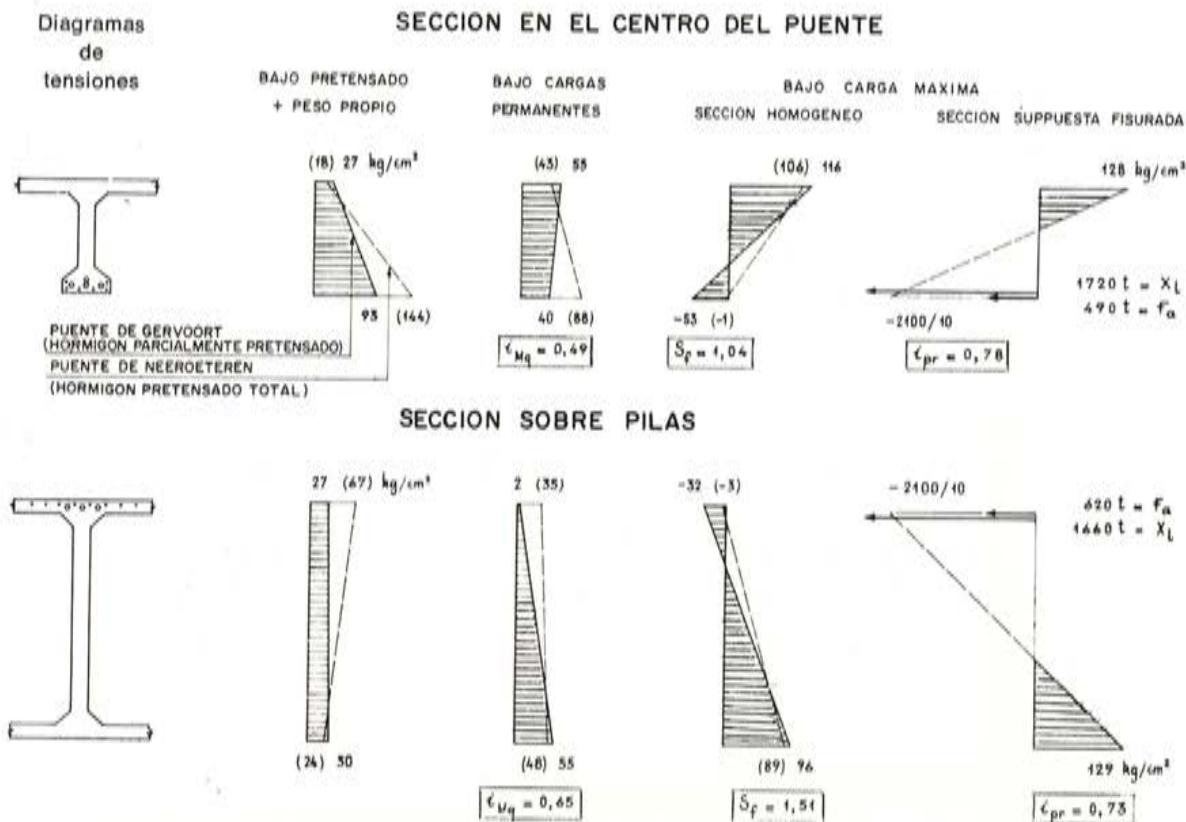


Fig. 28. — Puentes de Neeroeteren y de Gervoort.

Sección en el centro del puente:

Bajo la acción de las cargas permanentes, la tensión de compresión residual en la fibra inferior del puente parcialmente pretensado es de 40 kp/cm^2 , frente a los 88 kp/cm^2 , que resultan en el totalmente pretensado. Las cargas permanentes suponen el 0,49; o sea, aproximadamente la mitad de las cargas totales.

Cuando actúan las cargas totales en el puente parcialmente pretensado, la tensión aparente de tracción, calculada sobre la sección homogeneizada, es de 53 kp/cm^2 . El coeficiente de seguridad a la fisuración, deducido a partir del alargamiento límite, es de 1,04.

Bajo esta solicitud en la sección supuesta fisurada y calculada en flexión compuesta, el índice de pretensado, o sea, la relación entre la fuerza de pretensado y el esfuerzo total en las dos armaduras, activa y pasiva, resulta igual a 0,78.

La tensión de tracción de las armaduras pasivas, sin tener en cuenta la sobretensión de los aceros de pretensado, es de 2.100 kp/cm^2 .

La tensión de compresión en la fibra superior del hormigón es de 128 kp/cm^2 en el caso del puente con pretensado total.

Sección sobre pilas:

Bajo las cargas permanentes, la tensión de compresión residual en la fibra inferior, en el puente parcialmente pretensado, es de 2 kp/cm^2 . En el caso de pretensado total dicha tensión se eleva a 35 kp/cm^2 . La relación ahora entre las cargas permanentes y las totales es de 0,65, aproximadamente los 2/3.

Bajo las cargas totales, en el puente parcialmente pretensado, la tensión aparente de tracción es de 32 kp/cm^2 , el coeficiente de seguridad a fisuración 1,51, y el índice de pretensado 0,73.

La tensión de tracción de las armaduras pasivas, sin tener en cuenta la sobretensión de los aceros de pretensado, se mantiene en los 2.100 kp/cm^2 .

La tensión de compresión máxima en la fibra inferior resulta igual a 129 kp/cm^2 , frente a 89 kp/cm^2 en el puente con pretensado total.

En relación con el esfuerzo cortante, la máxima tensión principal de tracción encima de las pilas es de 11 kp/cm^2 en el puente parcialmente pretensado, y de 7 kp/cm^2 en el totalmente pretensado. En los estribos, estos valores pasan a ser de 8 y 5 kp/cm^2 , respectivamente.

En el estado límite último, el coeficiente de seguridad a la rotura es ligeramente superior a 2 en los dos puentes.

Se puede igualmente hacer un estudio comparativo de las pérdidas de pretensado en las dos horas (6).

La figura 29 muestra para la sección central la variación de la pérdida total de pretensado por fluencia y retracción en función de la cuantía total del conjunto de las dos armaduras, activas y pasivas, y en función también del índice de pretensado (i_{pr}).

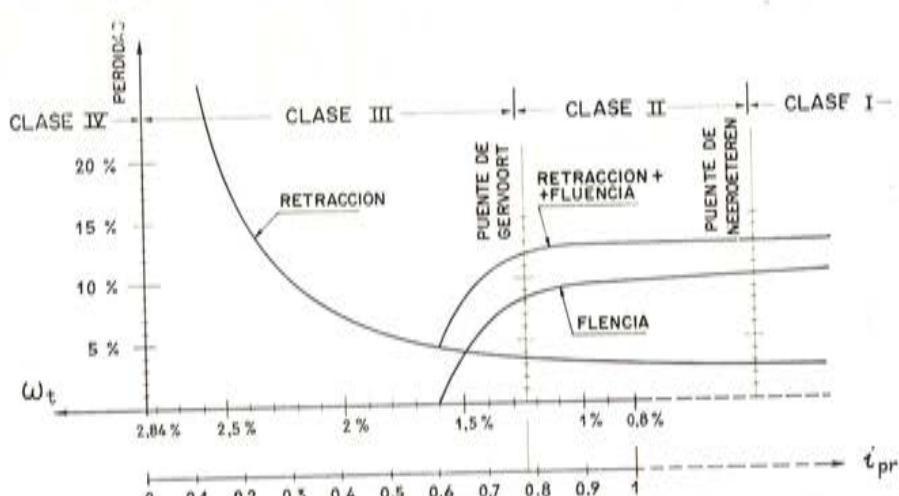


Fig. 29.—Variación de las pérdidas de pretensado ocasionadas por la fluencia y la retracción, en función de ω_t .

Se ve que la pérdida por fluencia disminuye con i_{pr} y se anula, en clase 3, para $i_{pr} = 0,6$, valor correspondiente a la descompresión bajo cargas permanentes; en cambio, la pérdida por retracción aumenta rápidamente a partir de este momento y adquiere valores muy considerables cuando aumenta la cuantía de armaduras en clase 3.

En el caso que se comenta, la elección de un $i_{pr} = 0,6$ para el puente parcialmente pretensado viene condicionada por consideraciones de seguridad a la fisuración bajo las cargas totales, ya que se está en clase 2.

El cálculo demuestra que la pérdida directa, por fluencia y retracción, en la armadura de pretensado es un 50 por 100 menor en el caso de pretensado parcial que en el puente con pretensado clásico. Incluyendo las pérdidas indirectas, consecuencia, como antes se ha indicado, de la presencia de las armaduras pasivas, los valores son prácticamente iguales en las dos obras.

Los ensayos efectuados sobre las 12 estructuras parcialmente pretensadas han demostrado un comportamiento que coincide, en todos los aspectos, con el previsto en el cálculo. No se detectó ninguna fisura bajo la acción de las cargas, ni durante la ejecución antes de introducir el pretensado.

1.2. Estructuras en voladizo.

A continuación se hace un estudio comparativo de dos obras idénticas construidas en voladizo, una en hormigón pretensado clásico y otra con pretensado parcial.

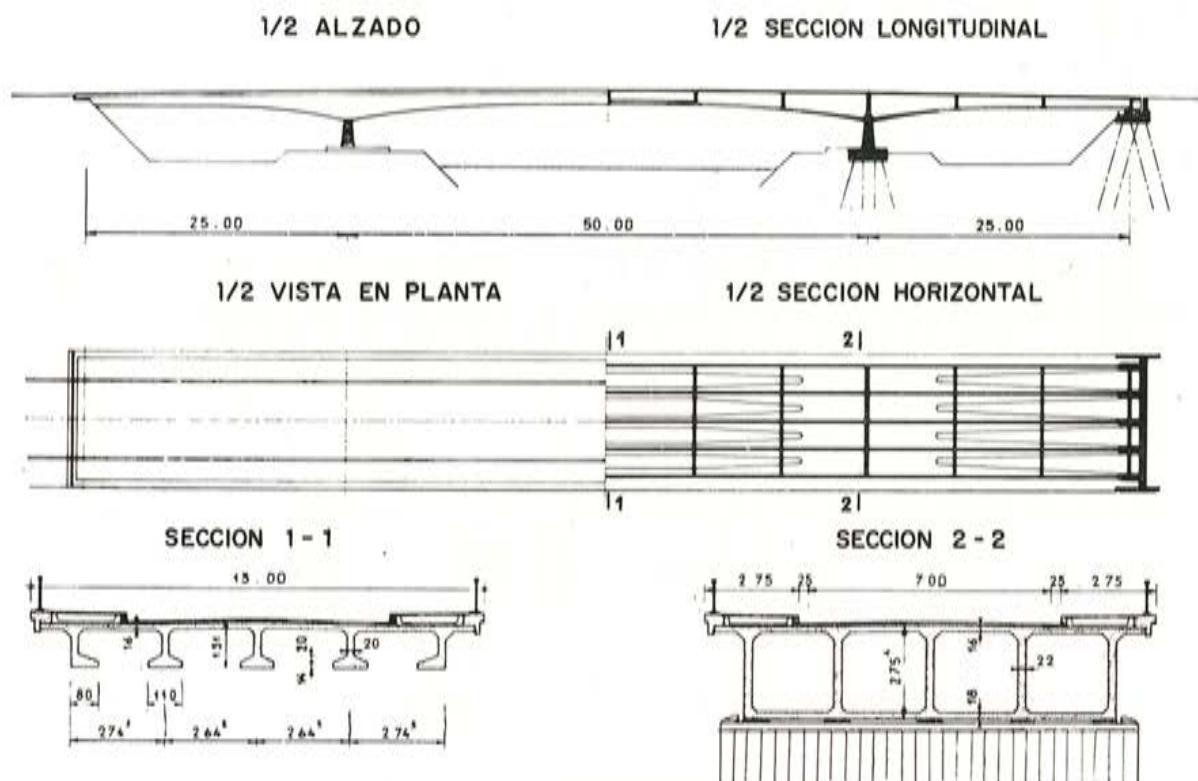


Fig. 30. — Puente de Stokrooi.

La primera es el puente de Stokrooi, que forma parte de un grupo de 15 puentes iguales totalmente pretensados, situados sobre el canal Albert (figs. 30 a 32); la segunda es el de Meerhout, situado sobre el mismo canal (figs. 33 a 36).

Las dimensiones exteriores son las mismas en los dos casos. Las luces son: 61 m en el tramo central, y 30,50 m en los laterales. La parte apoyada entre ménsulas del tramo central tiene 32 m de longitud. La anchura del tablero es de 12,30 m.

El puente totalmente pretensado está constituido por cinco vigas, y por cuatro el parcialmente pretensado.

La anchura de la cabeza inferior de las vigas prefabricadas de la parte apoyada del tramo central es de 80 cm en el puente con pretensado total, y de 60 cm en el otro. Ocurre que a pesar de ir más separadas, las vigas de este último puente son más ligeras que las del totalmente pretensado (62 toneladas en lugar de 75 toneladas).

La armadura activa consta de 898 $\varnothing 7$, en total, para las cinco vigas prefabricadas con pretensado total y de 622 $\varnothing 7$ para las cuatro vigas parcialmente pretensadas; lo que supone una disminución del 31 por 100.

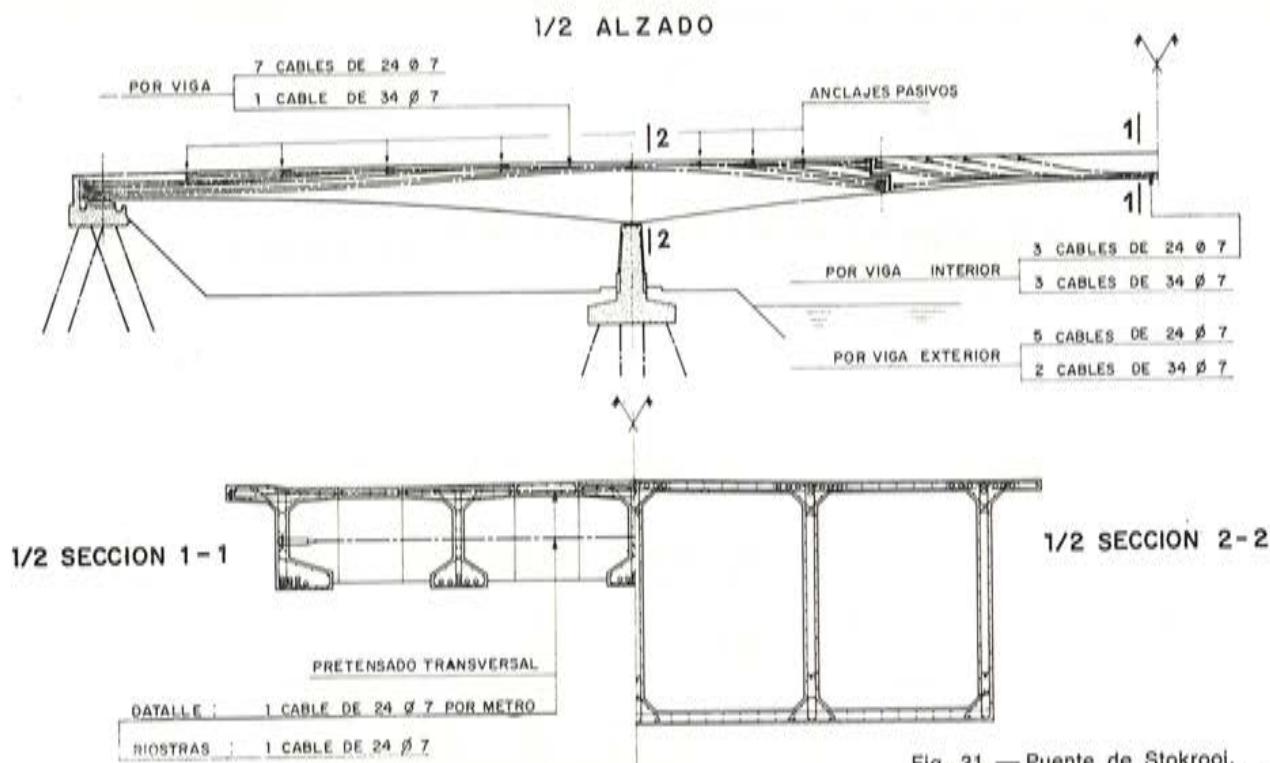
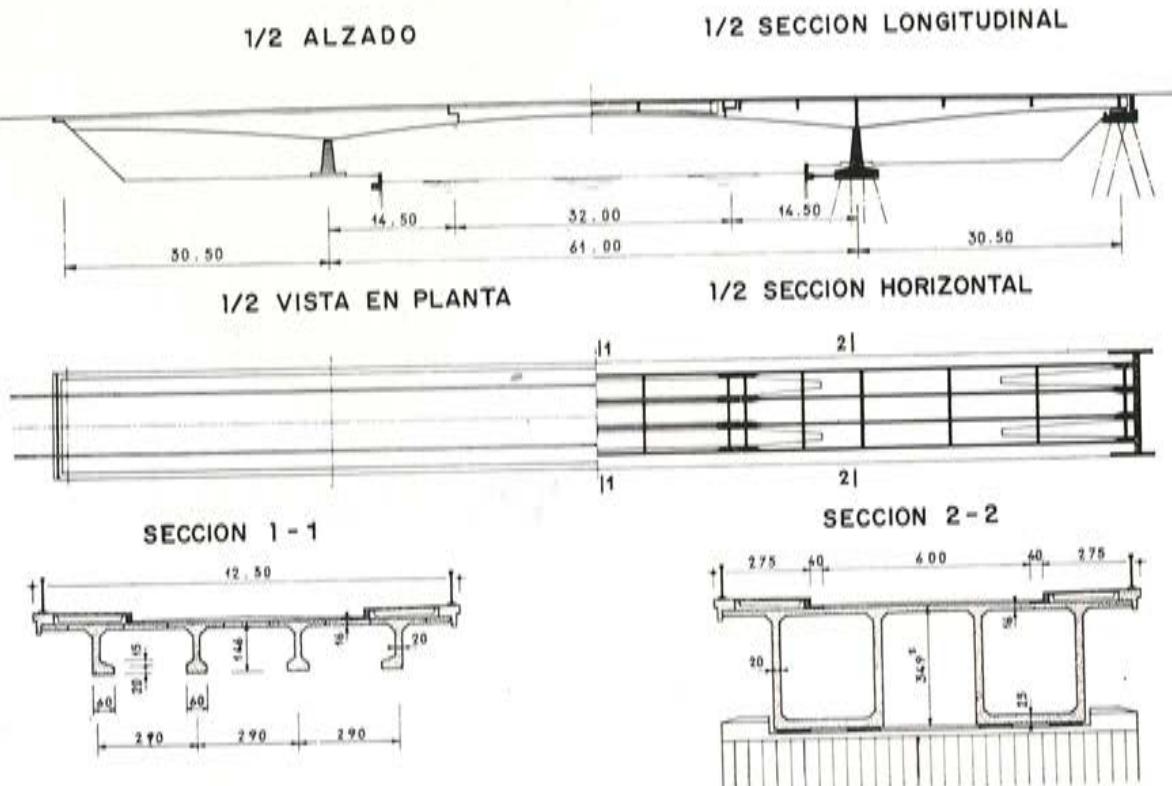


Fig. 31.—Puente de Stokrool.
Trazado de cables y distribución
de armaduras.



Fig. 32. — Puente de Stokrooi.

Fig. 33. — Puente de Meerhout.



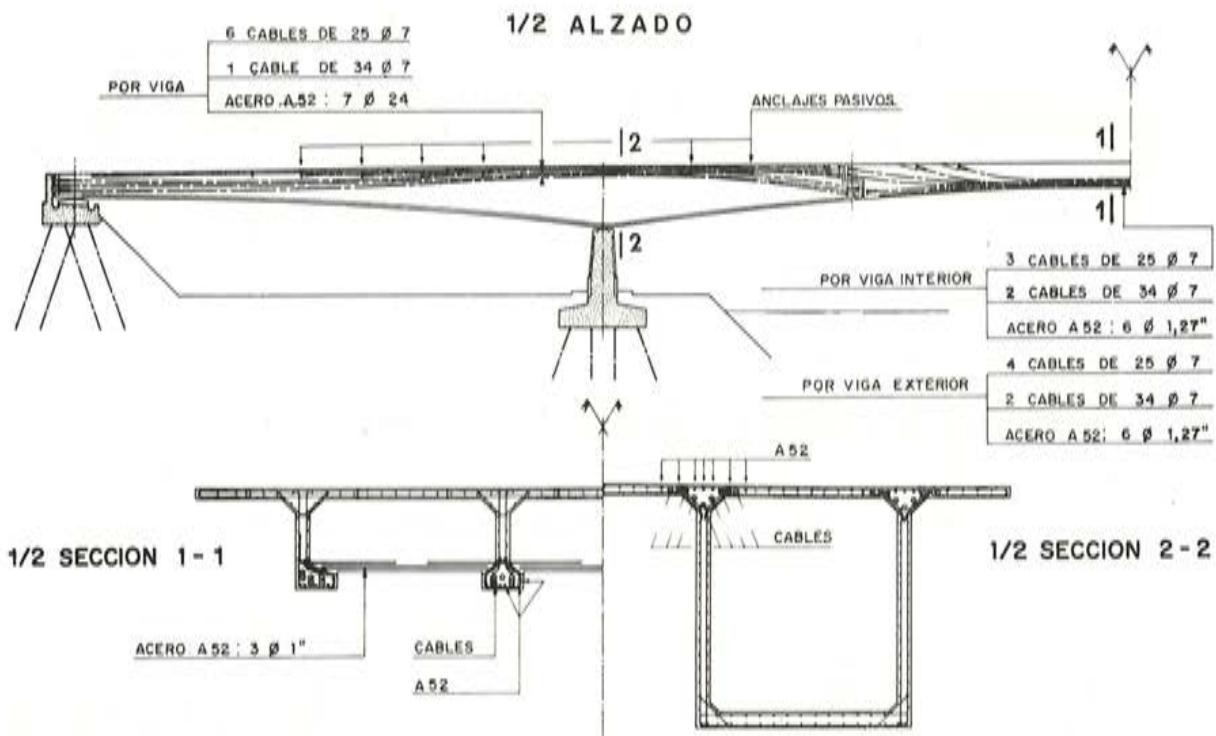


Fig. 34.—Puente de Meerhout. Trazado de cables y distribución de armaduras.



Fig. 35.—Puente de Meerhout.

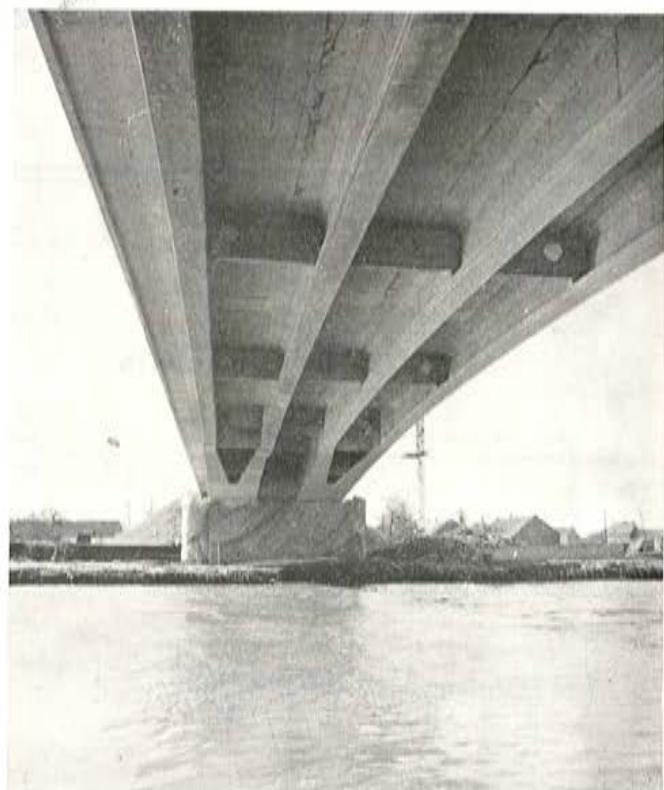


Fig. 36.—Puente de Meerhout.

En el caso del pretensado parcial la reducción en el número de vigas pudo conseguirse con facilidad; en pretensado total hubiera sido necesario recurrir a vigas demasiado pesadas, y con un gran número de cables por viga, lo que habría dificultado su trazado y colocación.

En la sección sobre la pila de la parte en voladizo, la armadura activa está formada por 1.010 Ø 7 en el puente totalmente pretensado y por 736 en el parcialmente pretensado, es decir, un 27 por 100 menos.

La armadura pasiva por viga es de 6 Ø 3,2 A 52 en el tramo central y de 7 Ø 24 sobre pilas.

Resulta también interesante comparar las tensiones (fig. 37).

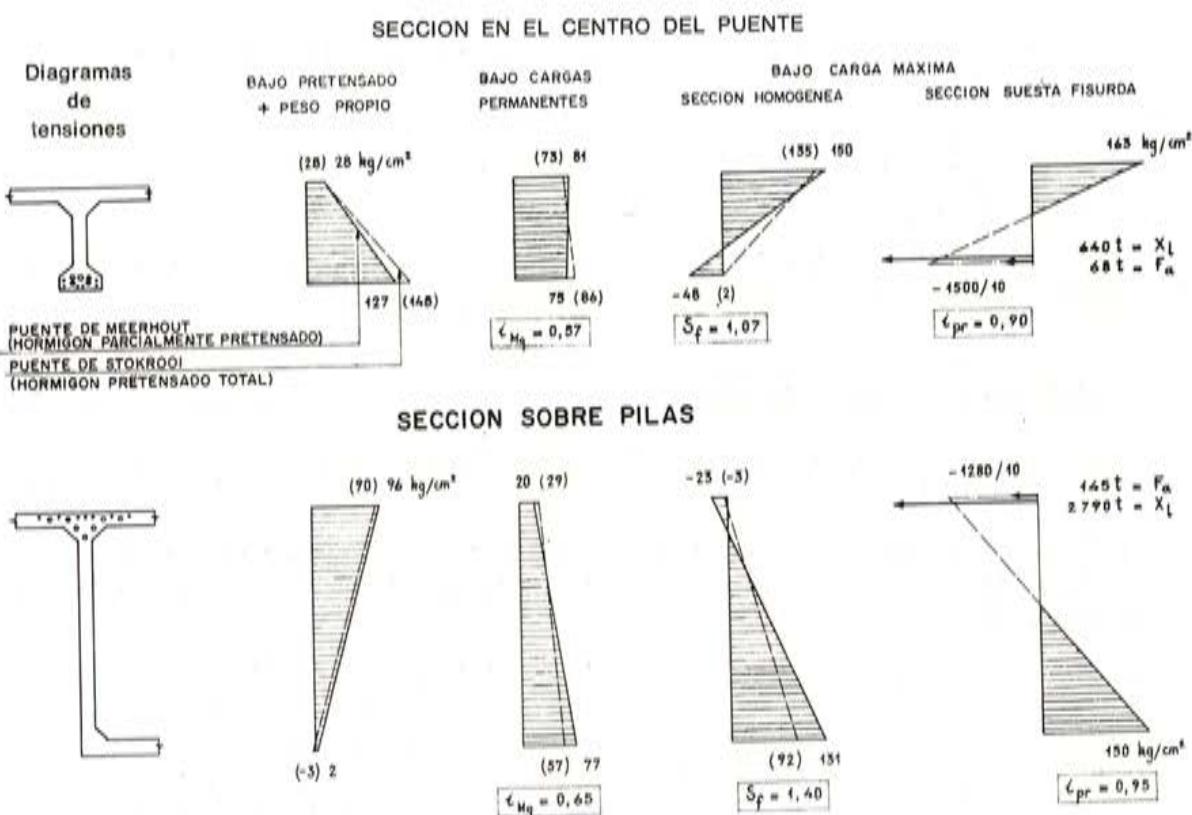


Fig. 37. — Puente de Stokrooi y de Meerhout.

Sección en el centro del puente:

Bajo las cargas permanentes, la tensión residual de compresión en la fibra inferior del puente parcialmente pretensado es de 75 kp/cm² y en el totalmente pretensado de 86 kp/cm². Las cargas permanentes representan el 0,57 de las totales (índice de cargas permanentes, $i_{Mq} = 0,57$).

Bajo la acción de las cargas totales, en el puente parcialmente pretensado la tensión aparente de tracción en la sección homogeneizada es de 48 kp/cm². El coeficiente de seguridad a fisuración es igual a 1,07 y el índice de pretensado 0,90.

La tensión de tracción en las armaduras pasivas, suponiendo que actúan solas, es en este caso de 1.500 kp/cm².

La tensión de compresión del hormigón en la fibra superior es de 163 kp/cm², frente a los 135 kp/cm² que corresponden al puente con pretensado total.

Sección sobre las pilas:

Bajo las cargas permanentes, la tensión residual de compresión en la fibra superior es de 20 kp/cm^2 ; y en el puente totalmente pretensado de 29 kp/cm^2 . El índice de cargas permanentes es $i_{Mq} = 0,65$.

En el puente parcialmente pretensado, cuando actúan las cargas totales, la tensión aparente de tracción es de 23 kp/cm^2 . El coeficiente de seguridad a fisuración resulta igual a 1,40 y el índice de pretensado 0,95.

La tensión de tracción de las armaduras pasivas, suponiendo que actúan solas, es de 1.280 kp/cm^2 .

La tensión máxima de compresión en la fibra inferior es de 150 kp/cm^2 en el caso de pretensado parcial y 92 kp/cm^2 en el de pretensado total.

Por lo que respecta al esfuerzo cortante, la máxima tensión principal de tracción, en las vigas prefabricadas, es de 8 kp/cm^2 en el primer caso y 7 kp/cm^2 en el segundo. Encima de las pilas, estas tensiones resultan de 10 kp/cm^2 y 13 kp/cm^2 , respectivamente.

En el estado último, el coeficiente de seguridad a rotura es ligeramente superior a 2 en los dos puentes.

Los ensayos de este tipo de puente parcialmente pretensado, como los de los puentes continuos, dieron resultados totalmente satisfactorios.

2. Viaductos y carreteras elevadas.

Para la construcción de viaductos y carreteras elevadas de luces medias, la prefabricación es el método que presenta mayor interés.

Para que resulte realmente práctico, este método constructivo debe reducir al mínimo el trabajo en obra, sin afectar en absoluto a la comodidad del usuario de la estructura terminada.

Ahora bien, se sabe que los elementos de hormigón pretensado clásicos se encuentran permanentemente sometidos a fuertes tensiones de compresión, sobre todo en el caso de secciones de gran rendimiento, como son las que normalmente se adoptan para las piezas prefabricadas. Estas compresiones originan una fluencia considerable, que da lugar a deformaciones diferidas perjudiciales, que perturban el aspecto de la pieza, ocasionan contraflechas desiguales en los elementos adyacentes y, por su naturaleza, plantean problemas en las uniones.

Estas fuertes tensiones de compresión suponen, además, un peligro latente de posible microfisuración del hormigón en el momento de la introducción del pretensado, y pueden ocasionar en las piezas así debilitadas, tensiones de tracción no despreciables e incluso una fisuración bajo las cargas totales.

Tales esfuerzos pueden limitarse en parte introduciendo en dos etapas la fuerza total de pretensado necesaria. Si una vez hormigonada la losa del tablero se efectúa la segunda etapa de pretensado, las condiciones son mucho más favorables. Debe tenerse en cuenta que la viga sola resulta en general insuficiente para soportar desde el principio el pretensado total. Ahora bien, hay que tener en cuenta que el pretensado en dos etapas aumenta sensiblemente la mano de obra necesaria.

La rectificación del perfil de la losa del tablero, necesaria como consecuencia de la fluencia diferencial transversal y longitudinal, exige por otra parte un consumo suplementario de hormigón y aumenta la carga sobre las vigas.

Todos estos inconvenientes desaparecen utilizando el pretensado parcial. En este caso, la fuerza total de pretensado necesaria, puede introducirse de una sola vez y en fábrica.

Debe también señalarse que la utilización de vigas metálicas preflectadas, de 40 a 50 m de luz, permite obtener estructuras de canto constante, cuando entre una serie de tramos de luz media se hace preciso intercalar otro de mayor longitud.

2.1. Estructuras isostáticas.

El primer viaducto parcialmente pretensado construido es el de Wilrijk, sobre la carretera Bruselas-Amberes (figs. 38 a 41). Situado en las afueras de Amberes, elimina los cruces con las carreteras transversales elevando la rasante de la carretera principal.

Su longitud, de 1.288 m, se divide en 38 tramos de hormigón parcialmente pretensado, de 30 m, y tres de 40 m construidos utilizando vigas metálicas preflectadas. La anchura del tablero es de 30,60 m.

Cada tramo de 30 m consta de 17 vigas prefabricadas, de 1,40 m de canto, situadas a 1,50 m entre ejes. Los de 40 m están formados por nueve vigas metálicas preflectadas, también de 1,40 m de canto.

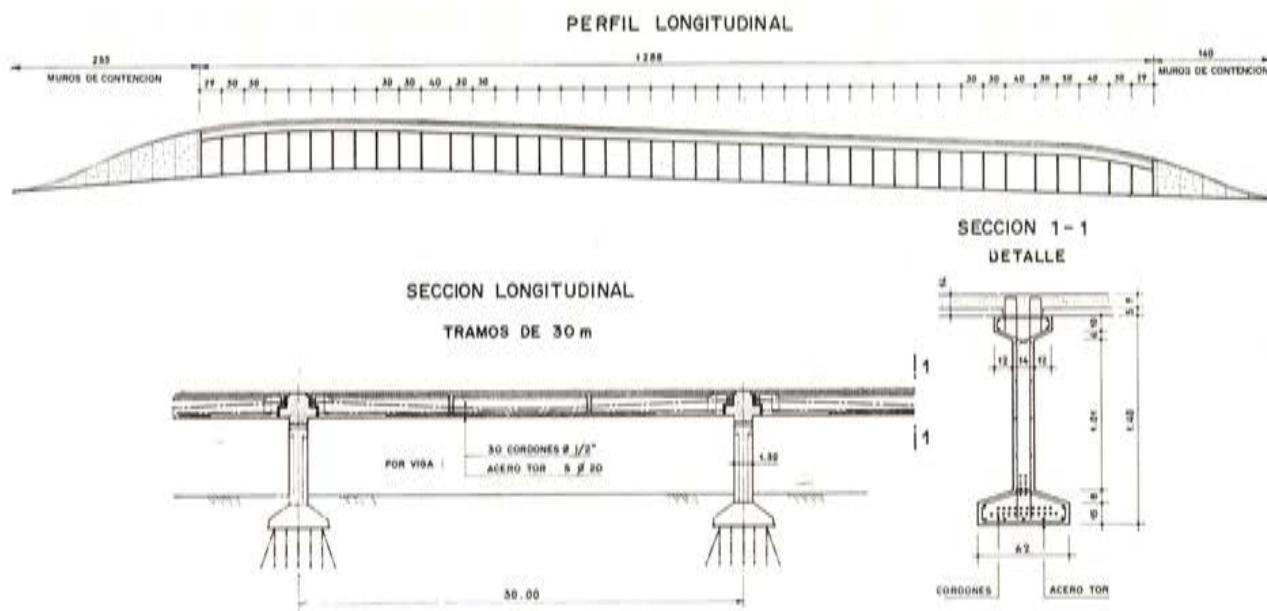


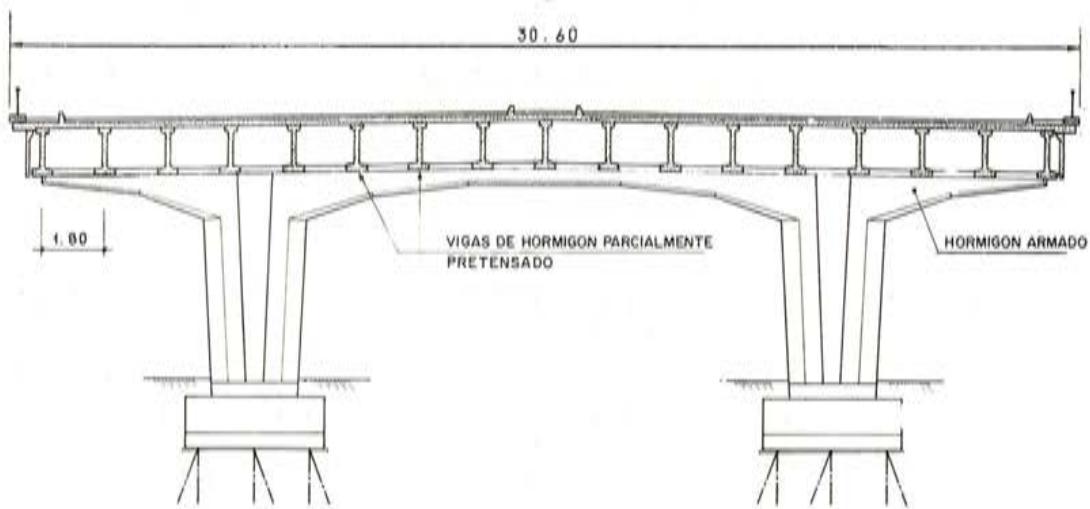
Fig. 38. — Viaducto de Wilrijk.

El pretensado de las vigas prefabricadas se realizó mediante 30 cordones de 12,7 milímetros (1/2"). La armadura pasiva está constituida por 5 Ø 20 Tor.

Otra obra, actualmente en construcción, es el viaducto de Alost (fig. 42). Forma parte del "Ring d'Alost". La primera fase de esta obra comprende una longitud de 572 metros, con una anchura de 27,20 m. Está constituida por 16 tramos, de los cuales 13 se construyen con vigas prefabricadas, isostáticas, y los otros tres forman un puente en voladizo, hormigonado in situ, con una parte central simplemente apoyada, de vigas metálicas preflectadas. Este viaducto tiene dos accesos y dos salidas laterales.

Los tramos de vigas prefabricadas, de 34,25 m de longitud constante, están formados por 24 vigas de hormigón parcialmente pretensado (fig. 43).

TRAMOS DE 30 m



TRAMOS DE 40 m

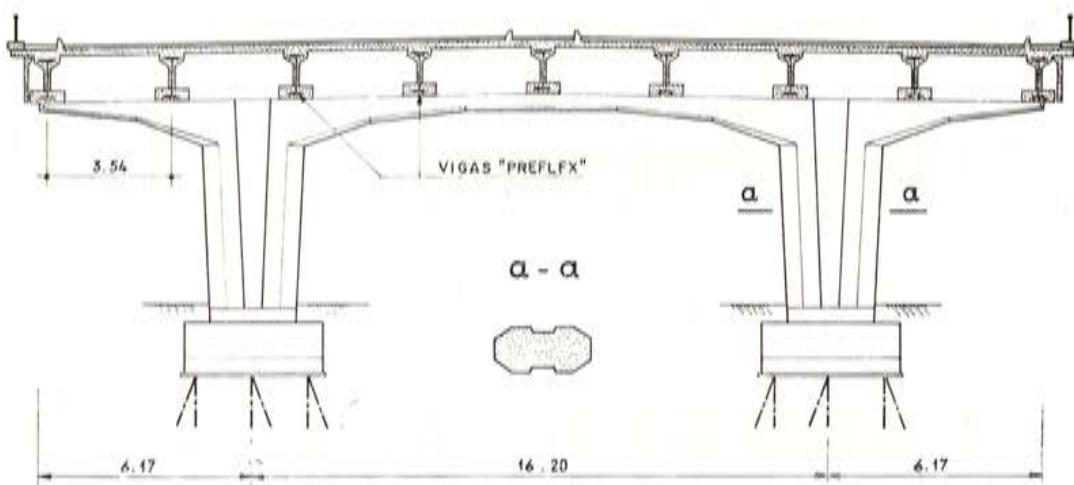


Fig. 39.—Viaducto de Wilrijk. Secciones transversales.



Fig. 40.—Viaducto de Wilrijk.



Fig. 41.—Viaducto de Wilrijk.

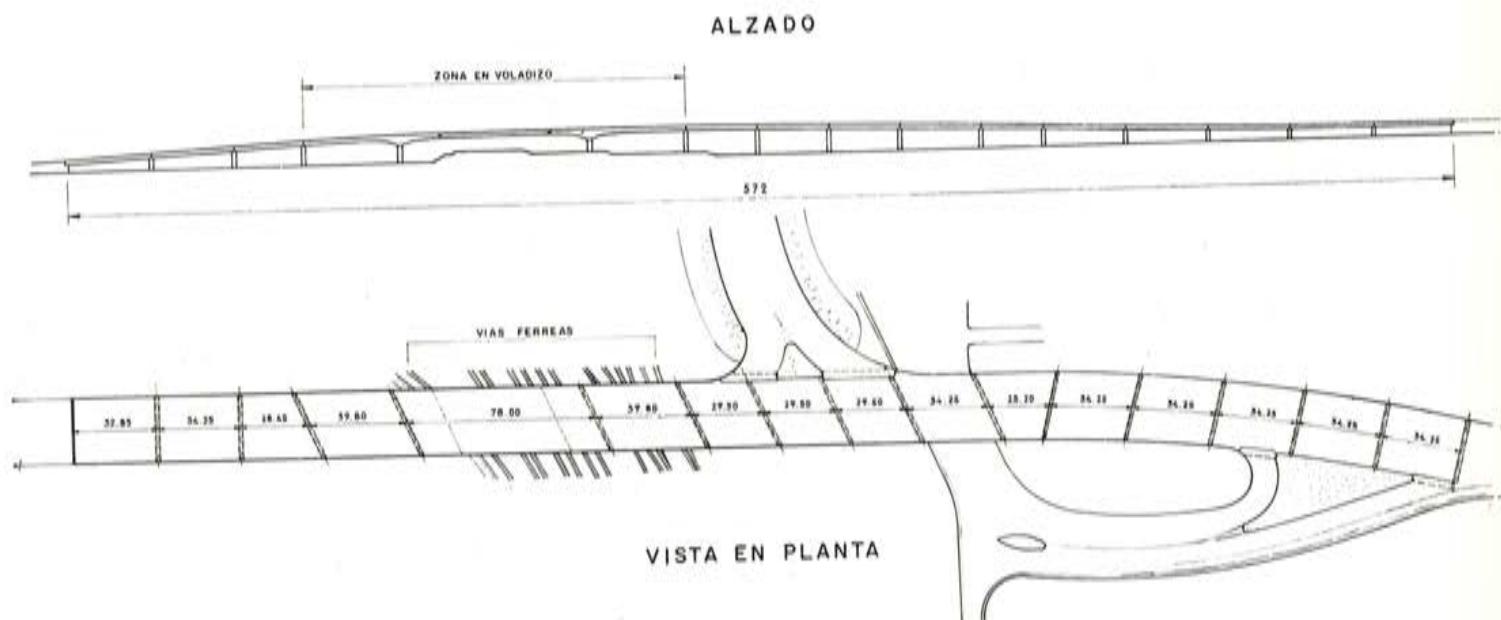


Fig. 42. — Viaducto de Alost. Alzado y planta.

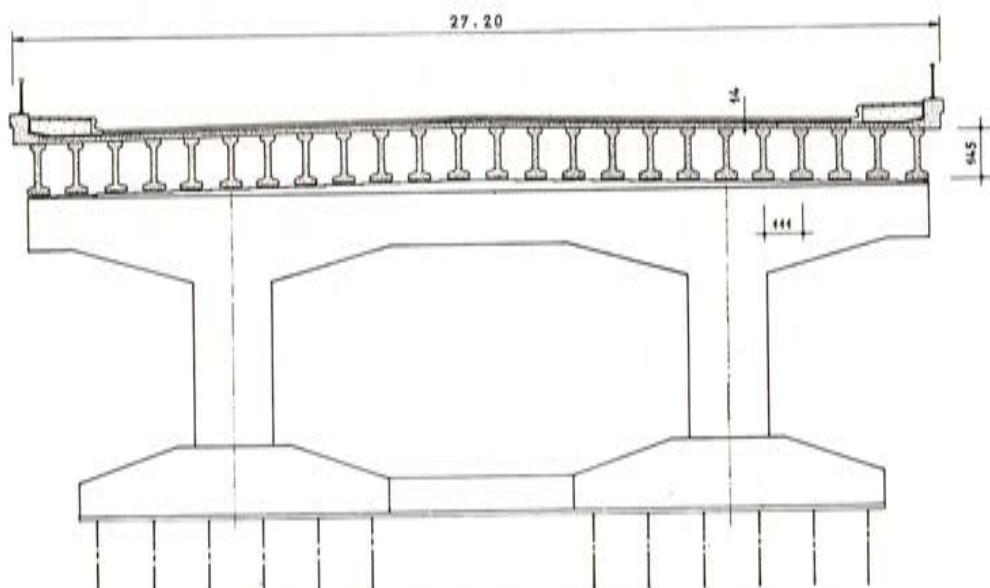


Fig. 43. — Viaducto de Alost. Sección transversal de un tramo normal.

La armadura de pretensado de estas vigas está constituida por 32 cordones de 12,7 milímetros y un cable de 16 Ø 7, que se tesan en fábrica. La armadura pasiva, de acero Tor. la forman seis barras Ø 16 (fig. 44).

Con el objeto de disminuir el número de juntas en el tablero, se ha utilizado el sistema de losa flexible puesto a punto por el "Bureau des Ponts".

El tramo central del puente en voladizo mide 78 m y los laterales 39,80 m (fig. 45). La parte apoyada, de 45 m, constituida por 11 vigas metálicas preflectadas, permite conservar un canto constante en todos los tramos, para el conjunto del viaducto.

Las dos ménsulas tienen una sección transversal constituida por 10 vigas cajón adyacentes. Como armadura de pretensado se utilizaron 10 cables de 12 cordones de 12,7

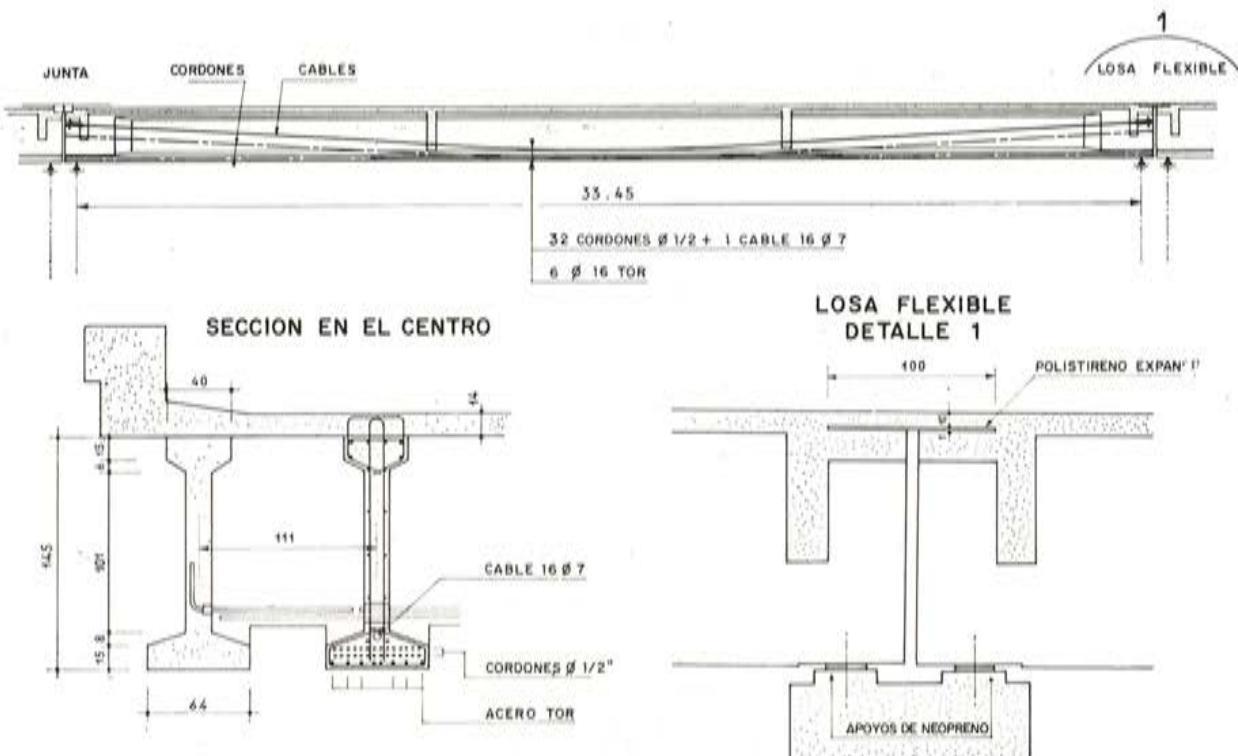


Fig. 44.—Viaducto de Alost.—Tramo normal. Trazado de cables y distribución de armaduras.

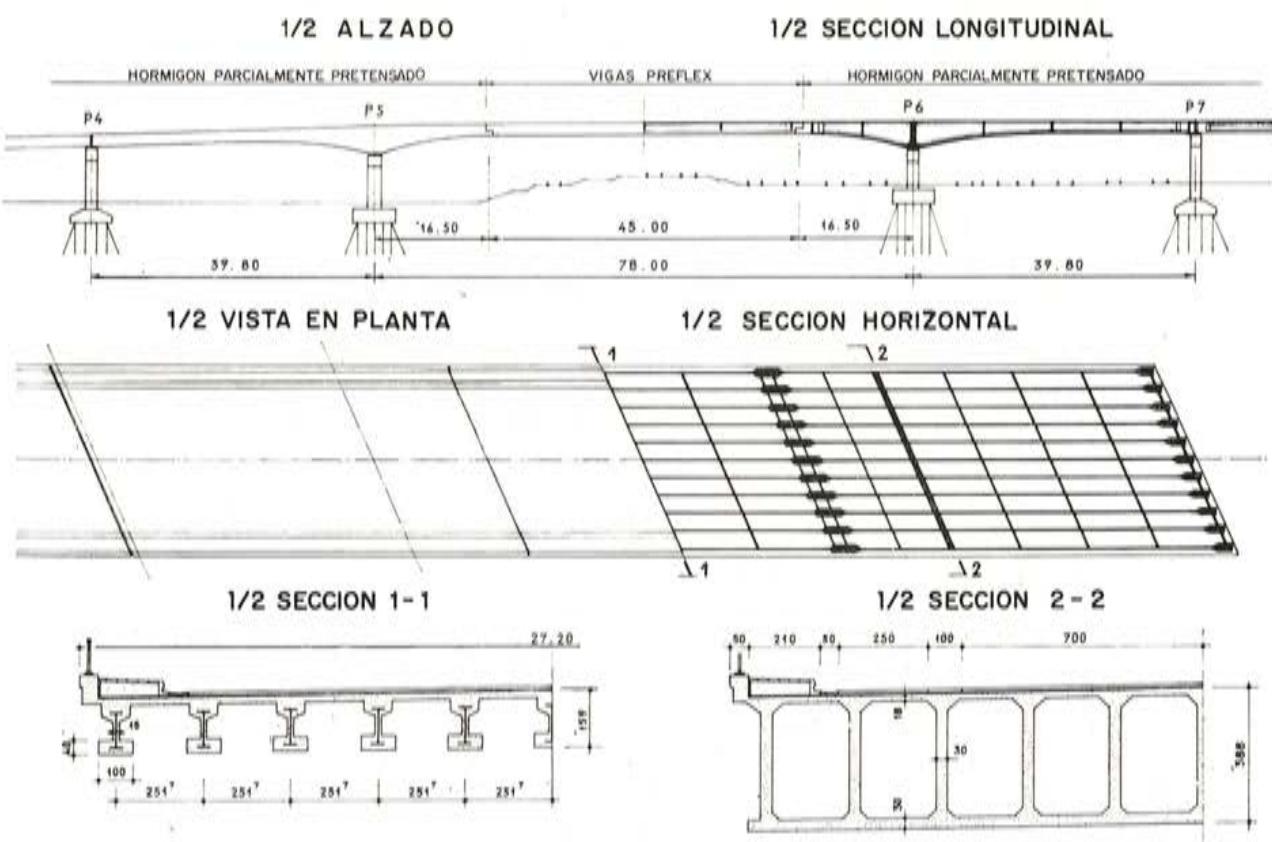


Fig. 45.—Viaducto de Alost. Tramo en voladizo.

milímetros por viga, y la armadura pasiva está constituida por 14 barras $\varnothing 25$ Tor, dispuestas encima de las pilas (fig. 46).

En la figura 47 puede verse la obra durante su período de construcción.

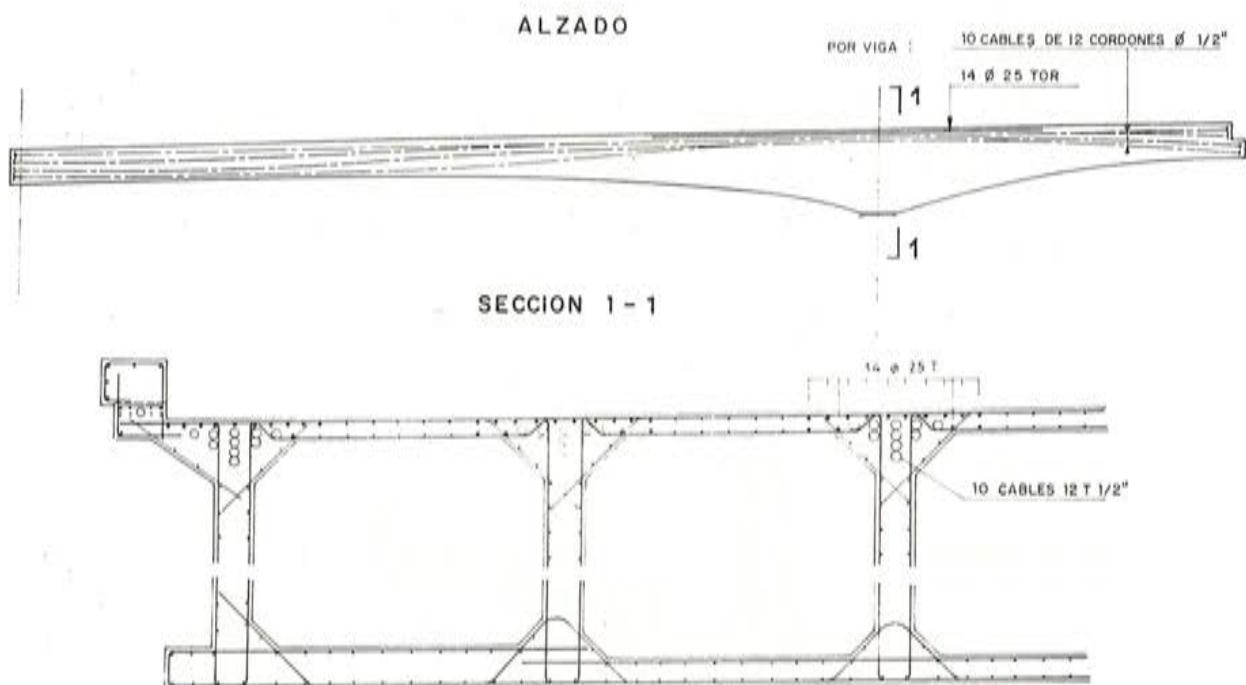


Fig. 46. — Viaducto de Alost. Tramo en voladizo. Trazado de cables y distribución de armaduras.



Fig. 47. — Viaducto de Alost. Vista aérea.

2.2. Estructuras continuas.

A continuación, se estudian algunas obras construidas con vigas continuas, prefabricadas.

La ventaja de las estructuras continuas reside, sobre todo, en la eliminación de juntas en la calzada y en la disminución de la flecha bajo las cargas totales. Pero esta continuidad, en estructuras pretensadas, aunque sean parcialmente pretensadas, resulta cos-

tosa y difícil de conseguir en obra. Una solución práctica consiste en obtenerla mediante una armadura ordinaria.

Todas estas cuestiones constituyeron el tema de un Seminario organizado en Bélgica, en 1971, por iniciativa de los fabricantes de piezas de hormigón pretensado. Las conclusiones obtenidas en dichas reuniones fueron las siguientes:

Los viaductos y carreteras elevados construidos con vigas parcialmente pretensadas a las que se les da continuidad sobre las pilas mediante armaduras ordinarias, reducen al mínimo el trabajo en fábrica y en obra, al mismo tiempo que eliminan todos los inconvenientes que se presentan cuando se utilizan los métodos tradicionales de construcción.

La primera obra de este tipo fue el viaducto S-2 sobre la autopista E-9, sección Chenée-Tilff (fig. 48).

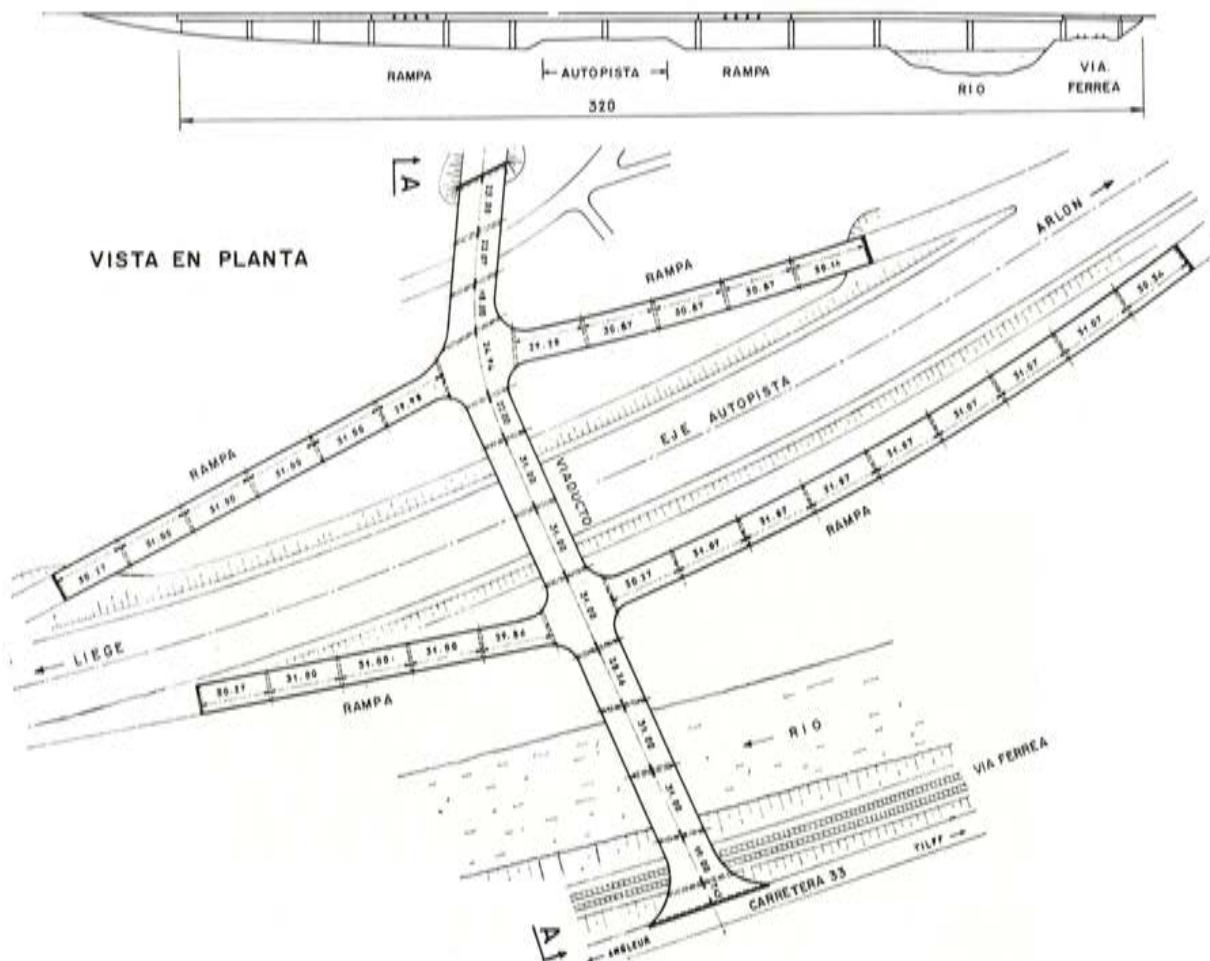


Fig. 48. — Viaducto S2. Autopista E9. Sección Chenée-Tilff.

Este viaducto, destinado a asegurar el enlace de la autopista E-9 con la ciudad de Embourg, permite también el cruce de dicha autopista, el del río Ourthe y el de la vía férrea Lieja-Luxemburgo.

El viaducto principal tiene una longitud total de 320 m y una anchura de 18,60 metros. Consta de 12 tramos, casi todos de 31 metros. Está unido a la autopista por cuatro rampas, dos de acceso y dos de salida. Estas rampas, cuya longitud oscila entre 152 y 178 m tienen de cinco a nueve tramos de 31 m de luz y 11,60 m de anchura.

VIADUCTO

RAMPAS DE ACCESO

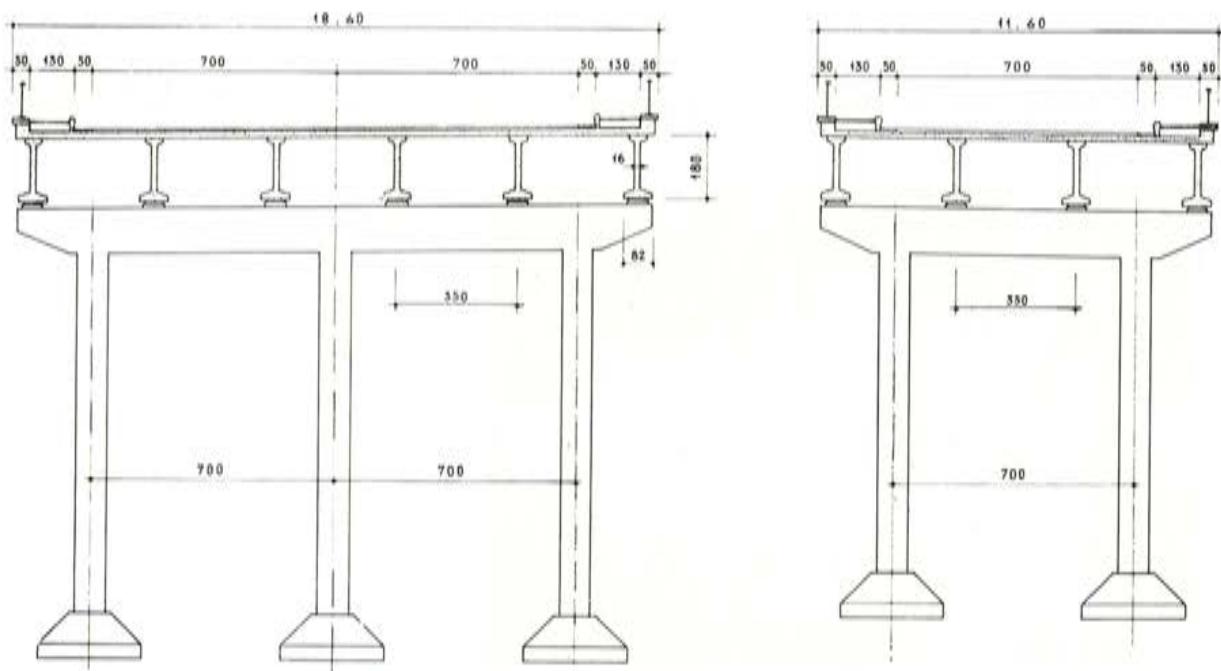


Fig. 49.—Viaducto S2. Secciones transversales.

Los diferentes tableros están formados por vigas de hormigón parcialmente pretensoado, prefabricadas en taller, y una losa de 18 cm hormigonada in situ (fig. 49).

TRAMO NORMAL

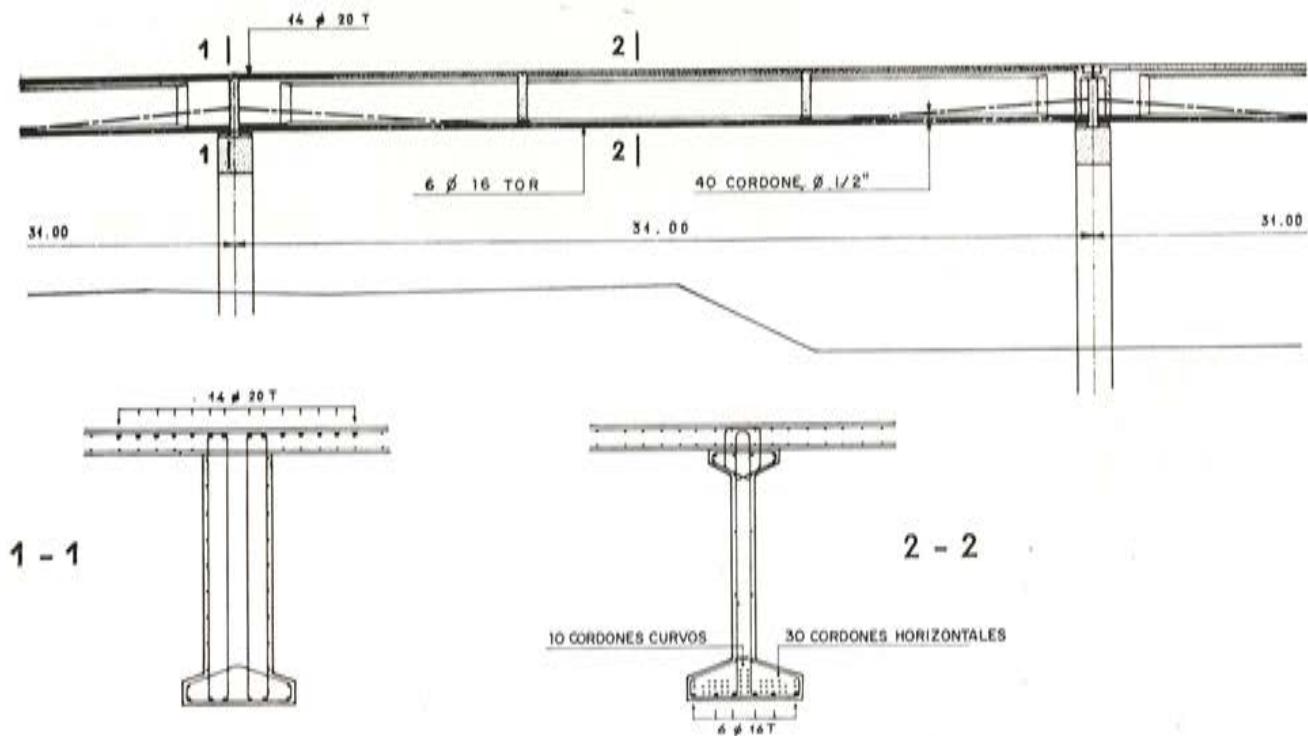


Fig. 50.—Viaducto S2. Tramo normal. Trazado de cables y distribución de armaduras.

El viaducto principal lleva seis vigas por tramo, mientras que las rampas de acceso sólo tienen cuatro. En todos los casos, las vigas van situadas a 3,50 m de distancia entre ejes y apoyan sobre pilas en forma de pórtico. La continuidad se consigue mediante el hormigonado de la losa superior y del espacio de 25 cm que queda en los dos extremos sobre los estribos (fig. 50). La armadura de continuidad, dispuesta en la losa, está constituida por 14 barras \varnothing 20 de acero Tor.

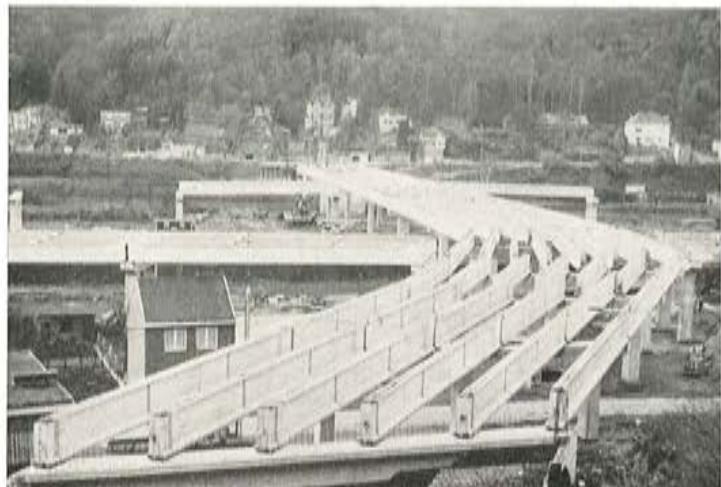


Fig. 51. — Viaducto S2
y rampas de acceso.

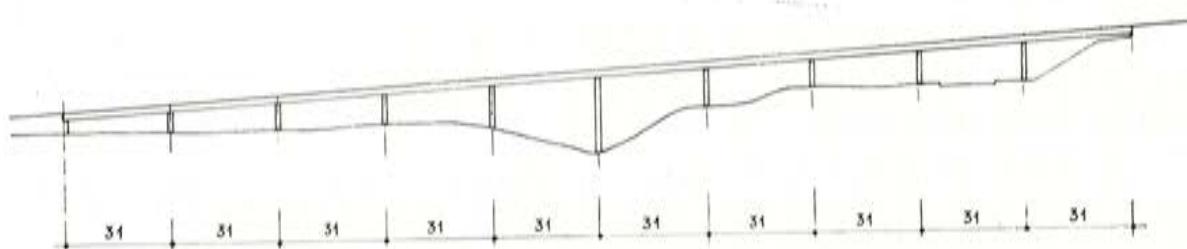
Fig. 52. — Viaducto S2.
Tramos sobre el río Ourthe.



Fig. 53. — Viaducto S2.
Rampa de acceso



ALZADO



VISTA EN PLANTA

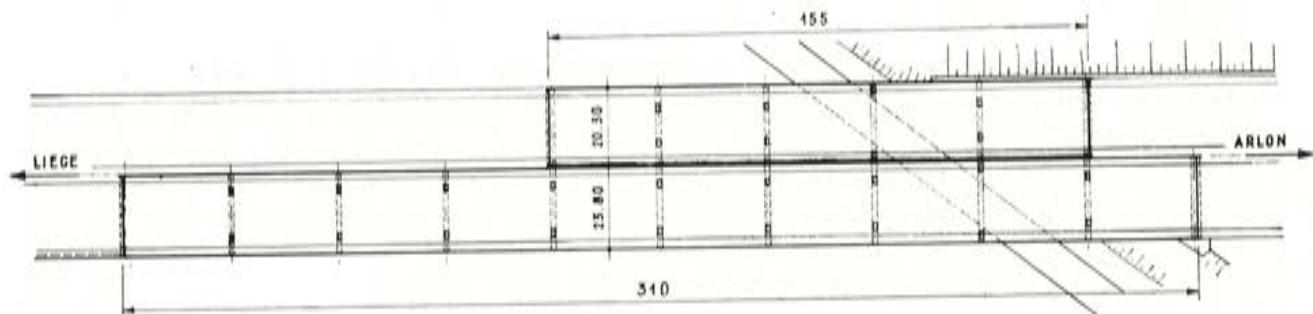


Fig. 54. — Viaducto I6. Alzado y planta.

La armadura de pretensado de una viga normal está formada por 40 cordones de 12,7 milímetros (1/2") de diámetro, y la pasiva por seis barras \varnothing 16 de acero Tor.

El empleo simultáneo del pretensado parcial y de la continuidad ha permitido una sensible reducción del número de vigas, con respecto a una solución isostática en hormigón pretensado total.

En las figuras 51 y 52 puede verse el viaducto en construcción, y en la 53 una de las rampas.

SECCION TRANSVERSAL

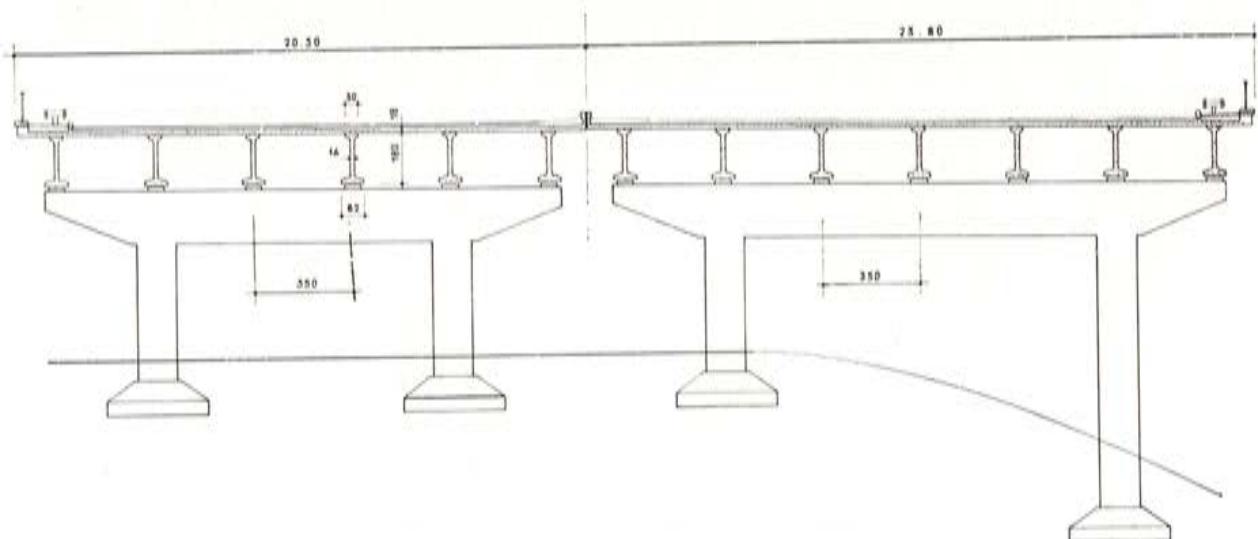


Fig. 55. — Viaducto I6. Sección transversal.

En el mismo sector están en construcción otras varias obras continuas en hormigón pretensado parcial.

Otro viaducto es el I-6, situado en la ladera de un monte (figs. 54 y 55). Por su estructura este viaducto continuo es análogo al precedente, pero se trata de un paso inferior, por debajo de la autopista. Permite atravesar un barranco.

El tablero está dividido en dos partes separadas por una junta que coincide con el eje de la autopista. La primera tiene una anchura de 23,80 m y una longitud de 310 metros. Consta de 10 tramos de 31 m divididos en dos grupos, cada uno compuesto por cinco tramos continuos. La segunda parte, de 20,30 m de anchura, tiene sólo cinco tramos continuos, de 31 m.

El pretensado y la armadura de este viaducto son análogos a los del anteriormente descrito.

Finalmente, debe hacerse constar que todas estas obras han sido estudiadas de acuerdo con los anteproyectos redactados por el Ministerio de Obras Públicas. El autor desea expresar su agradecimiento al "Bureau des Ponts" y a las "Directions Provinciales des Ponts et Chaussées", así como al "Bureau de contrôle Seco", por su amable colaboración gracias a la cual todos estos proyectos y realizaciones han podido ser llevados a feliz término.

BIBLIOGRAFIA

1. "Le béton précontraint armé". IV Congreso de la F.I.P. Volúmenes 1 y 2. Roma, 1962.
2. "Le béton partiellement précontraint. Etude théorique, essais et réalisations". Coloquio sobre el hormigón parcialmente pretensado. *Annales des Travaux Publics de Belgique*, núm. 2, 1966. Bruselas, 1965.
3. "Le béton précontraint armé. Evolution dans la conception des structures précontraintes". VIII Congreso de la A.I.P.C. Nueva York, 1968.
4. "Ouvrages d'art remarquables en béton précontraint armé". VI Congreso de la F.I.P. Praga, 1970. *Annales des Travaux Publics de Belgique*, núm. 3, 1969-70.
5. "Comparaison d'ouvrages d'art identiques réalisés en béton précontraint integral et en béton précontraint armé". VI Congreso de la F.I.P. Praga, 1970.
6. "Efecto del fluaje y del retrait en las construcciones en hormigón parcialmente precontraint". Simposio de la A.I.P.C. sobre los efectos de la fluencia, de la retracción y de los cambios de temperatura, en las estructuras de hormigón. Madrid, 1970.

Traducido por:

R. PIÑEIRO

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
BILBAO



HEVA, LA CIUDAD DEL ACERO, ha editado numerosas documentaciones técnicas sobre las características y aplicaciones de sus Aceros Especiales.

Todas ellas se relacionan en el Catálogo de Publicaciones HEVA.

Solicítelo al Departamento de Publicidad de S. A. ECHEVARRIA (Alda. Urquijo, 4. Bilbao-8) y, con base en él, pídanos las publicaciones que sean de su interés.

S. A. ECHEVARRIA, fabricando el acero especial para cada aplicación, continúa colaborando al desarrollo tecnológico del acero.

Pida



DELEGACION ZONA NORTE : ACEROS HEVA - ALAMEDA DE URQUJO, 4 - BILBAO
ALMACEN ZONA NORTE : ACEROS HEVA - FABRICA: BABAURI - SAN MIGUEL DE BABAURI - VIZCAYA
ALMACEN ZONA NORTE : ACEROS HEVA - BABAURI - SAN MIGUEL DE BABAURI - VIZCAYA
DISTRIBUIDOR ZONA NORTE : LA IRONSTEEL, S. R. C. - SAN JUAN, 19 - VITORIA
DISTRIBUIDOR ZONA ASTURIANA : SUMINISTROS MENTREYA - MARQUES DE SAN ESTEBAN, 51 - GIJON
DELEGACION TOLOSA : ACEROS HEVA - CARRETERA MADRID-IURIA, KM 44 - IURIA - TOLOSA
DELEGACION ZONA ARAGÓN : ACEROS HEVA - AVENIDA FRANCISCO CASILLERO, 31 - PARADIZO
DELEGACION ZONA CATALUÑA : ACEROS HEVA - BOLIVIA, 237 - BARCELONA
ALMACEN DISTRIBUIDOR BALEARES : LA INDUSTRIAL Y AGRICOLA SOCIES Y ROBILLO - CALLE HEROES DE MANACOR, 33-35 - PALMA DE MALLORCA
DELEGACION ZONA NOROESTE : ACEROS HEVA - CARRETERA DE BENS (LA MOURA) - LA CORUÑA
ALMACEN DISTRIBUIDOR PONIENTE : TORRES Y BAIZ, S. R. C. - AVENIDA MADRID, 57 - VIGO
DELEGACION ZONA CASTILLA LA VIEJA : ACEROS HEVA - CARRETERA DE MADRID, KM. 180 - VALLADOLID
DELEGACION ZONA CENTRO : ACEROS HEVA - ANTONIO LOPEZ, 545 - MADRID-28
DELEGACION ZONA LEVANTE : ACEROS HEVA - CARRETERA DE MALLA, 19 - VALENCIA-13
ALMACEN DISTRIBUIDOR MURCIA : VIGASEROS, S. A. - SAN ANDRES, 9 - MURCIA
DELEGACION ZONA SUR : ACEROS HEVA - AVENIDA SANTA CLARA DE CUBA, SIN -
POLUSINO INDUSTRIAL - CARRETERA AMARILLA - SEVILLA

ACEROS
HEVA

SOCIEDAD ANONIMA
ECHEVARRIA
BILBAO



**ejemplos de estudio de tableros de
puentes ordinarios en hormigón
pretensado, hormigonados sobre cimbra (*)**

**puentes de Herbitzheim (bajo Rhin)
y de Cheffes (Maine et Loire)**

JACQUES FAUCHART

*Ingeniero de Ponts et Chaussées, agregado al Servicio
de Estudios Técnicos de Carreteras y Autopistas (SETRA),
del Ministère de l'Équipement. Profesor del Centro de
Altos Estudios de la Construcción (C.H.E.B.A.P.)*

M. GRATTESAT

*Ingeniero Jefe de Ponts et Chaussées, antiguo Jefe del
S.E.C.T. Consejero Técnico encargado de misión en el
Servicio de Estudios Técnicos de Carreteras y Autopistas.*

INTRODUCCION

La construcción de puentes con vigas prefabricadas en hormigón pretensado, de 20 a 50 m de luz es una técnica bien conocida que ha sido y continúa siendo muy empleada. Pero esta técnica no está justificada mas que cuando las condiciones particulares no permiten utilizar cimbra, o cuando el número de vigas es suficientemente importante. En los demás casos resulta más barato hormigonar el tablero sobre cimbra que desplazar e inmovilizar el material necesario para la prefabricación y lanzamiento de las vigas.

Por lo anterior, en el Servicio Central de Estudios Técnicos, hemos querido hacer proyectos de tableros hormigonados in situ para puentes de importancia media, es decir, de longitud total del orden de los 100 m. No estamos obligados ya a tratar de disminuir al máximo el peso de las vigas, puesto que no hay que transportarlas, por lo que podemos elegir formas simples y macizas, fáciles y rápidas de hormigonar, que permitan economías importantes en encofrados y mano de obra. Estos tableros están formados por una o varias vigas en T, cuya parte inferior es un rectángulo ancho donde es fácil ubicar cables de gran potencia.

Además, y sobre todo, es posible prever, en todos los casos, vigas continuas en toda la longitud de la obra, en lugar de una serie de tramos isostáticos, aprovechando así las ventajas del hiperestatismo, a saber, una mejor resistencia a rotura y una disminución de las deformaciones. Se consigue así, por otra parte, suprimir todas las juntas en el pavimento, salvo las correspondientes a los extremos de la obra, con lo que se resuelve un problema que todavía no ha recibido una solución satisfactoria en el caso de viaductos de tramos independientes.

(*) *Nota de la Redacción.* — Agradecemos muy sinceramente a Mr. J. P. Arathoon, director de la revista *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, y a los autores de este interesante trabajo por la amabilidad que han tenido al autorizarnos publicar la versión española en nuestra revista.

En contrapartida, aparece una dificultad nueva con relación a las vigas simplemente apoyadas: la continuidad introduce momentos hiperestáticos de pretensado que es preciso tener en cuenta en los cálculos. Estos momentos dependen de la posición del cable a lo largo de la viga, lo que obliga a largos y pesados tanteos para encontrar un trazado conveniente del cable.

Corresponde al señor Fauchart, ingeniero de Ponts et Chaussées en el S.C.E.T. (ahora en el S.E.T.R.A.), el mérito de haber desarrollado y puesto a punto un método que permite, no sólo evitar estos tanteos, sino también obtener, en general al primer intento, el trazado del cable correspondiente a la fuerza mínima de pretensado. A partir de los estudios del señor Guyon sobre estructuras hiperestáticas y con la idea de aprovechar al máximo las reacciones hiperestáticas de pretensado, el autor ha logrado abrir a los proyectistas, gracias a ciertas hipótesis simplificativas, un camino que conduce muy rápidamente a la mejor solución posible. El cálculo justificativo demuestra que las hipótesis hechas son aceptables en la mayor parte de los casos.

Este método, que se aplicó por primera vez a los puentes de Cheffes (Maine et Loire) y de Herbitzheim (Bajo Rhin), construidos en 1967, ha sido perfeccionado con motivo de la colaboración del proyecto del puente de la calle Crossardière, en Laval, actualmente en construcción. El último perfeccionamiento, que permite obtener inmediatamente un trazado de cable con curvatura continua sobre los apoyos, es el que ahora se preconiza.

El señor Fauchart expone en su artículo las bases teóricas y los procedimientos prácticos para la determinación del trazado del cable, ilustrándolos con aplicaciones numéricas. Y añade un estudio de la flexión transversal en el caso de tablero constituido por dos vigas unidas por una losa. Aquí también a partir de las ecuaciones generales de equilibrio, se encontrarán hipótesis simplificativas que permiten trazar rápidamente las líneas de influencia de los esfuerzos. Aunque los desarrollos en serie de Fourier de las expresiones que dan estos esfuerzos se hayan limitado a su primer término, la comparación de los resultados con los de cálculos más completos muestra que la aproximación es aceptable. Cabe esperar que pronto será posible, gracias a programas electrónicos y al establecimiento de ábacos, el obtener resultados con mayor rapidez y precisión, extendiendo el método a cualquier número de vigas. Es interesante observar en el estudio del señor Fauchart la importancia de los fenómenos de torsión que aún son, desgraciadamente, muy mal conocidos, y que con demasiada frecuencia se olvidan, en los cálculos.

En definitiva, al suprimir toda dificultad de cálculo, los métodos que aquí se describen y explican permiten redactar rápidamente el proyecto de un tipo de obra sencilla y robusta, que puede tener numerosas aplicaciones. Estos puentes, más macizos que los de vigas prefabricadas a los que estamos acostumbrados, son más económicos gracias a su facilidad de ejecución. Sus líneas son limpias y dada la anchura de su sección transversal, pueden resultar muy elegantes en alzado. La continuidad de los tramos reducen considerablemente las deformaciones diferidas. La supresión de las juntas intermedias mejora su comodidad de uso y disminuye los gastos de conservación. Haya que pensar por ello que este tipo de puentes tendrá un amplio desarrollo en el futuro.

Exposición del señor Fauchart

I. GENERALIDADES

1.1. Trataremos a continuación de proyectos de tableros continuos, hormigonados sobre cimbra, citando como ejemplos numéricos los de los puentes de Cheffes y Herbitzheim, recientemente construidos (*). Nos ha guiado, fundamentalmente, la preocupación de sim-

(*) En la redacción de estos proyectos hemos recibido una ayuda muy eficaz del señor Cornet, ingeniero de los T.P.E. en el S.E.T.R.A.

plificar la ejecución. Es necesario, en efecto, que estos proyectos puedan ser realizados por cualquier empresa, aunque tenga poca experiencia en pretensado.

1.2. Encofrado.

Para economizar encofrado y facilitar la ejecución (principalmente el hormigonado), hemos simplificado al máximo las formas del tablero adoptando una sección constante, es decir, un encofrado cilíndrico ininterrumpido. Esto facilita la construcción del encofrado y, sobre todo, su rigidización.

Los proyectos se refieren a tableros de canto estricto (inferior a 1/25 de la mayor luz). Hemos elegido para ello secciones en losa nervada de una (Cheffes) o dos (Herbitzheim) vigas en simple T (fig. 1).

Estas secciones son macizas: el espesor equivalente de hormigón vale 1/50 de la máxima luz franqueada. En el caso en que el tablero está formado por varios nervios, éstos solamente quedan arriostrados encima de los apoyos.

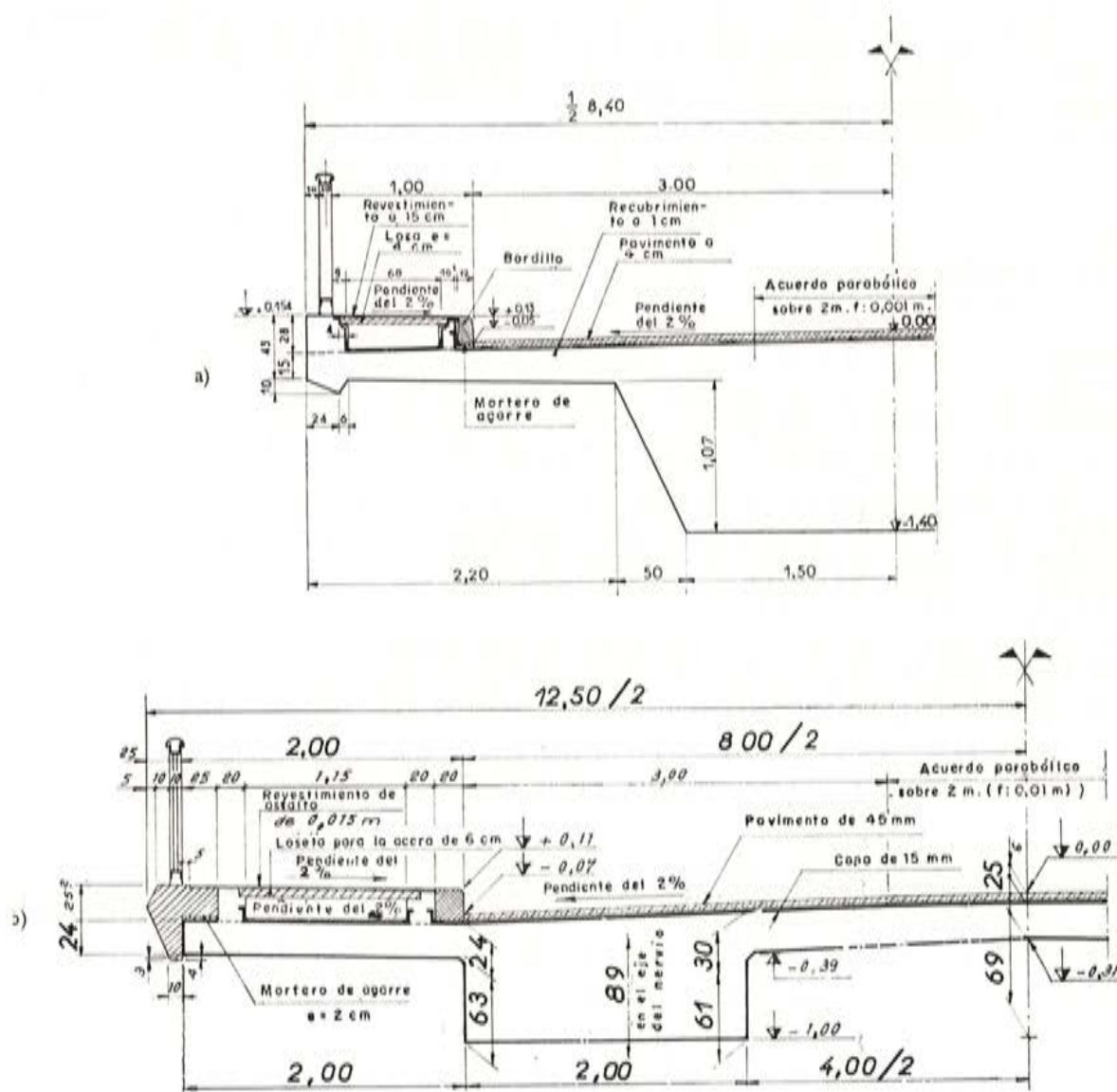


Fig. 1.—Medias secciones transversales de los puentes; a) de Cheffes; b) de Herbitzheim.

La tercera parte del presente informe explica cómo hemos asegurado la resistencia del forjado intermedio, en el caso de nervios múltiples.

1.3. Pretensado longitudinal.

El pretensado longitudinal se resuelve con cables que van de un extremo al otro del tablero. Por el precio de un pequeño suplemento de acero se evita todo levantamiento de cable en sección normal (lo que requiere anclajes supplementarios y necesita, sobre todo, cajetines que se comerían casi toda la sección). Los cables elegidos son de gran potencia útil (superior a 100 t), a tenor con el carácter macizo de la sección.

Todos estos cables se anclan en placas de extremidad prefabricadas, cuyo hormigón puede absorber la fuerte reacción que ejerce cada anclaje sobre el hormigón en el momento de la transferencia.

Se pueden así tensar todos los cables cuando el hormigón normal del tablero tiene alrededor de una semana de edad, y sin que una deficiencia local de su calidad pueda tener graves consecuencias.

La segunda parte del estudio expone un método de cálculo de este pretensado longitudinal. Sean b la anchura del tablero, h su altura y l la luz del tramo mayor, expresadas en metros. El esfuerzo de pretensado longitudinal necesario, expresado en toneladas, vale aproximadamente:

$$F = 0,3 \frac{l}{h} (b \cdot l); \text{ o sea, para } \frac{l}{h} = 17, F = 5 l b$$

1.4. Armaduras secundarias.

En el caso de puentes anchos formados por varios nervios, nos parece muy conveniente pretensar transversalmente el tablero (tal como se indica en el párrafo III.253).

A pesar de ello, y para asegurar, sobre todo, la buena resistencia a la torsión de los nervios, la cantidad de armaduras pasivas que hay que colocar es importante, próxima a los 50 kg de acero por metro cúbico de hormigón.

Estas armaduras tienen por finalidad impedir la aparición de fisuras de retracción en el hormigón antes de su puesta en tensión, soportar los cables durante el hormigonado y, finalmente, resistir en servicio los esfuerzos de tracción secundario y, desarrollados por el esfuerzo cortante y la torsión.

Siempre con el fin de facilitar la ejecución, estas armaduras están constituidas o bien por barras pasantes horizontales, o bien por estribos en forma de dos U que se encajan uno con otro (fig. 2). Esto permite una colocación fácil, por capas sucesivas, de las ar-

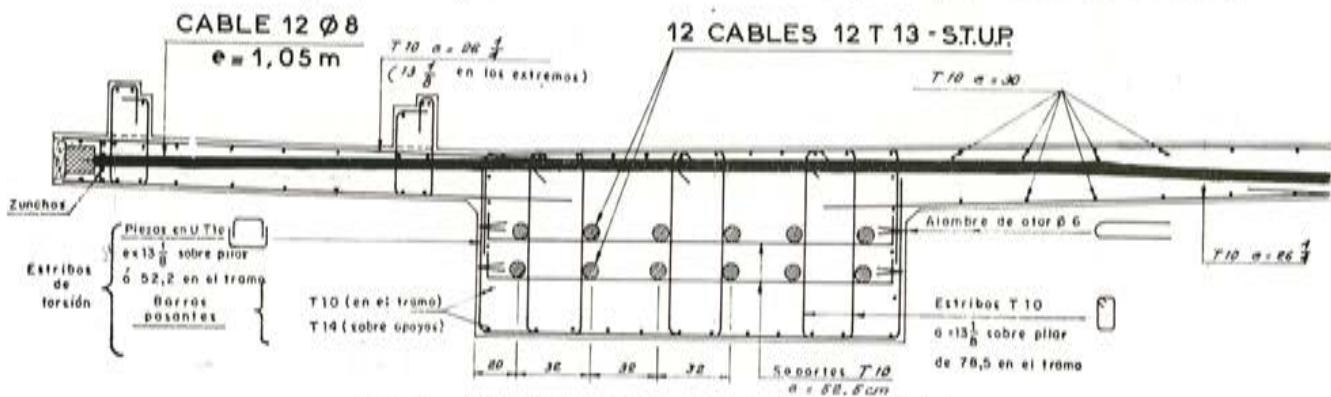


Fig. 2. — Armaduras y cables del puente de Herbitzheim.

maduras y de los cables, obteniéndose así una carcasa rígida que soporta fácilmente los choques debidos a la colocación y vibración del hormigón.

1.5. Hormigonado.

Hemos dispuesto chimeneas de hormigonado, de anchura no inferior a 10 cm (de forma que permiten fácilmente el paso de vibradores de 7 cm de diámetro), distantes entre sí 30 cm como máximo, de manera que resulta fácil colocar el hormigón y vibrarlo eficazmente.

1.6. Características mecánicas de los tableros pretensados (figs. 1 y 3).

Estas obras han sido dirigidas por los señores Brúa, I.P.C. en Strasbourg, y Lefranc, I.P.C., en Angers.

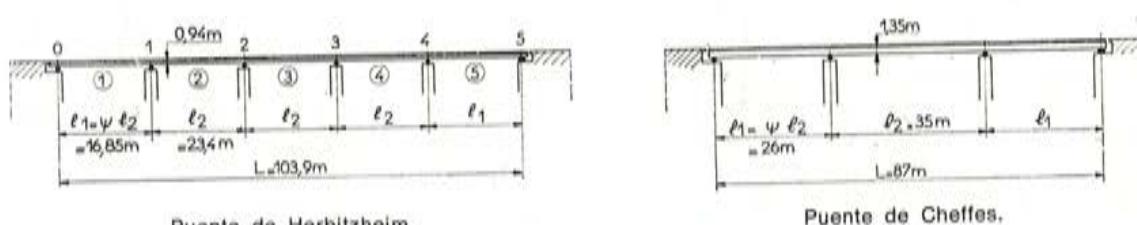


Fig. 3. — Alzados esquemáticos.

Puente	Luces (m)	Anchuras (m)		Empresa	Pretensado
		Calzada	Acera		
Herbitzheim	$16,85 + 3 \times 23,4 + 16,85 = 103,9$	8,0	2,0	Dietsch	STUP
Cheffes	$26 + 35 + 26 = 87$	6,0	1,0	Baudin-Chauteauneuf	PCB

Puente	Area B (m ²)	Cantos (m)		v (m)	v' (m)	I (m ⁴)	$\frac{I}{B \cdot v \cdot v'}$
		Total	Util				
Herbitzheim.	5,67	0,94	0,89	0,38	0,56	0,398	0,33
Cheffes	5,70	1,35	1,31	0,57	0,78	0,891	0,35

Puente	Espesor equivalente de hormigón = B/b (m)	Peso de acero, en kg/m ³ de hormigón	
		Armaduras activas	Armaduras pasivas
Herbitzheim	0,47	Longitudinal: 38 Transversal: 9,5	51
Cheffes	0,71	Longitudinal: 35	66

2. METODO PARA EL CALCULO DEL PRETENSADO EN LAS VIGAS CONTINUAS CON CABLES DE EXTREMO A EXTREMO

2.1. Generalidades. Notaciones (*).

Sea una viga continua de n tramos, simplemente apoyada en $A_0, A_1, \dots, A_{i-1}, A_i, \dots, A_n$ (figura 4). En cada tramo i , $A_{i-1} A_i$, de luz l_i , contamos las abscisas x a partir del apoyo de la izquierda. Las ordenadas se toman positivas hacia arriba.

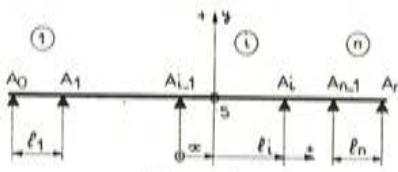


Figura 4.

La viga está pretensada por cables que van de un extremo al otro; el cable medio resultante está tensado con una fuerza $F(x)$, y tiene una excentricidad $e_0(x)$ con relación a la fibra media de la viga.

Consideremos la viga sometida únicamente a la acción del pretensado. Por ser hiperestática no puede deformarse libremente, sino que sus apoyos ejercen sobre ella reacciones encargadas de compensar las coacciones hiperestáticas impuestas, formando en conjunto un sistema de fuerzas nulo.

Sea en una sección cualquiera S de abscisa x del tramo i , $\mathcal{M}(x)$ el momento (llamado "momento hiperestático de pretensado") de estas reacciones de los apoyos situados a la izquierda de S . Llamemos \mathcal{M}_i al valor de \mathcal{M} a la derecha del apoyo A_i ($\mathcal{M}_0 = \mathcal{M}_n = 0$).

La curva que representa a $\mathcal{M}(x)$ es una línea quebrada continua, cuya ecuación en el tramo i es:

$$\mathcal{M}(x) = \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \mathcal{M}_{i-1} + \frac{x}{l_i} \mathcal{M}_i \quad (1)$$

El momento total de pretensado en la sección S vale:

$$\mathcal{M}_0 = F \cdot e_0 + \mathcal{M}$$

La línea de presiones correspondiente al pretensado (o "línea de pretensado"), tiene por ecuación:

$$e_{00} = \frac{\mathcal{M}_0}{F} = e_0 + \frac{\mathcal{M}}{F} \quad (2)$$

No coincide, por tanto, con el cable.

Si, en primera aproximación se desprecia la variación de F a lo largo de la viga, $e_{00}(x)$ difiere de $e_0(x)$ en una función lineal de x en cada tramo. Se pasa del cable a la línea de pretensado por una "transformación lineal".

Los valores de los \mathcal{M}_i se calculan por la ecuación de los tres momentos que actúan a la derecha de tres apoyos sucesivos, o sea, designando por a_i , b_i y c_i los coeficientes de flexibilidad del tramo i :

$$b_i \mathcal{M}_{i-1} + (c_i + a_{i+1}) \mathcal{M}_i + b_{i+1} \mathcal{M}_{i+1} = J(e_0) \quad (3)$$

(*) Ver Guyon, *Béton précontraint*. Collection de l'I.T.B.T.P. (chapitres 19 a 22). Eyrolles, 1958.

con:

$$J(e_k) = - \int_i^l \frac{x}{l} F \cdot e_k \frac{dx}{I} - \int_{i+1}^l \left(1 - \frac{x}{l}\right) F e_k \frac{dx}{I} \quad (4)$$

La línea de pretensado obedece a la "relación de concordancia":

$$J(e_{00}) = 0 \quad (5)$$

A veces se han llamado "parásitas" a estas reacciones hiperestáticas de pretensado. Nosotros no lo haremos así, porque pueden ser tanto favorables como desfavorables. Lo importante es, primero, tener en cuenta su existencia; y luego, si es posible (como ocurre frecuentemente), obtener ventajas de ello.

2.2. Determinación del valor mínimo del esfuerzo de pretensado F (y, por tanto, del número de cables).

2.2.1. Lo principal es resaltar que las condiciones impuestas respectivamente al cable y a la línea de pretensado son totalmente diferentes:

- a) *El cable (e_0) debe cumplir una serie de condiciones prácticas:* ante todo, debe quedar en el interior del hormigón, y bien recubierto. Sea d (o d') la distancia mínima necesaria entre el eje del cable medio y la fibra superior (o inferior) de la sección (fig. 5). Es preciso, pues, que:

$$-(v' - d') \leq e_0 \leq (v - d) \quad (6)$$

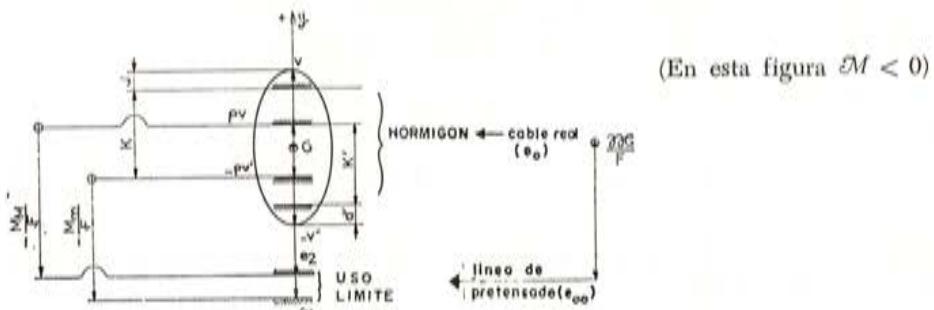


Figura 5.

- b) *La línea de pretensado (e_{00}) debe obedecer a condiciones mecánicas:* en el caso de puentes, el pretensado mínimo está determinado por la necesidad de mantener el hormigón comprimido en cualquier caso de carga de servicio. El momento flector exterior M varía, en una sección S , entre los valores mínimos M_m y máximo M_M . Hagamos $\Delta M = M_M - M_m$,

Es preciso, pues, que:

$$0 \leq \sigma(y) = \frac{F}{B} + (M + F e_{00}) \frac{y}{I}$$

O sea, llamando $\rho = \frac{I}{B y v}$ al rendimiento geométrico de la sección, y aplicando la condición precedente a sus fibras extremas ($y = v$, o $y = -v'$), y para los dos casos extremos de carga:

$$(e_1) = -\rho v' - \frac{M_m}{F} \leq e_{00} \rho v - \frac{M_M}{F} = (e_2) \quad (7)$$

Esta fórmula define un huso límite, dentro del cual debe quedar la línea de pretensado.

2.2.2. Mínimo absoluto de F (condiciones mecánicas).

Para que (7) sea posible hace falta respetar la desigualdad entre sus términos extremos; o sea,

$$\frac{\Delta M}{\rho h} = F_m \leq F \quad (8)$$

F_m es el valor mínimo absoluto del pretensado en toda sección del puente (ya sea iso o hiperestático).

2.2.3. Mínimo de F fijado por condiciones prácticas.

Teniendo en cuenta (2) y (7) se puede escribir:

$$-\rho v' - \left(\frac{M_m + \mathcal{M}}{F} \right) \leq e_0 \leq \rho v - \left(\frac{M_m + \mathcal{M}}{F} \right) \quad (9)$$

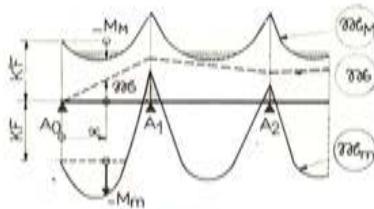


Figura 6.

Para que (6) y (9) sean compatibles es preciso respetar las desigualdades entre sus términos extremos tomados en curva; o sea, haciendo (fig. 5):

$$K = v - d + \rho v', \quad y \quad K' = v' - d' + \rho v,$$

y para toda sección:

$$(\mathcal{M}_m) = -K \cdot F - M_m \leq \mathcal{M} \leq K' \cdot F - M_m = (\mathcal{M}_M) \quad (10)$$

será ahora:

$$F \geq \frac{M_m + \mathcal{M}}{K'} \quad y \quad F \geq \frac{-M_m - \mathcal{M}}{K} \quad (11)$$

2.2.4. Expresiones prácticas del valor mínimo de F en cada tramo.

El valor mínimo que hay que dar a F es igual al mayor de los tres valores fijados por las condiciones (8) y (11).

Las luces de los puentes son, generalmente, supracríticas; es decir, suficientemente grandes para que (11) sea preponderante. Es este caso el que tratamos a continuación, suponiendo, para simplificar el estudio, que el pretensado es constante en todos los tramos.

2.2.4.1. Método analítico.

- a) La condición (10) significa que es necesario poder inscribir la línea quebrada representativa de $\mathcal{M}(x)$ (que tiene ordenada nula sobre los apoyos extremos A_0 y A_n y presenta quiebros encima de los apoyos intermedios) entre las dos curvas que representa las funciones \mathcal{M}_m y \mathcal{M}_M (fig. 6). Como estas curvas tienen, generalmente, un trozo parabólico en cada tramo, las zonas donde la condición (10) corre el mayor riesgo de no ser satisfechas están situadas:

- Sobre apoyos intermedios A_i (índice i), donde es preciso que:

$$-K_i F - M^{i_m} \leq \mathcal{M}_i \quad (12)$$

- En la zona central de cada tramo i (índice t_i), donde es necesario que:

$$\mathcal{M}_{tt} \leq K'_{tt} F - M^{tt_m} \quad (13)$$

- b) En un tramo intermedio $A_{i-1} A_i$ la sección más desfavorable está situada en la zona media del tramo. Supongamos que esté a mitad de la luz del tramo, donde:

$$\mathcal{M}_{tt} = \frac{1}{2} (\mathcal{M}_{i-1} + \mathcal{M}_i)$$

El valor mínimo de F en el tramo i , teniendo en cuenta (12) y (13), está dado por:

$$\frac{\frac{1}{2} (M_{m^{i-1}} + M^{i_m})}{K'_{tt} + \frac{1}{2} (K_{i-1} + K_i)} \leq F \quad (*)$$

(14)

- c) En un tramo de borde $A_0 A_1$ la curva \mathcal{M}_M debe quedar, dentro del tramo, por encima de la recta \mathcal{M} , que, a su vez, debe quedar sobre el apoyo A_1 , por encima de la curva \mathcal{M}_m (fig. 6). De donde el valor mínimo de F (para toda x comprendida entre 0 y l_1):

$$\frac{\frac{x}{l_1} M^{1_m}}{K'_{tt} + \frac{x}{l_1} K_1} \leq F \quad (15)$$

la abscisa relativa $\frac{x}{l_1}$ que hay que considerar está comprendida entre 0,2 y 0,5, y para el caso normal de pequeños puentes de sección constante, entre 0,4 y 0,45.

2.2.4.2. Interpretación geométrica (fig. 7) en el caso sencillo de una viga de canto y pretensado constantes.

La línea de pretensado debe quedar dentro del huso límite. Su flecha mínima f_i , en el tramo i , se obtiene cuando esta línea pasa lo más bajo posible sobre el apoyo [$e_{00} =$

^(*) En el caso de viga de sección constante, el denominador vale $[(h(1+\rho) - (d+d'))]$, o sea, de 1,15 h a 1,5 h , según el tipo de sección.

$=(e_1)_t$ y lo más alto posible dentro del tramo $[e_{00}=(e_2)_t]$, o sea, en un tramo intermedio normal:

$$f_t \geq \frac{(e_1)_t - 1 + (e_1)_t}{2} - (e_2)_t$$

Ahora bien, esta línea puede deducirse, por transformación lineal, del cable. Estas dos curvas tienen la misma flecha. Como el cable debe quedar dentro del hormigón, es preciso que:

$$f_t \leq h - (d + d')$$

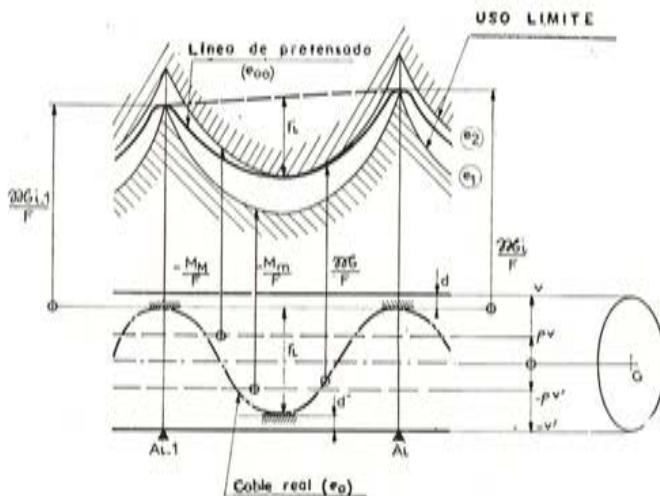


Figura 7.

Combinando estas dos desigualdades, se encuentran fácilmente las condiciones (14) y (15)

2.2.4.3. Observación.

Se ha supuesto hasta aquí que se puedan obtener, con el trazado del cable real, los momentos hiperestáticos \mathcal{M}_i deseados. Pero esto no es siempre posible (*). En este caso es necesario:

- Bien aumentar el valor de F .
- Bien ajustar los valores de los \mathcal{M}_i por desnivelaciones de apoyos (solución en la que probablemente no se piensa con suficiente frecuencia; hay que recordar que las reacciones de apoyo así introducidas dependen del módulo de elasticidad del hormigón y varían, por tanto, en el tiempo, por fluencia).

2.3. Determinación del trazado del cable.

2.3.1. Después de haber obtenido F (es decir, el número de cables) y, al menos con un cierto margen, los valores de los \mathcal{M}_i a conseguir, hace falta determinar el trazado de

(*) Ejemplo de una viga de tres tampos continuos simétricos: la ordenada de la línea de influencia real de los momentos \mathcal{M}_1 y \mathcal{M}_2 , es decir, la de $1/2 (\mathcal{M}_1 + \mathcal{M}_2)$, conserva, por razón de simetría, signo constante en toda la longitud de la viga. Para que pueda encontrarse una línea de pretensado (tal que se cumpla la ecuación (5): $J(e_{00}) = 0$ dentro del límite $(e_1 \leq e_{00} \leq e_2)$) hace falta que $J(e_1)$ y $J(e_2)$ sean de signos opuestos.

dichos cables de forma que se satisfagan tanto las condiciones prácticas (cables que queden en el interior del hormigón y de trazado regular) como las mecánicas (cables que den una línea de pretensado contenida dentro del huso límite, es decir, que desarrollen esos \mathcal{M}_i).

Lo más sencillo, aquí, es buscar directamente una línea de pretensado conveniente, de la que se deducirá después un trazado de cable, por transformación lineal, sin perjuicio de introducir en él, a continuación, pequeños retoques, por ejemplo, para regularizar el trazado.

En la práctica, además, no es necesario trazar la línea de pretensado porque se puede hacer implícitamente la transformación que da directamente el cable.

Observemos, en fin, que se puede aligerar la determinación del trazado no suponiendo el valor de F constante a lo largo de la viga, sino teniendo en cuenta desde el principio una ley más aproximada, que corresponda, por ejemplo, a un trazado compuesto por una sucesión de arcos de parábola descentrados al máximo, hacia arriba sobre apoyos y hacia abajo en el interior del tramo. Se pasa entonces de la línea de pretensado al cable, por una traslación, en cada sección, de intensidad:

$$\frac{\mathcal{M}(x)}{F(x)}$$

(que ya no es estrictamente una transformación lineal).

2.3.2. Principio del método.

El método consiste en buscar un trazado: $e_{00}(x)$, que cumpla la relación de concordancia (5) y que divida el huso límite en una relación λ , o sea:

$$e_{00} = e_1 + \lambda (e_2 - e_1) \quad (16)$$

La incógnita es el valor (o la expresión) de λ en cada tramo. Para que este trazado quede en el interior del huso límite es preciso que:

$$0 \leq \lambda \leq 1 \quad (*) \quad (17)$$

- a) *Caso en que hay que satisfacer una sola relación de concordancia* (viga de dos tramos cualesquiera o de tres tramos simétricos): Es necesario que:

$$J(e_{00}) = J(e_1) + \lambda [J(e_2) - J(e_1)] = 0$$

de donde resulta el valor (constante) de:

$$\lambda = \frac{-J(e_1)}{J(e_2) - J(e_1)} \quad (18)$$

- b) *En los otros casos hay que satisfacer varias relaciones de concordancia*, y no se pueden satisfacer con un solo parámetro constante: λ debe ser, pues, variable y de forma continua de un tramo a otro. Se puede, por ejemplo (**), adoptar una ley de variación lineal con la abscisa x , en cada tramo i , o sea:

$$\lambda(x) = \frac{x}{l_i} \alpha_{i-1} + \beta_{i-1} \quad (\text{con } \alpha_{i-1} + \beta_{i-1} = \beta_i)$$

(*) Si esta condición no se cumple, ver apartado 2.2.4.3.

(**) Esta elección se discute en el párrafo 2.4.1.

β_i es la relación en que la línea de pretensado divide al huso límite sobre el apoyo A_i .

Observemos que:

$$F(e_2 - e_1) = \rho F \cdot h - \Delta M$$

Hagamos:

$$\begin{aligned} A_i &= \int_i F(e_2 - e_1) \left(1 - \frac{x}{l_i}\right)^2 \frac{dx}{l} \\ B_i &= \int_i F(e_2 - e_1) \frac{x}{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{l} \\ C_i &= \int_i F(e_2 - e_1) \left(\frac{x}{l_i}\right) \frac{dx}{l} \end{aligned}$$

La relación de concordancia (5) se escribe [para $i = l a (n - 1)$]:

$$B_i \beta_{i-1} + (C_i + A_{i+1}) \beta_i + B_{i+1} \beta_{i+1} = - \int_i \frac{x}{l} F e_1 \frac{dx}{l} - \int_{i+1} \left(1 - \frac{x}{l}\right) F e_1 \frac{dx}{l} \quad (19)$$

Se pueden escoger libremente los valores de β_0 y de β_n y, por tanto, las posiciones de los cables en las secciones extremas, lo que permite disponer mejor los anclajes. La condición (17) se escribe:

$$0 \leq \beta_i \leq 1$$

En fin, la ecuación del cable, en el tramo i , es:

$$\begin{aligned} e_0(x) &= \rho (\beta_{i-1} h - v') - \frac{1}{F} (M_m + \beta_{i-1} \Delta M + \mathcal{M}_{i-1}) + \\ &+ \frac{x}{l_i} \left[\rho h \alpha_{i-1} - \frac{1}{F} (\mathcal{M}_i - \mathcal{M}_{i-1} + \alpha_{i-1} \Delta M) \right] \end{aligned}$$

2.3.3. Aplicación al puente de Herbitzheim.

Para demostrar claramente la sencillez del método propuesto, reproducimos a continuación *in extenso* los cálculos numéricos para la determinación del cableado.

2.3.3.1. Valores de los momentos exteriores.

El teorema de los tres momentos da, en el caso de carga uniforme de densidad q_i en el tramo i , el valor de los momentos sobre apoyos intermedios. O sea, llamando l a la luz de los tramos intermedios y ψ_i a la de los tramos de orilla:

$$\begin{aligned} M_1 &= \frac{-l^2}{4(5+6\psi)(9+10\psi)} [q_1 \psi^3 (26+30\psi) \\ &+ q_2 (19+22\psi) - q_3 (5+6\psi) + q_4 (1+2\psi) - q_5 \psi^3] \\ M_2 &= \frac{-l^2}{4(5+6\psi)(9+10\psi)} [-q_1 \psi^3 (7+8\psi) + \\ &+ q_2 (7+8\psi) (1+2\psi) + q_3 2(1+\psi)(5+6\psi) \\ &- q_4 2(1+\psi)(1+2\psi) + q_5 2(1+\psi)\psi^3] \end{aligned}$$

De donde resultan los siguientes valores (en t) de los momentos extremos, a cada décimo de las luces:

Sección	0 (A_0)	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	1,0 (A_1)	1,1	1,2
M_M	0	305	522	650	689	639	500	273	— 43	— 323	— 610	— 190	194
M_m	0	111	172	184	146	58	— 79	— 266	— 503	— 836	— 1.196	— 541	— 81
Sección	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0 (A_2)	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
M_M	604	808	926	838	583	163	— 243	— 694	— 255	142	577	806	890
M_m	132	250	272	199	30	— 235	— 700	— 1.328	— 692	— 233	6	150	98

Se deducen los resultados siguientes (en t/m^2):

$$\int_1^x \frac{x}{l} M_M dx = 1.382; \quad \int_1^x \frac{x}{l} M_m dx = -2.969; \quad \int_1^x \left(\frac{x}{l}\right)^2 \Delta M dx = 2.959;$$

$$\int_2^x \frac{x}{l} M_M dx = 3.578; \quad \int_2^x \frac{x}{l} M_m dx = -2.532; \quad \int_2^x \left(\frac{x}{l}\right)^2 \Delta M dx = 4.071;$$

$$\int_2^x M_M dx = 7.413, \quad \int_2^x M_m dx = -4.276;$$

$$\frac{1}{2} \int_3^x M_M dx = 3.331, \quad \frac{1}{2} \int_3^x M_m dx = -2.993.$$

2.3.3.2. Determinación del pretensado F (*).

a) La condición (8) da, en el centro del puente (sección 25):

$$F \geq \frac{890 - 198}{0,311} = 2.223 \text{ T}$$

(por lo que hay que colocar, al menos, 20 cables 12T13 en cada nervio, en dos capas de cinco). De donde $d = d' = 14$ cm, de forma que queda un recubrimiento próximo al diámetro de una vaina.

b)

$$K = 0,38 + 0,187 - 0,14 = 0,427 \text{ m}$$

$$K' = 0,56 + 0,124 - 0,14 = 0,544 \text{ m},$$

$$\frac{1}{K + K'} = 1,1066 \text{ m}^{-1},$$

(*) Ver apartado 1.6; $\rho v = 0,33 \times 0,38 = 0,124 \text{ m}$; $\rho v' = 0,33 \times 0,56 = 0,187 \text{ m}$; $\rho h = \rho (v + v') = 0,311 \text{ m}$.

Condición	(15)	(14)	
Tramo	$A_0 A_1$	$A_1 A_2$	$A_2 A_3$
$F(t) \geq$	En la sección: $x = 0,4 l_1$ $\frac{689 + 0,4 \times 1.196}{0,544 + 0,4 \times 0,427} = 1.633$	$1,1066 \left[926 + \frac{1.328 + 1.196}{2} \right] = 1,1066 [890 + 1.328] = 2.454$ $= 2422$	

c) De aquí resulta el valor mínimo $F = 2.454$ t. La simetría de la sección impone un número par de cables, por lo que hemos adoptado un pretensado ligeramente superabundante, o sea, 24 cables. De donde el valor (en t) del pretensado obtenido en servicio será:

Sección	0,0 A_0	0,1	0,2	0,3	0,4	0,5	0,6	0,7	0,8	0,9	$1,0$ A_1	1,1	1,2
F	2.688	2.705	2.721	2.738	2.755	2.771	2.788	2.805	2.822	2.838	2.855	2.887	2.919
Sección	1,3	1,4	1,5	1,6	1,7	1,8	1,9	$2,0$ A_2	2,1	2,2	2,3	2,4	2,5
F	2.896	2.873	2.850	2.827	2.804	2.781	2.759	2.736	2.713	2.690	2.667	2.644	2.621

De aquí (en t):

$$\int_1^x \frac{x}{l} F \, dx = 23.584; \quad \int_1^x \left(\frac{x}{l} \right)^2 F \, dx = 15.800; \quad \int_2^x F \, dx = 66.436;$$

$$\int_2^x \frac{x}{l} F \, dx = 32.883; \quad \int_2^x \left(\frac{x}{l} \right)^2 F \, dx = 21.783; \quad \frac{1}{2} \int_3^x F \, dx = 31.329.$$

2.3.3.3. Determinación del trazado de los cables.

a) Determinación de la línea de pretensado:

En las expresiones siguientes despreciamos el valor (constante) de I .

Obtenemos (en t^2):

$$B_1 = 0,311 (23.584 - 15.800) - (1.382 + 2.969 - 2.959) = 1.029$$

$$C_1 = 0,311 \times 15.800 - 2.959 = 1.955$$

$$A_2 = 0,311 (66.436 - 2 \times 32.883 + 21.783) - (7.413 + 4.276) - 2 (3.578 + 2.532) + 4.071 = 3.443$$

$$B_2 = 0,311 (32.883 - 21.783) - (3.578 + 2.532 - 4.071) = 1.413$$

$$C_2 = 0,311 \times 21.783 - 4.071 = 2.704$$

$$A_3 + B_3 = 0,311 \times 31.329 - (3.311 + 2.993) = 3.439.$$

La relación (19) se escribe, pues:

— Para $i = 1$:

$$1.029 \beta_0 + (1.955 + 3.443) \beta_1 + 1.413 \beta_2 = \\ = 0.187 \times 23.584 - 2.969 + 0.187 (66.436 - 32.883) + \\ + (-4.276 + 2.532) = 5.972.$$

— Para $i = 2$:

$$1.413 \beta_1 + (2.704 + 3.439) \beta_2 = \\ 0.187 \times 32.883 - 2.532 + 0.187 \times 31.329 - 2.993 = 6.483.$$

Para colocar bien los anclajes hacemos $e_0 = -0,184$ m, o sea:

$$\beta_0 = \frac{e_0 + \rho v'}{\rho h} = 0,00965.$$

Con esto será:

$$\alpha_0 = \beta_1 - \beta_0 = 0.8709, \quad \alpha_1 = -0.0249 \quad y \quad \alpha_2 = 0.$$

b) *Valores de los momentos hiperestáticos a crear.*

En la sección 04 ($x = 0,4$ l_1):

$$\lambda = 0.4 \times 0.8709 + 0.00965 = 0.358$$

$$e_{00} = -0,187 - \frac{146}{2,755} (1 - 0,358) + \left(0,124 - \frac{689}{2,755} \right) 0,358 = -0,199 \text{ m.}$$

Mediante un cálculo análogo se encuentran los valores de e_{00} en las otras secciones.

De donde (fig. 8) se deducen las condiciones impuestas a los valores de los M_i a crear, para poder transformar la línea de pretensado en un cable real interior al hormigón.

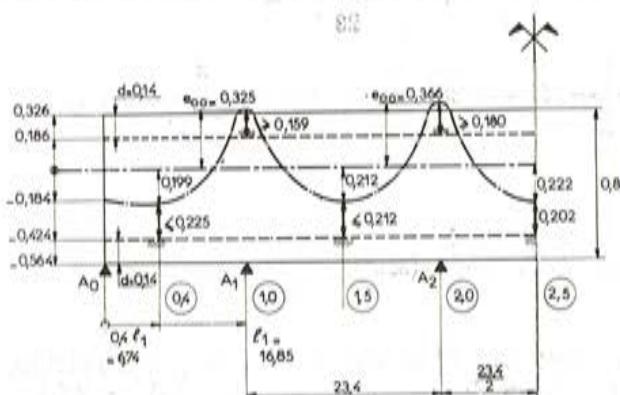


Fig. 8. — Puente de Herbitzheim.
Línea de pretensado.

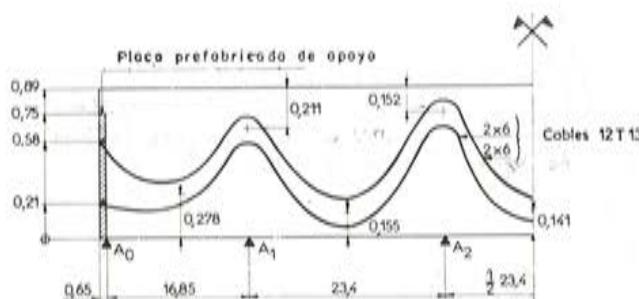


Fig. 9.—Alzado esquemático de la disposición de los cables en Herbitzheim. La escala en alzado es veinte veces mayor.

Sección	04	10	15	20	25
$e_{00} (m)$	— 0,199	+ 0,325	— 0,212	+ 0,366	— 0,222
$\mathcal{M}_1 (t/m)$	$\frac{\mathcal{M}_1 \leq 0,225 \times 2,755}{0,4} = 1,550$	$\mathcal{M}_1 \geq 0,159 \times 2,855 = 454$	$\frac{\mathcal{M}_1 + \mathcal{M}_2}{2} \leq 0,212 \times 2,850 = 604$	$\mathcal{M}_2 \geq 0,180 \times 2,736 = 493$	$\mathcal{M}_2 \leq 0,202 \times 2,621 = 529$

Para que el cable pase lo más bajo posible, de forma que las pérdidas por rozamiento sean pequeñas y que se facilite el paso de los cables transversales, adoptamos valores grandes de los momentos hiperestáticos, o sea, $\mathcal{M}_2 = 525$ t/m, y $\mathcal{M}_1 = 600$ t/m.

c) *Ecuación del cable real* (unidades: tonelada y metro):

Tramo 01:

$$e_0 = e_{00} - \frac{600}{F} \frac{x}{l_1} = e_1 + (e_2 - e_1) \left(0,8709 \frac{x}{16,85} + 0,00965 \right)$$

$$- \frac{600}{F} \frac{x}{16,85} = - 0,184 + 0,27085 \frac{x}{16,85}$$

$$- \frac{1}{F} \left[M_m + 0,00965 \Delta M + \frac{x}{16,85} (600 + 0,8709 \Delta M) \right]$$

Tramo 12:

$$e_0 = e_{00} - \frac{600}{F} + \frac{75}{F} \frac{x}{23,4} =$$

$$= 0,087 - 0,0077 \frac{x}{23,4} + \frac{1}{F} \left[- M_m - 0,8805 \Delta M - 600 + \frac{x}{23,4} (75 + 0,0249 \Delta M) \right]$$

Tramo 23:

$$e_0 = e_{00} - \frac{525}{F} = 0,079 - \frac{1}{F} (M_m + 0,8556 \Delta M + 525).$$

Ahora, sobre este trazado de cable (fig. 9) se hace la última comprobación, es decir, la redacción de la nota de cálculo, teniendo en cuenta el valor real de $F(x)$.

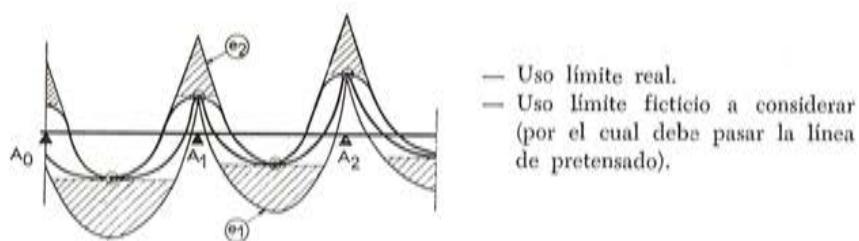


Figura 10.

2.4. Crítica y mejora del método precedente. Método recomendado.

2.4.1. Críticas y paliativos.

a) No se puede adoptar el valor mínimo del pretensado nada más que si: $\lambda = 0$ sobre apoyos y $\lambda = 1$ dentro de los tramos (ver 2.2.4).

Ahora bien, las formas adoptadas anteriormente para λ (valor constante o variable linealmente con la abscisa en cada tramo) no permiten satisfacer estas condiciones.

En este caso resulta una línea de pretensado de flecha excesiva. Para conservar el pretensado mínimo, se debe, pues, transformar este trazado en otro, también concordante, pero de flecha bastante reducida para que se pueda deducir un trazado de cable que se inscriba en el interior del hormigón (*).

Se puede también adoptar una expresión $\lambda(x)$ más complicada, y que asegure el cumplimiento de las condiciones impuestas. Por ejemplo, para un tramo intermedio i :

$$\lambda = 4 \frac{x}{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i} \right) \left[1 + \left(2 \frac{x}{l_i} - 1 \right)^2 \gamma_i \right]$$

donde hay que determinar γ_i para que se verifique (5) y debe quedar comprendido entre (-1) y $(+1)$ [condición (17)] (**).

b) Lo mismo que las curvas envolventes de los momentos exteriores M y, por tanto, que las curvas extremas del huso límite, el trazado obtenido para la línea de pretensado (y, por tanto, para el cable real que se deduce de ella) presenta un punto de quiebro encima de cada apoyo intermedio. Hace falta, pues, retocar este trazado para suavizarlo sobre apoyos.

2.4.2. Método recomendado.

En definitiva, y para resolver simultáneamente las dos dificultades precedentes, recomendamos seguir el método siguiente:

a) Calcular el valor mínimo del pretensado (2.2.4). Deducir de ello el huso límite real.

b) Adoptar otro huso límite, más restrictivo que el anterior. Este huso (fig. 10) se cierra (y sus fibras extremas son tangentes):

— Sobre apoyos intermedios, en el punto más bajo del huso real [descentramiento de $(e_1)_i$].

— Dentro de los tramos, en el punto más alto: $(e_2)_i$.

Sus fibras extremas resultan continuas, sin quiebros sobre los apoyos intermedios.

c) Determinar la línea de pretensado de forma que divida este nuevo huso límite en una relación λ variable linealmente, con la abscisa; en cada tramo como se ha visto en 2.3.2.

d) Deducir el cable real de la línea de pretensado así encontrada.

Hemos hecho aplicar este método por el señor Cat, ingeniero del CHEBAP, en servicio en el S.C.E.T. en 1967 (para proyectar el puente de la calle Crossardière, en Laval,

(*) Se da un ejemplo de este método, relativo al puente de Cheffes, en el capítulo 13 de nuestro curso del CHEBAP (1965). La aplicación numérica se facilita considerablemente por el empleo del método de las líneas de influencia de los M_i , establecidos por los señores Albiges y Le Bourdelles, y publicado en los *Annales de l'I.T.B.T.P.* de octubre de 1964.

(**) Fórmula propuesta, principalmente, por el señor Gerbault, I.P.C. en el S.S.A.

construido por la empresa Dodin de final de 1967 al principio de 1968), y después por los alumnos del CHEBAP de la promoción 1957-68. Los resultados obtenidos permiten sacar la conclusión de que la aplicación de este método es realmente fácil.

2.5. Extrapolación del método.

2.5.1. Elección de las luces en el caso en que la longitud total de la obra L viene impuesta, pero hay libertad de elección de las pilas.

2.5.1.1. Consideremos el caso de un puente de tres tramos simétricos ($l_1 = \psi l_2$; $l_2 = l_3 = l_1$) y de sección constante (fig. 3).

La solución más económica se obtiene cuando se requiere el mismo valor de pretendido en el tramo de borde (donde $F_{\min} = F_1$) y en el tramo central (donde $F_{\min} = F_2$).

La carga permanente (uniformemente repartida) vale p y la sobrecarga s_1 .

Sea $K l_1$ la distancia entre el apoyo sobre el estribo A_0 y la sección más desfavorable del tramo $A_0 A_1$ [aquella donde la condición (1) es la más restrictiva].

2.5.1.2. Valores extremos de los momentos exteriores:

Caso de sobrecarga	Momentos
	$M_{1m}^1 = \frac{-l_2^2}{4(2\psi+3)} \left[(p+s_0)(1+\psi^3) + \frac{\psi^3}{1+2\psi} s_0 \right]$
	$M_{1m}^1 = \frac{l_2^2 \psi (p+s_1)}{32(2\psi+3)^2} \left[3(\psi+2) - \frac{1}{\psi^2(p+s_1)} \left(p + \frac{\psi^2}{1+2\psi} s_1 \right) \right]^2$ $\text{con } K = \frac{1}{4(2\psi+3)} \left[3(\psi+2) - \frac{p+s_1 - \frac{\psi^3}{1+2\psi}}{\psi^2(p+s_1)} \right]$
	$M_{1m}^1 = \frac{l_2^2}{4(2\psi+3)} [p(0,5+\psi-\psi^3) + (0,5+\psi)s_2]$

2.5.1.3. Valores mínimos de F_1 :

Hagamos:

$$\delta = \frac{d}{h} = \frac{d'}{h}; \quad \xi = \frac{v}{h},$$

$$F_2 = \frac{l_2^2}{4(2\psi+3)h(1+\rho-2\delta)} \left[p(1,5+\psi) + s_0 \left(1 + \frac{1+\psi}{1+2\psi} \psi^3 \right) + s_2(0,5+\psi) \right]$$

$$F_1 = \frac{M_{1m}^1 - K M_{1m}^1}{h[1+K\rho-\xi(1-\rho)(1-K)-(1+K)\delta]}$$

2.5.1.4. Valor óptimo de ψ :

La igualdad $F_1 = F_2$ da:

$$\Theta = M_{\text{M}}^{t/2} [1 + K\rho - \xi(1-\rho)(1-K) - (1+K)\delta] - M_{\text{m}}^{t/2} (1+\rho-2\delta) - M^1 m (1-K) [1 - \xi(1-\rho) - \delta].$$

De aquí se obtiene el valor de ψ . Esta ecuación se resuelve fácilmente por iteración, fijando una serie de valores de ψ , hasta obtener el que la satisface.

2.5.1.5. Ejemplo del puente de Cheffes:

$$L = 87 \text{ m}; \quad h = 1.35 \text{ m}; \quad \rho = 0.352; \quad \xi = 0.422; \quad \delta = 0.126; \quad p = 15.95 \text{ t/m.}$$

Se encuentra fácilmente $\psi = 0,864$ (de donde $l_1 = 27,55$ m y $l_2 = 31,90$ m) $K = 40$, de donde $F_1 = F_2 = 2.150$ t, o sea, $F = (b l_2) \times 7,3$ t/m².

En fin, la sección mínima de hormigón tendría un módulo de inercia:

$$\frac{I}{V'} = \rho h \frac{F}{\sigma_b}$$

o sea, aproximadamente:

$$0,352 \times 1,35 \times \frac{2,150}{1,260} = 0,811 \text{ m}^3 ({}^{\circ})$$

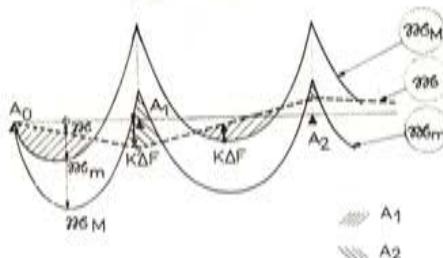


Figura 11.

2.5.1.6. Al estudiar en ordenador cerca de 600 casos de puentes de tres tramos continuos, de longitud total L comprendida entre 70 y 110 m, el señor Levy, ingeniero de Ponts et Chaussées, en el S.C.E.T., ha encontrado, igualmente (**), que el valor óptimo de la relación entre las luces está comprendido entre 0,85 y 0,90, y que para una esbeltez $l_2/h = 17$, el valor mínimo en toneladas, del esfuerzo de pretensado vale aproximadamente: $F(t) = 5 b l_2$, donde la luz central, l_2 , y la anchura total b , están expresadas en metros (***).

(*) En realidad, ha habido que adoptar valores diferentes, porque la luz central ($l_2 = 35$ m) venía condicionada por el gálibo de navegación. Por lo que los valores superiores necesarios son $F = 2.400$ t.

$$\frac{I}{V'} = 1,14 \text{ m}^3$$

(**) Cf. *Boletín técnico*, núm. 5, del S.C.E.T.

(**) En el caso presente, $\frac{l_2}{h} = \frac{31,9}{1,35} = 23,6$. Los resultados obtenidos conducen, pues, a $\frac{F}{b l_2} = 7,3 \times \frac{17}{23,6} = 5,25$.

2.5.2. Caso de vigas con pretensado variable.

Se puede obtener el valor óptimo que hay que dar al pretensado F , en cada sección, así como los valores que hay que dar a los \mathcal{M}_i , de la siguiente forma:

- a) Sabemos que no se puede descender por bajo del valor dado por (8): $F_m = \frac{\Delta M}{\rho h}$.
- b) La condición (10) equivale a permitir que se inscriba la línea quebrada de representatividad de \mathcal{M} entre las dos curvas (\mathcal{M}_m) y (\mathcal{M}_M) (fig. 6).

Trazamos estas dos curvas suponiendo que, en cada sección, $F = F_m$. En el caso corriente de puentes de luces supracríticas no puede inscribirse entre las dos curvas la línea quebrada (\mathcal{M}) (fig. 11). En efecto, ésta corta a (\mathcal{M}_M) en el interior de los tramos, y a (\mathcal{M}_m) sobre apoyos.

Por tanto, en estas zonas es necesario incrementar el valor de F en ΔF , al menos hasta hacer pasar:

- A (\mathcal{M}_M) por encima de (\mathcal{M}) , o sea:

$$\Delta F \geq \frac{\mathcal{M} + M_M}{K'}$$

- A (\mathcal{M}_m) por debajo de (\mathcal{M}) , o sea:

$$\Delta F \geq \frac{-(M + M_m)}{K}$$

c) En fin, la economía impone reducir al máximo el gasto de pretensado, o sea, en lo que respecta al acero de los cables debe ser mínima la expresión:

$$\int (F_m + \Delta F) dx$$

Para una viga de sección constante, la condición anterior conduce a hacer mínima la expresión:

$$\left[\frac{\mathcal{A}_1}{K'} + \frac{\mathcal{A}_2}{K} \right]$$

Siendo \mathcal{A}_1 y \mathcal{A}_2 las áreas comprendidas entre (\mathcal{M}_M) y (\mathcal{M}) en el interior de los tramos y entre (\mathcal{M}_m) y (\mathcal{M}) sobre apoyos (fig. 11). De aquí se deducen los valores de los \mathcal{M}_i a obtener.

3. ESTUDIO DE LA FLEXION TRANSVERSAL DE UN TABLERO DE DOS NERVIOS NO ARRIOSTRADOS (Caso del puente de Herbitzheim).

3.1. Generalidades.

Consideramos un tablero constituido por dos nervios longitudinales (numerados 1 y 2) rígidos a la flexión y a la torsión, y enlazados transversalmente por una losa, que constituye el forjado superior común y con riostras sobre los apoyos.

Estudiaremos el reparto transversal de las cargas entre los dos nervios, con las hipótesis siguientes (*):

- Despreciamos sus deformaciones propias con relación a las del forjado.
- Asimilamos la losa intermedia a una serie continua de riostras unidas por los bordes, rígidas a la flexión y empotradas en los nervios.

Fig. 12. — Cargas exteriores.

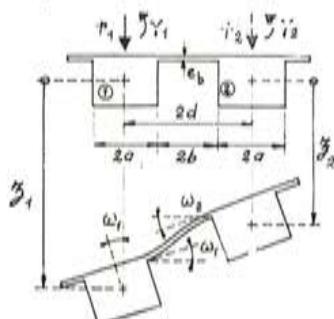


Fig. 13. — Deformaciones.

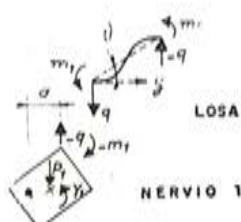


Fig. 14. — Esfuerzos interiores.

3.1.1. Notaciones y signos.

- Ejes, longitudinal Ox ; transversal Oy .
- Sentidos positivos:
 - Fuerzas y flechas: hacia abajo.
 - Momentos y rotaciones: sentido trigonométrico (esto es, para los momentos, el sentido opuesto al que se considera habitualmente en el estudio de las vigas).
- Coeficiente de Poisson del hormigón = 0,15.
- Módulos de elasticidad del hormigón:
 - Longitudinal = E .
 - Transversal = $G = \frac{E}{2(1+0,15)} = 0,435 E$.
- El tramo estudiado se supone independiente ($luz = l$), y de sección constante.
- Anchuras (fig. 12): de un nervio = $2a$; de la losa intermedia = $2b$; hacemos $d = a + b$. La losa se supone de espesor constante, igual a e_b .
- Rigideces:
 - De un nervio: a la flexión = D ; a la torsión = K .
 - De la losa, a la flexión, por unidad de longitud:

$$\frac{E}{D} = \frac{e_b^3}{12(1-0,15^2)} \cdot e_b^3 = 0,085 E e_b^3.$$

3.2. Cálculo de los esfuerzos (fig. 14).

3.2.1. La unión de los dos nervios mediante la losa introduce dos incógnitas hipostáticas. Para determinarlas, efectuaremos dos cortes por las secciones de empotramiento del tablero en los nervios, y escribimos la igualdad de las deformaciones de los tres elementos así determinados, con sus vínculos.

(*) Estas son las mismas hipótesis que consideró el señor Alexandre, ingeniero de Ponts y Chaussées, para el cálculo del puente de Choisy-le-Roi.

3.2.2. Caso de carga directa sobre un nervio

3.2.2.1. El nervio i está sometido a las cargas exteriores siguientes:

- Una carga vertical centrada, distribuida con la densidad $p_i(x)$.
- Un par de torsión de densidad $\gamma_i(x)$.

Estas cargas desarrollan los siguientes esfuerzos interiores:

- En la losa, en los empotramientos con los nervios: los esfuerzos cortantes verticales q , a la izquierda, y $(-q)$ a la derecha, y los momentos de flexión (de eje Ox) $= m_1$ a la izquierda y m_2 a la derecha.

$$(m_1 + m_2 + 2b \cdot q = 0)$$

- En el nervio i : el esfuerzo vertical centrado: $\pi_i = p_i (-1)^i q$ y el momento de torsión $\Gamma_i = \gamma_i - m_i + aq$.

3.2.2.2. Deformaciones correspondientes (fig. 13).

- Para el nervio $i =$ flecha z_i y rotación (de torsión) ω_i tales que:

$$D \frac{d^4 z_i}{dx^4} = p_i + (-1)^i q$$

$$-K \frac{d^2 \omega_i}{dx^2} = \gamma_i - m_i + aq$$

- Para la losa (sometida, además de a las rotaciones extremas ω_i , a una rotación de conjunto 0), las fórmulas de Bresse dan:

$$(\omega_1 - \omega_2) = \frac{2b}{\Delta} (m_1 + q b) = \frac{b}{\Delta} (m_1 - m_2)$$

$$\theta = \frac{\omega_1 + \omega_2}{2} + \frac{qb^2}{3\Delta}$$

- En fin, se supone el tramo simplemente apoyado respecto a la flexión en sus extremidades, donde los nervios se suponen perfectamente empotrados a la torsión.

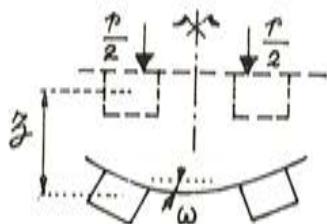


Figura 15.1.

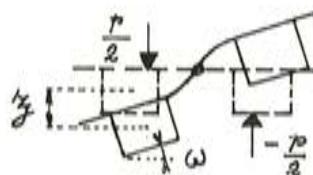


Figura 15.2.

3.2.2.3. Para resolver fácilmente las anteriores ecuaciones diferenciales (de orden par), descomponemos toda carga en serie de Fourier, o sea:

$$p(x) = \sum_{n=1}^{\infty} p_n \sin n \pi \frac{x}{l}, \quad y \quad \gamma(x) = e p(x).$$

Cada término representa una carga senoidal, aplicada sobre una línea paralela a Ox , con excentricidad e con relación al nervio considerado.

Por otra parte, descomponemos esta carga en dos, una simétrica y otra antimétrica. Solamente damos aquí la expresión del término de orden n de la serie (cercano al factor $\sin n \frac{\pi x}{l}$).

a) Carga simétrica (fig. 15.1).

$$(p_1)_n = (p_2)_n = \frac{p_n}{2},$$

$$(\gamma_1)_n = -(\gamma_2)_n = e \cdot \frac{p_n}{2},$$

$$(q_1)_n = (q_2)_n = q_n = 0,$$

$$(m_1)_n = - (m_2)_n = m_n = \frac{e p_n}{2} \frac{1}{1 + \alpha n^2} = e \frac{p_n}{2} A_n,$$

$$(z_1)_n = (z_2)_n = n^4 \frac{b^4}{\pi^4 D} \frac{p_n}{2},$$

$$(\omega_1)_n = -(\omega_2)_n = \frac{b}{\Delta} m_n,$$

con:

$$\alpha = \pi^2 \frac{b}{l} \frac{K}{\Delta l}, \quad y \quad A_n = \frac{1}{1 + \alpha n^2},$$

b) Carga antisimétrica (fig. 15.2).

$$(p_1)_n = - (p_2)_n = \frac{p_n}{2},$$

$$(\gamma_1)_n = (\gamma_2)_n = e \cdot \frac{p_n}{2},$$

$$(q_1)_n = - (q_2)_n = q_n = B_n \frac{p_n}{2} \left(1 - \beta n^2 \frac{e}{d} \right)$$

$$(m_1)_n = (m_2)_n = -b q_n,$$

$$(z_1)_n = - (z_2)_n = \omega_n d + q_n \frac{b^3}{3 \Delta},$$

$$(\omega_1)_n = -(\omega_2)_n = \omega_n = n^2 \frac{b^3}{K \pi^2} \left(e \frac{p_n}{2} + q_n d \right)$$

con:

$$\beta = \pi^2 \frac{d^2}{l^2} \frac{D}{K}, \quad y \quad B_n = \frac{1}{1 + n^2 \beta + \frac{1}{3} \left(\frac{b}{d} \right)^2 \alpha \beta}$$

c) Efecto total de la carga real.

Se obtiene sumando los dos casos de carga anteriores. En total se obtienen los siguientes valores de las densidades de carga que solicitan al nervio 1 (supuesto directamente cargado).

Carga vertical:

$$(\pi_1)_n = p_n - q_n = p_n \left[1 - \left(1 - n^2 \beta \frac{e}{d} \right) \frac{B_n}{2} \right]$$

Par de torsión:

$$(\Gamma_1)_n = e p_n - (m_1)_n + a q_n = \frac{p_n}{2} [e(2 - A_n - n^2 \beta B_n) + d B_n],$$

Y para el nervio 2 (no directamente cargado):

$$(\pi_2)_n = q_n = \frac{p_n}{2} B_n \left(1 - n^2 \beta \frac{e}{d} \right)$$

$$(\Gamma_2)_n = - (m_2)_n + a q_n = \frac{p_n}{2} [e(A_n - n^2 \beta B_n) + d B_n].$$

3.2.3. Caso en que la losa intermedia está directamente cargada.

Nos encontramos de nuevo en el caso anterior haciendo el siguiente rozamiento:

3.2.3.1. Suponemos los nervios fijos; sean, en este caso, \mathcal{R}_i las reacciones de apoyo de los nervios sobre la losa intermedia (ahora perfectamente empotrada).

3.2.3.2. Aplicamos a la estructura real simultáneamente la carga exterior (p) y las dos reacciones de apoyo \mathcal{R}_1 y \mathcal{R}_2 , considerando a estas últimas como cargas exteriores. El sistema está en equilibrio y, por definición de las \mathcal{R}_i , los nervios no se desplazan. Estos no reciben, por tanto, ningún esfuerzo; las reacciones de apoyo mutuo de los nervios y de la losa son nulas.

3.2.3.3. Aplicamos ahora a los nervios de la estructura real el sistema de cargas exteriores directamente opuesto al sistema de las \mathcal{R}_i , o sea, $=(-\mathcal{R}_i)$. Lo anterior nos permite calcular los esfuerzos interiores que, como resultado de ello, aparecen en los nervios y en la losa.

3.2.3.4. Los esfuerzos que la carga p provoca realmente en los nervios son iguales a los que provoca el sistema de carga total: $(p + \mathcal{R}_i) - \mathcal{R}_i = p$, y, por tanto, iguales a los que provoca el sistema $(-\mathcal{R}_i)$, puesto que el sistema $(p + \mathcal{R}_i)$ engendra esfuerzos nulos.

Calculamos, pues, los esfuerzos:

- En los nervios: aplicándoles un sistema de cargas exteriores igual al de las reacciones de apoyo $(-\mathcal{R}_i)$ que aparecerían en la losa si estuviese perfectamente empotrada (nervios fijos).
- En la losa: añadiendo los esfuerzos creados por:
 - La carga (p), directamente aplicada en la losa, supuesta está perfectamente empotrada (los valores correspondientes a cargas concentradas pueden calcularse con los ábacos de Pucher).
 - Las cargas exteriores $(-\mathcal{R}_i)$ aplicadas a los nervios.

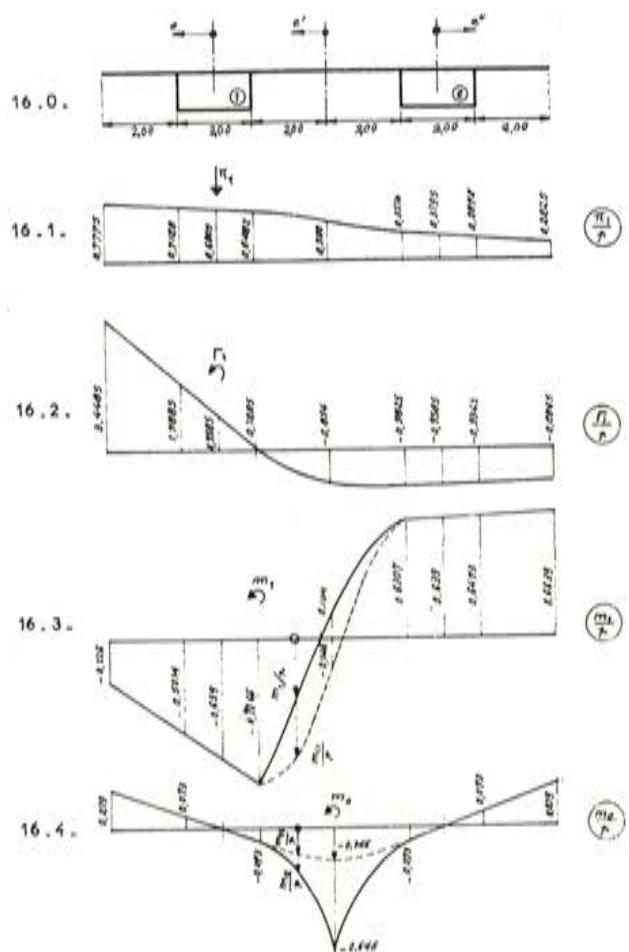


Fig. 16. — Líneas de influencia.

3.2.4. Resultados: líneas de influencia de los esfuerzos.

3.2.4.0. Para simplificar la expresión definimos la posición transversal de la carga como sigue (fig. 16.0):

Para una carga aplicada:

- En el nervio 1: por su excentricidad e con relación a la vertical del centro de gravedad de este nervio, medida positivamente hacia la izquierda.
- En el nervio 2: por su excentricidad e'' con relación a la vertical del centro de gravedad de este nervio, medida positivamente hacia la derecha.
- En la losa intermedia: por su excentricidad e' con relación a la mitad de la luz de la losa, medida positivamente hacia la izquierda.

3.2.4.1. Solamente tenemos en cuenta, en cualquier caso, el primer término del desarrollo en serie de Fourier de cada uno de los esfuerzos ($n = 1$). Las expresiones analíticas vienen dadas en el cuadro adjunto. Las figuras 16.1 a 16.4 reproducen las líneas de influencia obtenidas en el caso particular de Herbitzheim. Para el signo de los momentos véase notación en el párrafo 3.1.1.

3.2.5. Conclusiones.

Las conclusiones que pueden obtenerse del ejemplo de Herbitzheim, y que nos parecen tener un alcance general, son las siguientes:

Excentricidad de la carga	$-a \leq e$ (nervio 1 y ménula)	$-b \leq e' \leq b$ (forjado intermedio)	$-a \leq e''$ (nervio 2 y ménula)
Esfuerzo vertical π_1	$p \left[1 - \left(1 - \beta \frac{e}{d} \right) \frac{B}{2} \right]$	$\frac{p}{4b} \left[\frac{(2b - e')(b + e')^2}{b^2} + \right. \\ \left. + \left\{ \frac{e'^2}{b^2} (1 + \beta) - 3 - \left(1 + 2 \frac{\alpha}{d} \right) \beta \right\} B e' \right]$	$p \left(1 - \beta \frac{e''}{d} \right) \frac{B}{2}$
Momento de torsión Γ_1	$d \left[e \left(1 - \frac{A}{2} - B \frac{\beta}{2} \right) + B \frac{d}{2} \right]$	$\frac{p}{4b^3} \left[\frac{(b + e')^2 [b(b - 2d) + d e'] -}{-A B^2 [b(b - 2d) + e'^2] +} \right. \\ \left. + B e' [d(3b^2 - e'^2)(1 + \beta) - 2\beta b^3] \right]$	$-\frac{p}{2} [e''(A - B\beta) + B d]$
Momento de empotramiento sobre el nervio 1 m_1	$\frac{p}{2} \left[e \left(A + B \frac{\beta}{d} \right) - b B \right]$	$\frac{p}{2} \left\{ A \left(\frac{e'^2}{2b} + \frac{b}{2} - d \right) + \left[(1 + \beta) \left(\frac{e'^2}{2b} - \frac{3}{2} \right) + \right. \right. \\ \left. \left. + \beta \frac{b}{d} \right] B e' \right\} + \frac{p}{4b^2} (b - e')(b + e')^2$	$-\frac{p}{2} \left[e'' \left(-A + B \frac{\beta}{d} \right) - b B \right]$
Momento en el centro del forjado m_0	$\frac{p}{2} e A$	$\frac{p}{2} A \left(\frac{e'^2}{2b} - d + \frac{b}{2} \right) - p \frac{(b - e')^2}{4b}$	

3.2.5.1. *Extrema importancia y carácter favorable de la rigidez a torsión de la sección transversal (principalmente de la de los nervios).*

La rotación de esta sección alrededor del eje longitudinal Ox , bajo la acción de cargas excéntricas, está considerablemente frenada. En particular, no hay levantamiento del borde opuesto a la carga; la línea de influencia de π_1 (fig. 16.1) tiene ordenada positiva en toda la anchura del tablero.

Con este excelente reparto de cargas entre los nervios, el proyectista recordará, sobre todo, que el caso de carga más desfavorable para la flexión longitudinal de conjunto, es aquel en que se sobrecarga toda la anchura de la obra. No hay, pues, efecto de mayora-ción por excentricidad de las sobrecargas repartidas (sistema A y sobrecargas de aceras).

3.2.5.2. *En compensación, los nervios resultan muy solicitados a torsión:*

De donde se deduce la necesidad de una armadura secundaria importante, pero cuyo costo sólo tiene una repercusión bastante pequeña en el precio de la obra (*).

La incidencia sobre el hormigón es más importante. El cizallamiento total del hormigón, que se desarrolla sobre apoyos por los efectos combinados del esfuerzo cortante y de la torsión (en el mismo caso de carga), llega a ser fácilmente excesivo (superior a 20 kg/cm^2) con relación a lo autorizado por el reglamento de puentes.

3.2.5.3. En fin, toda sección de la losa intermedia puede estar sometida a momentos de signos opuestos según la posición de las sobrecargas (figs. 16.3 y 16.4). Esto es debido a la flexibilidad de la sección transversal, que procede de la ausencia de riostras.

Si la losa estuviese simplemente armada, cada una de sus secciones correría el riesgo de fisurarse alternativamente arriba y abajo, con el consiguiente peligro de fatiga. Esta es la razón que nos ha impulsado a recomendar, en los tableros con nervios sin riostras, el pretensado transversal de la losa que, al impedir toda fisuración, excluye todo riesgo de fragilidad.

Esta es una solución costosa para los tableros estrechos. Pero únicamente unos ensayos sobre modelo podrían persuadirnos de que es excesivamente prudente.

En el caso del puente de Herbitzheim, el pretensado transversal (ejecutado con cables $12 \oslash 8 \text{ STUP}$ separados $1,05 \text{ m}$) era, por otra parte, todavía más deseable porque el tablero se ejecutó hormigonando separadamente los dos nervios con una junta en la losa de $0,5 \text{ m}$ de anchura hormigonada en una tercera fase (fig. 2).

3.3. Resultados obtenidos para el puente de Herbitzheim.

3.3.1. *Características geométricas.*

3.3.1.1. Para aplicar los resultados anteriores (válidos para un tramo independiente) al tablero continuo de Herbitzheim, hemos considerado un "tramo independiente equivalente", de luz l' , tal que, uniformemente cargado, tuviese la misma flecha media que

(*) Resultan 51 kg de armaduras pasivas por metro cúbico de hormigón del tablero de Herbitzheim. Pero es necesario tener en cuenta que una variación de 10 kg de armaduras por metro cúbico de hormigón representa una variación de 20 francos. Es esto muy importante en relación con el coste total (todo comprendido) de un metro cúbico de hormigón pretensado, que se coloca entre los 700 y 1.000 francos.

el tramo central $A_2 A_3$ del puente real, cargado con la misma carga unitaria. De donde, llamando ψ a la relación entre las luces de los tramos de borde y el tramo central:

$$l' = l_2 \sqrt[4]{\frac{21 + 26\psi}{5(9 + 10\psi)}} = 0,84 l_2 = 19,6 \text{ m}$$

3.3.1.2. Sección transversal: para un nervio (en un semitablero; ver apartado 1.6):

$$\frac{D}{E} = 0,198 \text{ m}^4; \quad \frac{K}{E} = 0,151 \text{ m}^4; \quad \frac{\Delta l'}{E} = 0,026 \text{ m}^4;$$

$$\alpha = 5,83; \quad \beta = 0,304; \quad A_1 = 0,146; \quad B_1 = 0,639 \text{ (*)}$$

3.3.2. *Valores de las sobrecargas.*

a) De calzada:

- Sistema A: $4/\pi A$ (23,40 m) = 1.950 kg/m².
- Sistema B: 1.625 kg/m por fila transversal de rueda, o sea, teniendo en cuenta la mayoración dinámica:

1,11 × 1.625 kg/m para los esfuerzos de conjunto.
1,40 × 1.625 kg/m para la flexión local del forjado.

b) De acera (en sobrecarga general): $4/\pi 150 = 190 \text{ kg/m}^2$.

3.3.3. *Principales resultados numéricos.*

3.3.3.1. *Momentos de torsión sobre pila (Γ_1)₁:*

Los cálculos se han desarrollado y se han determinado las riostras sobre pilas, en la hipótesis de que éstas aseguran el perfecto empotramiento a la torsión y, por tanto, de que constituyen un filtro para los momentos de torsión, de un tramo a otro.

El momento de torsión máximo en un nervio se obtiene sobre pilas en el caso de sobrecarga (sistema A) en el semitablero opuesto. Vale — 49 t. Este momento crea en el hormigón una tensión de cizallamiento de 12 kg/cm², y necesita, según la Norma B.A. 60:A522, una armadura importante, compuesta para cada nervio de:

- 30 redondos longitudinales T 14.
- Cercos T 12, separados sobre pilas, alrededor de 14 cm.

3.3.3.2. *Momento de empotramiento de la losa en el nervio 1: m_1 .*

Los momentos extremos se obtienen sobrecargando una semicalzada (sistema A) y la acera adyacente. Valen — 2,3 y + 5,6 t/m.

3.3.3.3. *Momento en mitad de la luz: m_0 .*

El momento negativo extremo se obtiene bajo el efecto de la sobrecarga B_c (camión de 30 t). Vale — 4,2 t/m.

El momento positivo máximo, obtenido bajo la acción de la rueda B_r y de la sobrecarga de las aceras vale + 0,15 t/m.

(*) Para los términos siguientes del desarrollo en serie se tiene: $A_2 = 0,041$; $A_3 = 0,019$ y $B_2 = 0,156$; $B_3 = 0,040$.

4. CONCLUSION

Las indicaciones precedentes se refieren a obras de tipo medio, pero que constituyen la mayor parte de los puentes que hemos de construir.

Todas estas obras tienen un coste relativamente pequeño. No se puede esperar por ello que se pongan en juego medios importantes para realizarlas.

Hemos sacado la conclusión de que estas obras deben ser robustas y sencillas de ejecutar. En consecuencia, son macizas y necesitan cantidades bastante importantes de materiales.

Pero este sobredimensionamiento permite no ser excesivamente exigente en cuanto a la calidad de los materiales y, por otro lado, la facilidad de su puesta en obra reduce considerablemente los precios unitarios.

El carácter macizo de las secciones transversales permiten reducir su canto, lo que bastante paradójicamente, otorga a las obras vistas en alzado un aspecto de gran esbeltez.

En fin, el usuario se beneficia de las ventajas que lleva consigo la continuidad de los tramos: reducción considerable de las deformaciones y supresión de las juntas de calzada intermedias.

En resumen, nos parece que los puentes descritos pertenecen a una familia de obras corrientes, sencillas de calcular y de ejecutar, muy robustas, y tan agradables de ver como de utilizar.

Traducido por:

J. JÓDAR

S.A.E. BBR

**Sistema para pretensar
hormigón**



**Juntas de dilatación
para puentes**



PUENTES EN CONSTRUCCION POR VOLADIZOS SUCESIVOS

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
ABRERA (BARCELONA)

ejemplos de estudio de tableros de puentes corrientes en hormigón pretensado (*)

complementos

J. FAUCHART

Ingeniero de Ponts et Chaussées

Profesor en el CHEBAP

Con la colaboración de P. D. CART, R. CHAUSSIN y A. MARSAC

NOTA PRELIMINAR

Los anales del I.T.B.T.P. tuvieron a bien aceptar la publicación, en mayo de 1968 (serie: teorías y métodos de cálculo, 94), de un artículo relativo al estudio de puentes corrientes, hormigonados sobre cimbra, en hormigón pretensado por cables pasantes de un extremo al otro del puente (**).

La aplicación práctica de los métodos de cálculo propuestos nos ha permitido mejorar ciertos puntos (primera parte: valor mínimo del Pretensado, precisado por R. Chauvin), estudiar otros (segunda parte: caso de vigas de inercia variable, para los cuales, A. Marsac ha establecido tablas numéricas) y, finalmente, suscitar métodos de cálculo más generales (tercera parte: estudio de losas nervadas sin arriostramiento, de un número cualquiera de vigas, que ha puesto a punto, acertadamente, P. D. Cart).

El texto que se expone a continuación es, por tanto, obra colectiva del equipo de hormigón pretensado del Centro de Altos Estudios de la Construcción: profesor, adjuntos, antiguos alumnos, principalmente los de las promociones de 1967-68, que nos han permitido hacer un *test* de los métodos propuestos; a continuación, y cuya colaboración, cordialmente crítica, nos ha ayudado mucho. Gracias a todos ellos.

primera parte

COMPLEMENTO A LA DEFINICIÓN DEL VALOR MÍNIMO DEL PRETENSADO LONGITUDINAL DE VIGAS CONTINUAS CON CABLES DE EXTREMO A EXTREMO (***)

El susodicho artículo, cuyas notaciones volvemos a utilizar, indica las condiciones que debe cumplir, obligatoriamente, el pretensado longitudinal de una viga continua (supuesto de intensidad constante F):

(*) Nota de la Redacción. — Agradecemos muy sinceramente a Mr. J. P. Arathoon, director de la revista *Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics*, y a los autores de este interesante trabajo por la amabilidad que han tenido al autorizarnos publicar la versión española en nuestra Revista.

(**) El método propuesto ha sido programado después, de manera que permita la determinación automática, por el ordenador, del trazado del cable (programa MCP del SETRA).

(***) Este complemento se debe a R. Chauvin.

a) El uso de servicio (zona límite), comprendido entre las fibras de ordenadas:

$$e_1 = -c' - \frac{M_m}{F}, \quad y \quad e_2 = c - \frac{M_M}{F}$$

debe quedar abierto para poder recibir la línea de pretensado (de ordenada e_{00}): condición 8.

b) El cable debe quedar inscrito en el interior del hormigón, por lo que la línea de pretensado (de la que se deduce por transformación lineal) debe presentar una flecha limitada (condiciones 14 y 15).

c) Finalmente, toda línea de pretensado debe presentar las dos cualidades siguientes:

- Ser concordante: $J(e_{00}) = 0$ (*).
- Quedar inscrita en el interior del huso de servicio (zona límite):

$$e_1 \leq e_{00} \leq e_2$$

o sea:

$$J(e_1) \leq J(e_{00}) \leq J(e_2) \quad (\text{A}) (**)$$

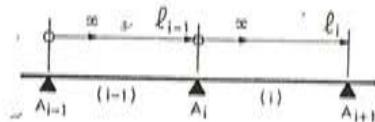
Ahora bien, la línea de presión bajo carga permanente (de ordenada $e_g = \frac{M_g}{F}$) es, automáticamente, concordante [$J(e_g) = 0$] porque el caso de carga permanente es un caso de carga fija (el mismo, cualquiera que sea la sección considerada); esta expresión sólo representa, pues, la continuidad de la viga.

El valor de la carga permanente (constante o variable a lo largo de la viga) se elimina, por lo tanto, de las condiciones (A), que se escriben, en el caso sencillo en que F pueda considerarse como constante a lo largo de la viga:

$$(B) \quad \begin{cases} F \geq \frac{-\int_{i-1}^x \frac{x}{l} M_m \frac{dx}{I} - \int_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) M_m \frac{dx}{I}}{\int_{i-1}^x \frac{x}{l} c' \frac{dx}{I} + \int_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) c' \frac{dx}{I}} = \bar{F}_0 \\ F \geq \frac{\int_{i-1}^x \frac{x}{l} M_M \frac{dx}{I} + \int_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) M_M \frac{dx}{I}}{\int_{i-1}^x \frac{x}{l} c \frac{dx}{I} + \int_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) c \frac{dx}{I}} = \bar{F}'_0 \end{cases}$$

(*) Las integrales se extienden a dos tramos sucesivos: $(i-1)$ e i :

$$J(e_K) = \int_{i-1}^x \frac{x}{l} F e_K \frac{dx}{I} + \int_i \left(1 - \frac{x}{l}\right) F e_K \frac{dx}{I}$$



(**) En el caso en que se busque una línea de pretensado que divida el huso de paso en la relación constante λ , o sea: $e_{00} = e_1 + (e_2 - e_1) \lambda$, la condición (A) se escribe: $0 \leq \lambda \leq 1$.

En estas expresiones M_m y M_M designan, respectivamente, los valores mínimo y máximo del momento en cada sección, debido a las sobrecargas "variables".

Cuando

$$F = \bar{F}_0 : e_{00} = e_1 (\lambda = 0)$$

cuando

$$F = \bar{F}'_0 : e_{00} = e_2 (\lambda = 1)$$

d) En conclusión: El valor mínimo que hay que dar al λ (extensión longitudinal de las vigas) debe ser, al menos, igual a los valores definidos por las condiciones (8), (14) y (15) (aclaramos en el susodicho artículo) y a los definidos por las condiciones (B).

En los capítulos XX y XXI del curso de hormigón pretensado del CHEBAP (edición de 1969) se encuentran ejemplos numéricos en los que se hacen intervenir estas diversas condiciones.

segunda parte

TANTEO DE VIGAS CONTINUAS DE SECCION VARIABLE

II.1. Generalidades.

El estudio de las estructuras hiperestáticas ha de ser orientado por aproximaciones sucesivas. En efecto, hay que establecer una proporcionalidad, tan estricta como sea posible, entre la resistencia de cada sección y los esfuerzos máximos que la solicitan. Pero la intensidad de estos esfuerzos depende de la forma de la obra o, dicho con mayor precisión, de la variación de inercia de sus vigas $I(x)$, la cual es todavía desconocida.

El cálculo a desarrollar por iteración será tanto más rápido cuanto más próximas a la realidad sean las hipótesis adoptadas para la primera aproximación. Pero casi no se conoce, al principio del estudio, más que la ley de variación del canto de la viga: $h(x)$.

Las oficinas de cálculo utilizan con frecuencia las tablas de Guldán (*). Pero estas tablas son sólo estrictamente válidas para las secciones rectangulares, de anchura constante, cuya inercia varía con el cubo de la altura ($I = k h^3$).

En el caso de puentes, la mayor parte de las veces son convenientes las secciones en T (simple o doble) o en cajón; estas secciones están formadas por una o dos cabezas, y una o varias almas.

Son, por lo tanto, intermedias entre una sección reducida a:

- Por una parte: sus dos cabezas (entonces $I \neq k h^3$).
- Por otra parte: su alma (rectangular); en este caso $I = k h^3$.



Figura 1.

(*) Reproducidas en el tomo 2 del *Formulario del hormigón armado*, de Lebelle y Courtan (I.T.B.T.P., 1963)

De aquí (*), la idea de adoptar, en primera aproximación, una ley intermedia, más aproximada que las dos extremas, en la que k representa una constante:

$$I = k h^{5/2}$$

La experiencia demuestra que una ley como ésta conduce a una excelente aproximación: en efecto, el reparto de los esfuerzos depende esencialmente de la variación del canto, factor principal de la variación de la inercia.

Nosotros la hemos comprobado, entre otros casos, en proyectos de:

- Puentes hormigonados in situ (las tablas de Guldán casi no permiten apreciar el efecto del peso propio) (apartado II.4) (**).
- Puentes construidos por voladizos sucesivos, para calcular el esfuerzo cortante debido a las sobrecargas en la zona comprendida entre el quinto y el tercio de la luz de un tramo central que es, en general, la zona determinante del espesor de las almas (***)�.

Hemos estudiado, esencialmente, el caso de vigas cuyo canto varía, en cada tramo, parabólicamente con la abscisa. Los resultados numéricos de los cuadros siguientes han sido establecidos por A. Marsac.

En la práctica se opera de la siguiente forma:

Primera aproximación: No se conoce aún más que la ley de variación del canto (escogido en función de las condiciones impuestas por el gálibo). Se entra en las tablas con los valores correspondientes de las relaciones de los cantos extremos, en cada tramo (ξ o z). Esto permite determinar las secciones sobre apoyos y en clave de los tramos centrales y, por tanto, sus inercias.

Segunda aproximación: Se repite el cálculo anterior, entrando esta vez en las tablas con los valores encontrados, en la primera aproximación, para las relaciones de las inercias extremas en cada tramo (I_o/I_a o I_t/I_a). En la práctica, los valores de los esfuerzos a los que se llega son muy cercanos a los valores reales.

II.2. Notaciones. Fórmulas generales.

II.21. Tramo "semi-parabólico" de luz 1 (índice 1).

El intradós de la viga es un arco de parábola, cuyo vértice está situado en el apoyo de la izquierda.

Las abscisas x se miden a partir de este apoyo (índice 0) hacia el de la derecha (índice a).

Hacemos:

$$\xi = \frac{h_a}{h_0}$$

(*) Hipótesis considerada ya por Y. Guyón (véase *Hormigón pretensado*, II.21).

(**) El capítulo XX.3 del curso de hormigón pretensado del CHEBAP (1969) da un ejemplo de aplicación de los resultados que se dan a continuación.

(***) Ejemplo: capítulo XXI del curso de hormigón pretensado (1969) del CHEBAP.

De donde:

$$h(x) = h_0 \left[1 + (\xi - 1) \left(\frac{x}{l} \right)^2 \right] \quad ; \quad I(x) = I_a \left(\frac{h}{h_a} \right)^{5/2}$$

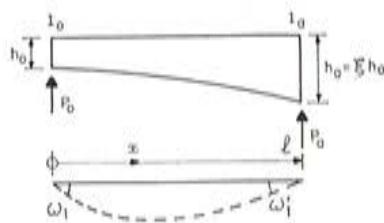


Figura 2.

II.22. Tramo "parabólico" de luz L (índice 2).

El intradós de la viga es un arco de parábola simétrico, de eje situado en el centro de la luz de la viga. Las abscisas, x , se miden a partir de esta sección media (índice t).

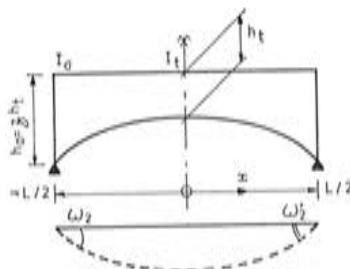
Las secciones de apoyo van afectadas por el índice a .

Hacemos:

$$z = \frac{h_a}{h_t}$$

De donde:

$$h(x) = h_t \left[1 + (z - 1) \left(\frac{2x}{L} \right)^2 \right], \quad \text{e} \quad I(x) = I_a \left(\frac{h}{h_a} \right)^{5/2}$$



II.23. A continuación se pueden ver los principales resultados (*):

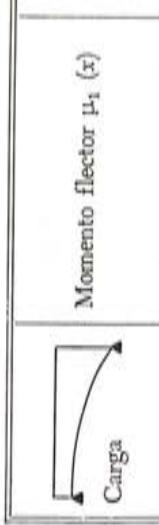
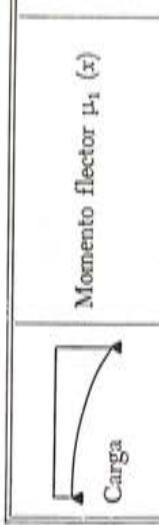
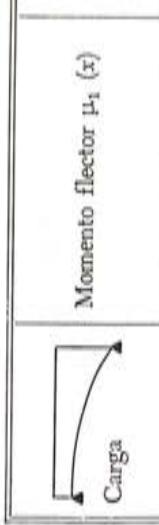
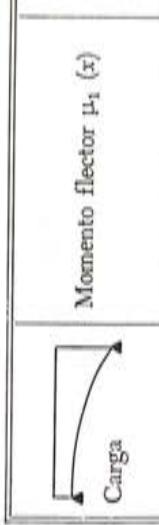
- Coeficientes de flexibilidad: a_t , b_t y c_t .
- Giros de las secciones a derecha (ω'_t) e izquierda (ω_t) de la sección central de la viga, supuesta ésta independiente, y sometida entonces al momento flector μ , en diversos casos de carga.

(*) p designa el valor máximo de la carga repartida.

II.3. Resultados.

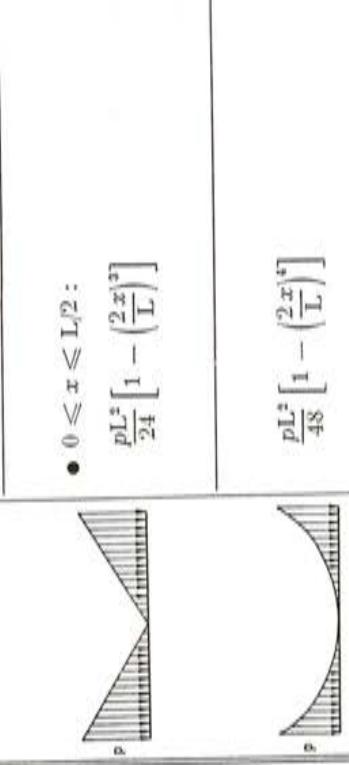
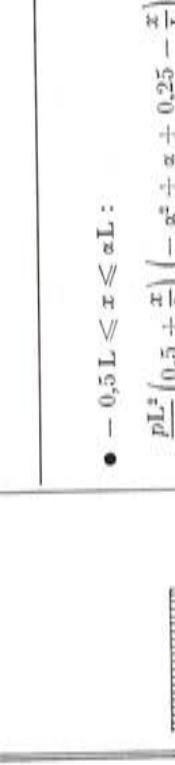
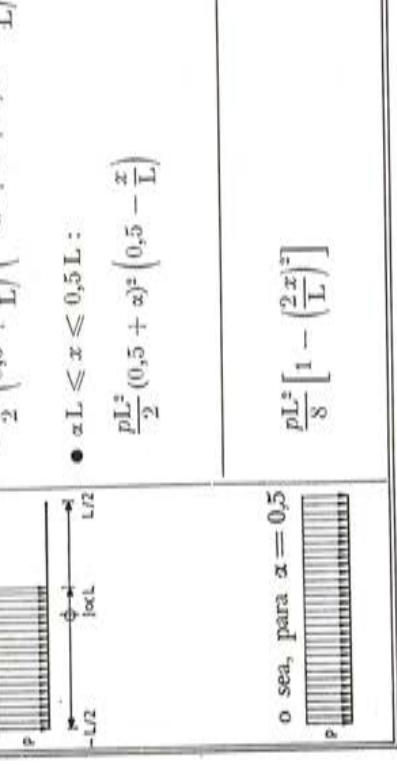
II.31. Tramo semiparabólico:

$$c_1 = \frac{l}{3EI_a} \xi \quad ; \quad \left(b_1 = c_1 \frac{\xi}{1 + \sqrt{\xi}} \quad ; \quad a_1 = c_1 \frac{2\xi^{3/2}}{1 + \sqrt{\xi}} \right)$$

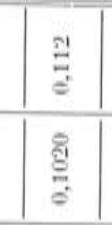
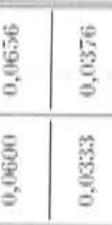
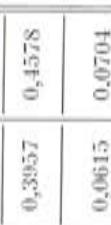
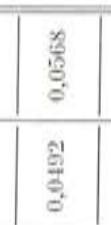
 <p>Momento flector $\mu_1(x)$</p>	$\frac{EI_a}{P\bar{x}^3} \alpha_1^3$	$\frac{EI_a}{P\bar{x}^2} (\omega_1' - \omega_2)$
 <p>Lineal</p>	$Px \frac{(l^2 - x^2)}{6I}$	$\frac{\xi^2}{18(\xi - 1)^2} \left[\xi + 2 - 1,5 \sqrt{\frac{\xi}{\xi - 1}} \log \frac{\sqrt{\xi} + \sqrt{\xi - 1}}{\sqrt{\xi} - \sqrt{\xi - 1}} \right]$
 <p>Parabólica</p>	$Px \frac{(l^2 - x^2)}{12I}$	$\frac{2^2}{36(1 + \sqrt{\xi})^2}$
	$Px \frac{(l^2 - x^2)}{12I}$	$\frac{\xi^2}{12(1 - \xi)^2} \left[-0,5 \sqrt{\frac{3P}{\alpha P}} \sqrt{\frac{\xi^2 - 1}{\xi^2 + 1}} \log \frac{\sqrt{\xi^2 + 1} + \sqrt{\xi^2 - 1}}{\sqrt{\xi^2 + 1} - \sqrt{\xi^2 - 1}} \right]$
	$Px \frac{(l^2 - x^2)}{6I}$	$\frac{\xi^2}{12(1 - \xi)^2} \left[-0,5 \sqrt{\frac{3P}{\alpha P}} \sqrt{\frac{\xi^2 - 1}{\xi^2 + 1}} \log \frac{\sqrt{\xi^2 + 1} + \sqrt{\xi^2 - 1}}{\sqrt{\xi^2 + 1} - \sqrt{\xi^2 - 1}} \right]$
	$Px \frac{(l^2 - x^2)}{6I}$	$\frac{\xi^2}{12(1 - \xi)^2} \left[-0,5 \sqrt{\frac{3P}{\alpha P}} \sqrt{\frac{\xi^2 - 1}{\xi^2 + 1}} \log \frac{\sqrt{\xi^2 + 1} + \sqrt{\xi^2 - 1}}{\sqrt{\xi^2 + 1} - \sqrt{\xi^2 - 1}} \right]$
	$Px \frac{(l^2 - x^2)}{6I}$	$\frac{\xi^2}{6(1 + \sqrt{\xi})^2}$
	$Px \frac{(l^2 - x^2)}{6I}$	$\frac{\xi^2}{6(1 + \sqrt{\xi})^2}$

II.32. Tramo parabólico:

$$a_2 = c_2 = \frac{L}{6 E I_a} z (z + 1); \quad b_2 = \frac{L}{6 E I_a} z^2$$

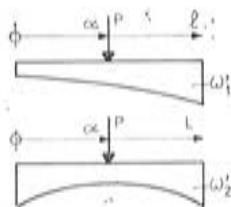
<p>Momento flector $\mu_2(x)$</p> <p>$\bullet 0 \leq x \leq L/2 :$</p> $\frac{pL^2}{24} \left[1 - \left(\frac{2x}{L} \right)^3 \right]$	$\frac{EI_x}{pL^3} \epsilon_2'$ <p>$\bullet 0 \leq x \leq L/2 :$</p> $\frac{Z^2}{72} \left(1 + \frac{1}{2(1 + \sqrt{Z})^2} \right)$	$\frac{Z^2}{288(Z-1)^2} \left[2Z^2 - 3Z + 4 - \frac{3}{2} \sqrt{\frac{Z}{Z-1}} \log \frac{\sqrt{Z} + \sqrt{Z-1}}{\sqrt{Z} - \sqrt{Z-1}} \right]$	$\frac{-1 + 2(Z-1) \left(-x^2 + x - \frac{3}{4} \right) + (Z-1)^2 \left\{ -2x^2 + 2x - \frac{1}{2} \right\}}{48(Z-1)^2} + \frac{(4x+1)Z}{1+4(Z-1)x^2}$ $\left\{ 1 + 2(Z-1)(4x-1)x - 16x^2(Z-1)^2 \left[2x^2(Z-1) - x + 1 \right] \right\}$
 <p>Carga</p>	 <p>$\bullet 0,5L \leq x \leq xL :$</p> $\frac{pL^2}{2} \left(0,5 + \frac{x}{L} \right) \left(-x^2 + x + 0,25 - \frac{x}{L} \right)$ <p>$\bullet xL \leq x \leq 0,5L :$</p> $\frac{pL^2}{2} (0,5 + x)^2 \left(0,5 - \frac{x}{L} \right)$	 <p>$\bullet -0,5L \leq x \leq 0 :$</p> $\frac{Z}{48(Z-1)^2} \left[2x^2(Z-1) - x + 1 \right]$	 <p>$\bullet 0 \leq x \leq 0,5L :$</p> $\frac{Z^2}{24}$ <p>o sea, para $x = 0,5$</p>

II.33. Valores numéricos principales.

$\frac{I_a}{I_c} (ou \frac{1}{I_c} I_a)$	1,0	0,5	0,4	0,3	0,2	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05
$\xi (ou z)$	1,000	1,319	1,443	1,619	1,904	2,136	2,335	2,512	2,746	3,081	3,314
$\frac{EI_e}{I} \epsilon_1$	0,333	0,440	0,481	0,540	0,6345	0,712	0,778	0,837	0,915	1,027	1,104
	0,07222	0,07329	0,0772	0,0935	0,0942	0,0932	0,0912	0,0883	0,0880	0,1020	0,1112
	0,0139	0,0202	0,0228	0,0265	0,0327	0,0379	0,0424	0,0465	0,0520	0,0600	0,0656
	0,0050	0,0081	0,00945	0,0115	0,01505	0,0183	0,0212	0,0239	0,0276	0,0333	0,0376
	0,0182	0,0288	0,0332	0,0408	0,0517	0,0619	0,0712	0,0797	0,0914	0,1088	0,1214
	0,0337	0,0517	0,0592	0,0705	0,0896	0,1061	0,1208	0,1342	0,1524	0,1793	0,1986
	0,0417	0,0629	0,0716	0,0846	0,1066	0,1255	0,1417	0,1574	0,1780	0,2085	0,2302
	0,333	0,510	0,587	0,706	0,921	1,116	1,298	1,470	1,715	2,097	2,384
	0,167	0,290	0,347	0,437	0,561	0,760	0,909	1,052	1,257	1,582	1,830
	0,0156	0,0268	0,0319	0,0399	0,0518	0,0686	0,0817	0,0942	0,1121	0,1405	0,1622
	0,0083	0,0141	0,0168	0,0209	0,0285	0,0356	0,0423	0,0487	0,0579	0,0723	0,0832
	0,0417	0,0725	0,0867	0,1092	0,1510	0,1901	0,2272	0,2620	0,3142	0,3957	0,4578
	0,0080	0,0131	0,0154	0,0190	0,0255	0,0314	0,0370	0,0423	0,0497	0,0615	0,0704
	0,0050	0,0088	0,0106	0,0134	0,0186	0,0235	0,0281	0,0325	0,0390	0,0492	0,0568
	0,0234	0,0402	0,0478	0,0599	0,0821	0,1029	0,1225	0,1413	0,1682	0,2108	0,2432
	0,0182	0,0323	0,0389	0,0493	0,0688	0,0872	0,1047	0,1216	0,1460	0,1848	0,2146

II.34. *Giros de la sección bajo la acción de una carga puntual P en la abscisa α .*

Valores de $\frac{E I_a}{P l^2} \omega'_1$ o de $\frac{E I_a}{P L^2} \omega'_2$



$\frac{I_a}{I_a} \left(\text{ou } \frac{I_a}{I_a} \right)$			1,0	0,50	0,40	0,30	0,20	0,15	0,12	0,10	0,08	0,06	0,05
$\xi \text{ (ou } z)$			1,000	1,319	1,443	1,619	1,904	2,136	2,335	2,512	2,746	3,081	3,314
TRAMO SEMIPARABOLICO	$\frac{\alpha}{l}$	0,1	0,0165	0,0267	0,0311	0,0379	0,0500	0,0607	0,0705	0,0797	0,0925	0,1122	0,1266
		0,2	0,0320	0,0514	0,0597	0,0725	0,0950	0,1149	0,1331	0,1500	0,1734	0,2088	0,2348
		0,3	0,0455	0,0722	0,0836	0,1009	0,1310	0,1575	0,1812	0,2032	0,2335	0,2787	0,3111
		0,4	0,0560	0,0875	0,1007	0,1206	0,1548	0,1844	0,2108	0,2349	0,2679	0,3165	0,3514
		0,5	0,0625	0,0957	0,1095	0,1290	0,1645	0,1939	0,2200	0,2435	0,2755	0,3222	0,3552
		0,6	0,0640	0,0957	0,1086	0,1275	0,1592	0,1857	0,2090	0,2298	0,2579	0,2895	0,3272
		0,7	0,0595	0,0866	0,0974	0,1132	0,1391	0,1606	0,1792	0,1959	0,2182	0,2503	0,2728
		0,8	0,0480	0,0678	0,0756	0,0868	0,1050	0,1201	0,1330	0,1445	0,1599	0,1818	0,1972
		0,9	0,0285	0,0390	0,0430	0,0488	0,0582	0,0659	0,0725	0,0784	0,0861	0,0973	0,1050
TRAMO PARABOLICO	$\frac{\alpha}{L}$	0,1	0,0165	0,0288	0,0345	0,0435	0,0602	0,0758	0,0907	0,1049	0,1255	0,1580	0,1828
		0,2	0,0320	0,0561	0,0676	0,0854	0,1186	0,1497	0,1793	0,2078	0,2487	0,3137	0,3632
		0,3	0,0455	0,0808	0,0971	0,1232	0,1719	0,2177	0,2613	0,3034	0,3640	0,4603	0,5340
		0,4	0,0560	0,1000	0,1204	0,1530	0,2143	0,2722	0,3275	0,3809	0,4582	0,5812	0,6756
		0,5	0,0625	0,1113	0,1340	0,1703	0,2385	0,3029	0,3646	0,4244	0,5102	0,6477	0,7532
		0,6	0,0640	0,1128	0,1353	0,1711	0,2381	0,3009	0,3608	0,4184	0,5015	0,6333	0,7342
		0,7	0,0595	0,1027	0,1223	0,1533	0,2106	0,2638	0,3140	0,3621	0,4310	0,5393	0,6218
		0,8	0,0480	0,0803	0,0947	0,1173	0,1584	0,1961	0,2316	0,2652	0,3132	0,3883	0,4450
		0,9	0,0285	0,0458	0,0534	0,0652	0,0864	0,1058	0,1239	0,1411	0,1655	0,2035	0,2322

II.35. *Estimación, para el primer tanteo, del efecto del peso propio de la viga.*

II.351. En el primer tanteo sólo se conoce la ley de variación de los cantos. Supongamos que el rendimiento de la sección $(\rho = \frac{I}{Bvv'})$ y la posición relativa de su centro de gravedad (o sea, $= v/v'$), permanecen constantes a todo lo largo de la viga.

La densidad del peso propio de la viga vale, por tanto (tomando como unidades la tonelada y el metro):

$$g = 2,5 B = 2,5 \frac{I}{\rho v v'} = \alpha \frac{I}{h^2} = \alpha k \sqrt{h},$$

o sea: $g = \beta \sqrt{h}$ (donde α y β son dos constantes).

Pongamos: $g_a = \beta \sqrt{h_a}$ (densidad de peso propio sobre el apoyo intermedio). Se obtienen entonces los siguientes resultados:

II.352. Caso de un perfil longitudinal "semiparabólico":

- a) Reacciones de apoyo de la viga, supuesta independiente (*):
— A la izquierda:

$$\rho_0 = \frac{g_a l}{2 \sqrt{\xi}} \left[\frac{\operatorname{Arg sh} \sqrt{\xi-1}}{\sqrt{\xi-1}} + \sqrt{\xi} - \frac{2}{3} \left(1 + \frac{\xi}{1 + \sqrt{\xi}} \right) \right]$$

— A la derecha:

$$\rho_a = \frac{g_a l}{3} \frac{\xi + \sqrt{\xi+1}}{\sqrt{\xi}(1 + \sqrt{\xi})}$$

- b) Momento flector en el tramo, supuesto independiente:

$$\begin{aligned} \mu_1(x) &= \frac{g_a l^2}{2 \sqrt{\xi}} \left[\frac{x}{l \sqrt{\xi-1}} \left\{ \operatorname{Arg sh} \frac{x}{l} \sqrt{\xi-1} - \operatorname{Arg sh} \frac{x}{l} \sqrt{\xi-1} \right\} + \right. \\ &+ \left. \frac{x}{l} \left(\sqrt{\xi} - \frac{x}{l} \sqrt{1 + (\xi-1) \frac{x^2}{l^2}} \right) + \frac{2}{3(\xi-1)} \left\{ \left[1 + (\xi-1) \frac{x^2}{l^2} \right]^{3/2} - 1 - \frac{x}{l} (\xi^{3/2} - 1) \right\} \right] \end{aligned} \quad (**)$$

- c) Giro de la sección de la derecha (a) en la viga supuesta independiente:

$$\omega'_{1g} = \frac{g_a l^2}{E I_a} \cdot \frac{(2 + \sqrt{\xi}) \xi^{3/2}}{18 (1 + \sqrt{\xi})^2}$$

(*) $\operatorname{Arg sh} \sqrt{\xi-1} = \log(\sqrt{\xi} + \sqrt{\xi-1})$.

(**) *Nota del traductor.* — Siendo evidente que contiene una errata, la fórmula dada en el texto no nos parece la correcta.

II.353. Caso de un perfil longitudinal "parabólico":

a) Reacciones de apoyo en el tramo supuesto independiente:

$$p_2 = g_a \frac{L}{4} \left(1 + \frac{\operatorname{Arg sh} \sqrt{Z-1}}{\sqrt{Z(Z-1)}} \right)$$

b) Momento flector en el tramo, supuesto independiente:

$$\begin{aligned} \mu_2(x) = & \frac{g_a L^3}{8 \sqrt{Z}} \left[\frac{1}{\sqrt{Z-1}} \left[\operatorname{Arg sh} \sqrt{Z-1} - \frac{2x}{L} \operatorname{Arg sh} \frac{2x}{L} \sqrt{Z-1} \right] + \right. \\ & \left. + \frac{2}{3(Z-1)} \left\{ \left[1 + (Z-1) \frac{4x^2}{L^2} \right]^{3/2} - Z^{3/2} \right\} + \left\{ \sqrt{z} - \frac{4x^2}{L^2} \sqrt{1 + (Z-1) \frac{4x^2}{L^2}} \right\} \right] \end{aligned}$$

c) Giros de las secciones extremas:

$$\omega'_{2g} = -\omega_{2g} = \frac{g_a L^3}{48 E I_a} \frac{Z^2}{Z-1} \left(\frac{2Z-5}{3} + \frac{2Z-1}{\sqrt{Z(Z-1)}} \operatorname{Arg sh} \sqrt{Z-1} \right)$$

II.354. Valores numéricos (utilizables en el primer tanteo).

ξ (ou z)	1,0	1,2	1,4	1,6	1,8	2,0	2,2	2,4	2,6	2,8	3,0
$\frac{I_a}{I_a} \left(\text{ou } \frac{I_t}{I_a} \right)$	1,0	0,634	0,431	0,309	0,230	0,177	0,139	0,112	0,092	0,076	0,064
$\frac{EI_a}{L} c_1$	0,333	0,400	0,467	0,533	0,600	0,667	0,733	0,800	0,867	0,933	1,000
$(1) \frac{EI_a}{q_a L^3} \omega_1 = \frac{1}{6} \left(\frac{\xi}{1 + \sqrt{\xi}} \right)^3$	0,0417	0,0547	0,0685	0,0832	0,0985	0,1144	0,1308	0,1477	0,1651	0,1828	0,2010
$\frac{EI}{g_a L^3} \omega_1'$	0,0417	0,0515	0,0615	0,0716	0,0818	0,0920	0,1024	0,1128	0,1233	0,1338	0,1443
$\frac{EI_a}{L} a_1$	0,333	0,440	0,560	0,693	0,840	1,000	1,173	1,360	1,560	1,773	2,000
$\frac{EI_a}{L} b_1$	0,167	0,240	0,327	0,427	0,540	0,667	0,807	0,960	1,127	1,307	1,500
$\frac{EI_a}{q_a L^3} \omega_2 = \frac{z^3}{24} \text{ (1)}$	0,0417	0,0600	0,0817	0,1067	0,1350	0,1667	0,2017	0,2400	0,2817	0,3267	0,3750
$\frac{EI_a}{g_a L^3} \omega_2'$	0,0417	0,0558	0,0716	0,0889	0,1077	0,1287	0,1497	0,1729	0,1974	0,2233	0,2506
$\frac{\operatorname{Arg sh} \sqrt{Z-1}}{\sqrt{Z(Z-1)}}$	1,0000	0,8849	0,7971	0,7274	0,6706	0,6232	0,5830	0,5484	0,5182	0,4916	0,4679

(1) Giros bajo cargas de densidad uniforme q_i .

II.355. Orden de magnitud de g_a (unidades: T y m).

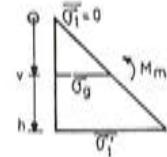
En la sección sobre un apoyo intermedio (a) hay que procurar alcanzar, bajo la acción del momento M_m , las compresiones extremas.

Supongámoslas iguales a: $\bar{\sigma}_1 = 0$ y $\bar{\sigma}'_1$.

Entonces:

$$F = \frac{-(M_m + \mathcal{M})}{v - d + \rho v'} \quad ; \quad \frac{v}{h} = \frac{\sigma_g}{\bar{\sigma}'_1} = \frac{F}{B \bar{\sigma}'_1} \quad ; \quad g_a = 2,5 B_a = -\lambda \frac{M_m + \mathcal{M}}{h \bar{\sigma}'_1}$$

$$\lambda = \frac{2,5 h^2}{v (v - d + \rho v')}$$



El cuadro siguiente da los órdenes de magnitud de las características obtenidas para algunas secciones corrientes:

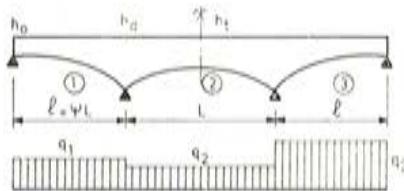
Sección	ρ	v/h	d/h	$\lambda (t/m^3)$
Simple t	0,4	0,3	0,1	17
Doble t	0,5	0,35	0,05	11
Cajón	0,6	0,5	0,05	7
Rectangular	1/3	0,5	0,1	8

II.4. Ejemplo de una viga de tres tramos, simétrica.

Los tramos de borde, de luz $l = \psi L$, son "semiparabólicos", y el tramo central, de luz L , es "parabólico".

a) En el caso de carga uniforme en cada tramo i , de intensidad q_i , el teorema de los tres momentos da:

$$M_1 = -\frac{L^2}{4(1+X)} \left[q_2 + \frac{X q_1 - q_3}{X-1} \psi^3 \left(\frac{\xi}{z} \right)^2 \frac{4}{(1+\sqrt{\xi})^2} \right], \quad \text{con} \quad X = 1 + \frac{1}{Z} \left(1 + 2\psi \frac{\xi}{Z} \right)$$



b) Primera aproximación de la acción del peso propio:

$$M_{1g} = -\frac{\omega'_{1g} + \omega'_{2g}}{a_2 + b_2 + c_1}$$

$$M_{1g} = -\frac{g_a L^2}{24(1+X)} \left[2 - \frac{3}{Z-1} + 3 \frac{(2Z-1)}{(Z-1)} \frac{\operatorname{Arg sh} \sqrt{Z-1}}{\sqrt{Z(Z-1)}} + 8\psi^3 \frac{(2+\sqrt{\xi})\xi^{3/2}}{Z^2(1+\sqrt{\xi})^2} \right]$$

c) Valor aproximado del peso total de hormigón:

$$P = \int g \, d\alpha = \frac{g_a}{\sqrt{h_a}} \int \sqrt{h} \, d\alpha = g_a L \left[\psi \left(1 + \frac{\operatorname{Arg} \operatorname{sh} \sqrt{\xi-1}}{\sqrt{\xi(\xi-1)}} \right) + \frac{1}{2} \left(1 + \frac{\operatorname{Arg} \operatorname{sh} \sqrt{Z-1}}{\sqrt{Z(Z-1)}} \right) \right]$$

tercera parte

ESTUDIO DE UNA LOSA NERVADA, SIN RIOSTRAS INTERMEDIAS (*)

III.1. Generalidades.

III.11. Consideramos un tramo independiente de luz L , formado por $(n+1)$ vigas paralelas de sección constante. Las vigas están unidas transversalmente por una losa que constituye el forjado común superior, sin riostras intermedias (existen solamente sobre los apoyos).

III.12. Hipótesis para la determinación de los esfuerzos:

- a) Asimilamos la losa superior, entre las vigas, a una serie de riostras infinitamente delgadas, yuxtapuestas y empotradas en las vigas.
- b) Despreciamos las deformaciones propias de las vigas (distorsiones) con relación a las del forjado (**).

III.13. Notaciones y signos.

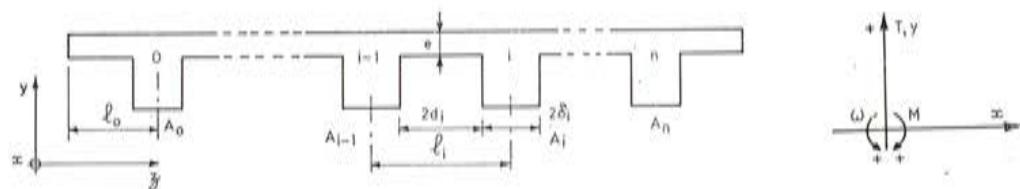
III.131. Rigideces:

$$\text{De una viga} \begin{cases} \text{A la flexión: } D = EI \\ \text{A la torsión: } K_T = G \cdot I_T \end{cases}$$

Del forjado: A la flexión transversal, por unidad de longitud Δ .

Cuando el forjado es de espesor e constante, se puede admitir:

$$\Delta = \frac{E e^3}{12(1-\nu^2)} = 0,085 E e^3$$



III.132. Sección transversal.

III.133. Signos: son positivos:

- Los esfuerzos cortantes y las flechas: dirigidas hacia arriba.
- Las cargas verticales exteriores: hacia abajo.
- Los momentos: en sentido opuesto al trigonométrico.
- Los giros: en sentido trigonométrico.

(*) Método debido a P. D. Cart, ingeniero del CHEBAP.

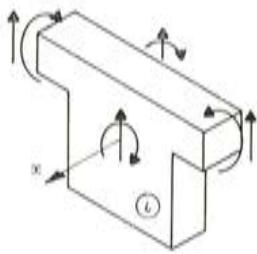
(**) Esta hipótesis, aceptable para nervios macizos, debe afinarse en segunda aproximación para las vigas cajón.

III.134. Deformaciones: la viga i toma la flecha (vertical) y_i y experimenta un giro de torsión (alrededor de su eje longitudinal $G_i x$): ω_i .

III.2. Principio del método.

III.21. Consideremos una rebanada transversal de la estructura comprendida entre las abscisas x' y $(x + dx)$ de longitud $dx = 1$. La parte de la viga i comprendida en esta rebanada está en equilibrio bajo la acción de:

- a) Las cargas directamente aplicadas.
- b) Las reacciones (M y T) de los trozos del forjado situados a izquierda y derecha.
- c) Las reacciones ejercidas por cizallamiento, sobre las dos caras verticales de la rebanada, por las partes de la viga i situadas encima y debajo de aquélla. Estas reacciones dan como resultantes un esfuerzo vertical $-R_i(x)$, y un momento de torsión $-\Delta M_i(x)$.



R_i es la concentración de las cargas verticales, y ΔM_i la concentración del momento de torsión, aplicados a la viga i :

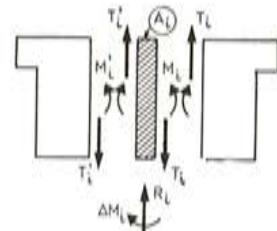
III.22. Para simplificar la expresión, reducimos los esfuerzos aplicados al plano medio (vertical) A_i de la viga i .

Los esfuerzos internos que actúan en la rebanada transversal considerada, a un lado y otro del plano medio A_i , son los siguientes:

- Esfuerzos cortantes: a la izquierda T'_i ; a la derecha $T_i = T'_i - (-R_i)$.
- Momentos flectores: a la izquierda M'_i ; a la derecha $M_i = M'_i - \Delta M_i$.

III.23. Ecuaciones de deformación de la viga i :

$$D_i \frac{d^4 y_i}{dx^4} = -R_i(x) \quad ; \quad K_{Ti} \frac{d^2 \omega_i}{dx^2} = \Delta M_i(x) \quad (1)$$



III.24. Desarrollemos en serie de Fourier las cargas exteriores aplicadas. Tendremos:

$$q_i = \sum_{m=1}^{\infty} q_{im} \sin m \frac{\pi x}{L}$$

(fórmula válida para $q = p, \gamma, T$ y T' , M y M' y, por tanto, y, ω, R y ΔM). Tomamos:

$$\frac{1}{(k_i)_m} = \left(\frac{m \pi}{L} \right)^4 D_i \quad y \quad \frac{(\alpha_i)_m}{(k_i)_m} = \left(\frac{m \pi}{L} \right)^2 K_{Ti}$$

Suprimiendo el índice m para simplificar la expresión, las ecuaciones (1) se escriben, para cada término del desarrollo:

$$T'_i - T_i = -R_i = \frac{y_i}{k_i} \quad ; \quad M'_i - M_i = \Delta M_i = -\alpha_i \omega_i \quad (2)$$

Para cada uno de los términos del desarrollo en serie de Fourier, la rebanada transversal de la estructura se comporta, pues, como una viga continua apoyada elásticamente y empotrada elásticamente a la derecha del plano medio A_i , de cada viga i .

Esta viga puede estudiarse por el método “de las constantes de apoyo” (*).

Para estudiar las solicitudes en un tramo i ($A_{i-1} A_i$), es preciso distinguir con cuidado cuáles son debidas a las cargas aplicadas: directamente en el tramo i , por una parte y, por otra, en los tramos situados respectivamente a izquierda y derecha de aquél.

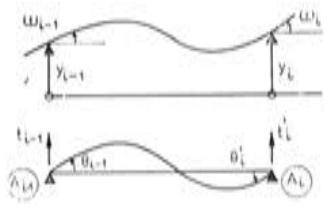
III.3. Aplicación del método.

III.31. Tramo independiente asociado al tramo real i :

a) Supongamos el tramo i independiente. Sean a_i , b_i y c_i sus coeficientes de flexibilidad (**). Sean: t_{i-1} y t'_i los esfuerzos cortantes en sus secciones extremas, y θ_{i-1} y θ'_i , sus giros, cuando el tramo está sometido a los esfuerzos exteriores reales.

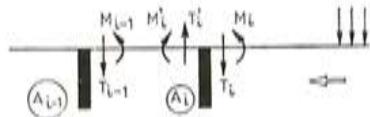
b) En la viga real:

$$T_{i-1} = t_{i-1} + \frac{M'_{i-1} - M_{i-1}}{l_i} \quad ; \quad T'_i = t'_i + \frac{M'_i - M_i}{l_i} \quad (3)$$



$$\left. \begin{aligned} \omega_{i-1} &= \theta_{i-1} - a_i M_{i-1} - b_i M'_{i-1} + \frac{y_i - y_{i-1}}{l_i} \\ \omega_i &= \theta'_i + b_i M_{i-1} + c_i M'_{i-1} + \frac{y_i - y_{i-1}}{l_i} \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

III.32. Constantes del apoyo de la izquierda: La viga no está sometida a carga alguna a la izquierda de A_i .



(*) Véase Lebelle y Albiges: *Vigas continuas* (CHEC, 1964).

(**) Los nervios se han supuesto de sección transversal indeformable:

$$E a_i = \int_0^{l_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right)^2 \frac{dx}{I} = \int_{\delta_i}^{\delta_i + 2d_i} \left(1 - \frac{x}{l_i}\right)^2 \frac{dx}{I},$$

etcétera, o sea, si el tablero es de espesor constante, y los nervios idénticos:

$$a_i = c_i = \frac{d}{6 \Delta} \left(3 + 4 \frac{d^2}{l^2}\right) \quad ; \quad b_i = \frac{d}{6 \Delta} \left(3 - 4 \frac{d^2}{l^2}\right)$$

III.321. Los desplazamientos en A_l son función lineal y homogénea de los esfuerzos aplicados a la derecha:

$$\omega_l = N_l M_l - \Phi_l T_l \quad ; \quad y_l = \Phi_l M_l - F_l T_l \quad (*) \quad (5)$$

o sea, teniendo en cuenta (2):

$$\omega_l = n_l M'_l - \varphi_l T_l \quad ; \quad y_l = \varphi_l M'_l - f_l T_l \quad (6)$$

con:

$$N_l = \frac{n_l}{1 + \alpha_l n_l} \quad ; \quad \Phi_l = \frac{\varphi_l}{1 + \alpha_l n_l} \quad ; \quad F_l = f_l - \frac{\alpha_l \varphi_l^2}{1 + \alpha_l n_l} \quad (7)$$

III.322. Cálculo por sustitución:

De (2.2) y (5.1) se deduce:

$$\Delta M_l = -\alpha_l (N_l M_l - \Phi_l T_l), \quad \text{o} \quad M'_l = \frac{M_l}{1 + \alpha_l n_l} + \alpha_l \Phi_l T_l \quad (8)$$

De (4) (con $\theta_{l-1} = \theta'_l = 0$) se obtiene:

$$\omega_l = \omega_{l-1} + (a_l + b_l) M_l + (b_l + c_l) M'_l \quad (4 \text{ bis})$$

así como:

$$y_l = y_{l-1} + l_l (\omega_{l-1} + a_l M_{l-1} + b_l M'_l) \quad (4 \text{ tercera})$$

o sea, sustituyendo en (4 tercera) los valores de y_1 (2.1), y_{l-1} (5.2), ω_{l-1} (5.1), T'_l y T_{l-1} (3, ó $t'_l = t_l = 0$):

$$\underline{M_{l-1} = -\rho_l M'_l - \sigma_l l_l T_l} \quad ; \quad \underline{T_{l-1} = (1 + \rho_l) \frac{M'_l}{l_l} + \sigma_l T_l} \quad (9)$$

con:

$$\rho_l = \frac{F_{l-1} + k_l}{l^2_l} - \frac{\Phi_{l-1}}{l_l}, \quad y \quad \sigma_l = \frac{k_l/l^2_l}{N_{l-1} + a_l + \frac{F_{l-1} + k_l}{l^2_l} + 2 \frac{\Phi_{l-1}}{l_l}} \quad (10)$$

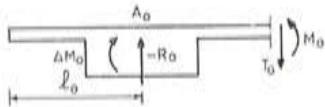
Si igualando las deformaciones dadas en (2.1), (4.2) y (6), se obtiene:

$$n_l = c_l + \frac{F_{l-1}}{l^2_l} + \frac{k_l}{l^2_l} \left(1 - \frac{\rho^2_l}{\sigma_l} \right) \quad ; \quad \varphi_l = \frac{k_l}{l_l} (1 + \rho_l) \quad ; \quad f_l = k_l (1 - \sigma_l) \quad (11)$$

(*) La igualdad de las Φ proviene de la aplicación del teorema de reciprocidad de Maxwell

III.323. Cálculo práctico: se inicia por la izquierda (A_0):

a) La parte en voladizo no lleva carga alguna:



$$\Delta M_0 = -M_0 = -\alpha_0 \omega_0 \quad ; \quad R_0 = T_0 = -\frac{y_0}{k_0}$$

$$\omega_0 = \frac{M_0}{\alpha_0} = N_0 M_0 - \Phi_0 T_0 \quad ; \quad y_0 = -k_0 T_0 = \Phi_0 M_0 - F_0 T_0$$

de donde:

$$N_0 = \frac{1}{\alpha_0} \quad ; \quad \Phi_0 = 0 \quad ; \quad F_0 = k_0$$

b) Se obtienen ρ_1 y σ_1 de (10), después γ_1 , φ_1 , y f_1 de (11) y, por último N_1 , Φ_1 y F_1 de (7).

c) Se repite nuevamente el proceso para calcular ρ_2 y σ_2 , etc., hasta llegar a determinar las constantes de índice n .

III.33. Constantes del apoyo de la derecha: La viga no está cargada a la derecha de A_{i-1} .

Se obtiene, del mismo modo:

$$\Delta M_i = \alpha_i (N'_i M'_i + \Phi'_i T'_i) \quad ; \quad M'_{i+1} = -\rho'_{i+1} M_i + \sigma'_{i+1} l_{i+1} T'_i$$

$$T'_{i+1} = -(1 + \varphi'_{i+1}) \frac{M_i}{l_{i+1}} + \sigma'_{i+1} T'_i$$

$$N'_i = \frac{n'_i}{1 + \alpha_i n'_i} \quad ; \quad \Phi'_i = \frac{\varphi'_i}{1 + \alpha_i n'_i} \quad ; \quad F'_i = f'_i - \frac{\alpha_i \varphi'^2_i}{1 + \alpha_i n'_i}$$

$$\rho'_i = \frac{F'_i + k_{i-1}}{l_i^2} - \frac{\Phi'_i}{l_i} \quad ; \quad \sigma'_{i+1} = \frac{k_{i-1}/l_{i+1}^2}{N'_i + c_i + \frac{F'_i + k_{i-1}}{l_i^2} + 2 \frac{\Phi'_i}{l_i}}$$

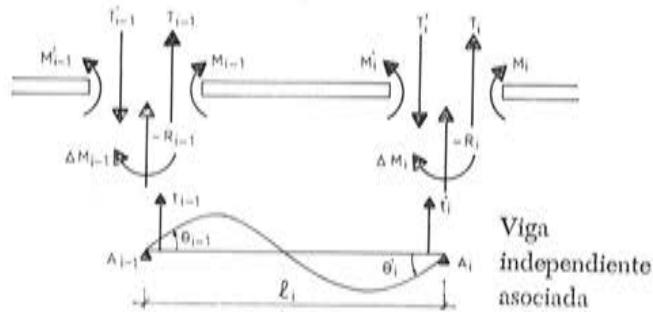
$$n'_{i-1} = a_i + \frac{F'_i}{l_i^2} + \frac{k_{i-1}}{l_i^2} \left(1 - \frac{\rho'^2_i}{\sigma'_i} \right) \quad ; \quad \varphi'_i = \frac{k_{i-1}}{l_i} (1 + \rho'_i) \quad ; \quad f'_{i-1} = k_{i-1} (1 - \sigma'_i)$$

Estas constantes se calculan a partir de la derecha:

$$\left(N_n = \frac{1}{\alpha_n} \quad ; \quad \Phi'_n = 0 \quad ; \quad F_n = k_n, \text{ etc.} \right)$$

III.34. Caso en que la carga actúa sólo sobre la viga (i):

$$\begin{cases} \omega_{i-1} = N_{i-1} M_{i-1} - \Phi_{i-1} T_{i-1} & ; \quad y_{i-1} = \Phi_{i-1} M_{i-1} - F_{i-1} T_{i-1} \\ \omega_i = -N'_i M'_i - \Phi'_i T'_i & ; \quad y_i = \Phi'_i M'_i + F'_i T'_i \end{cases}$$



Sustituyendo T_{i-1} y T'_i por sus valores (3), e introduciéndolos en (4), se obtiene:

$$\begin{aligned} \frac{1}{l^2_i} \left(\frac{f_i}{\sigma_i} + F'_i \right) M_{i-1} + \left(b_i - \frac{\Phi_{i-1} + \Phi'_i}{l_i} - \frac{F_{i-1} + F'_i}{l^2_i} \right) M'_i &= \theta_{i-1} + \\ + \left(\Phi_{i-1} + \frac{F_{i-1}}{l_i} \right) t_{i-1} + \frac{F'_i}{l_i} t'_i \left(b_i - \frac{\Phi_{i-1} + \Phi'_i}{l_i} - \frac{F_{i-1} + F'_i}{l^2_i} \right) M_{i-1} &+ \\ + \frac{1}{l^2_i} \left(F_{i-1} + \frac{f'_{i-1}}{\sigma'_i} \right) M'_i &= -\theta'_i - \frac{F_{i-1}}{l_i} t_{i-1} - \left(\Phi'_i + \frac{F'_i}{l_i} \right) t'_i \end{aligned}$$

De aquí se deducen los valores de las dos incógnitas: M_{i-1} y M'_i , y luego, mediante (3), los de T_{i-1} y T'_i .

III.35. Caso de simetría del tablero:

En el caso de que el tablero sea simétrico respecto al eje longitudinal Ox , se tienen las siguientes igualdades, entre los términos dispuestos unos encima de otros, en las dos tablas siguientes:

a) Factores relativos a un apoyo (vistas de 0 a n).

Apoyo A_i	k_i	α_i	N_i	Φ_i	n_i	φ_i	f_i	F_i
Apoyo simétrico A_{n-i}	k_{n-i}	α_{n-i}	N'_{n-i}	Φ'_{n-i}	n'_{n-i}	φ'_{n-i}	f'_{n-i}	F'_{n-i}

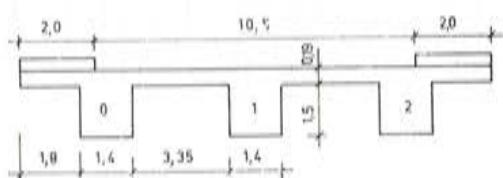
b) Factores relativos a un tramo (de 1 a n).

Tramo $A_{i-1} A_i$	a_i	b_i	c_i	l_i	ρ_i	σ_i
Tramo simétrico $A_{n-i} A_{n-i+1}$	c_{n-i+1}	b_{n-i+1}	a_{n-i+1}	l_{n-i+1}	ρ'_{n-i+1}	σ'_{n-i+1}

Basta, pues, calcular los factores no afectados por el índice “prima”: de 0 a n para los relativos a un apoyo y de 1 a n para los relativos a un tramo.

III.4. Ejemplo numérico (unidad: el metro).

Tramo independiente, de luz $L = 30$ m, de un puente con una calzada de 10,5 m de anchura y dos aceras de dos metros.



La sección transversal está constituida por tres nervios rectangulares ($2\delta = 1,4$ m; $2d = 3,35$ m; $l = 4,75$ m; $h = 1,5$ m) unidos entre sí por un forjado superior de 0,19 metros de espesor.

En lo que sigue, se tomará únicamente el primer término del desarrollo en serie de Fourier.

III.41. Características de la sección recta:

$$\frac{\Delta}{E} = 0,085 (0,19)^3 = 0,583 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4/\text{m} \quad ; \quad \frac{D}{E} = 0,609 \text{ m}^4$$

$$\frac{K_T}{E} = \frac{G}{E} \sum \lambda c d^3 = 0,4 \left[0,15 \cdot 1,5 (1,4)^3 + \frac{1}{6} 3,43 (0,19)^3 \right] = 0,4 (0,5762 + 0,0011) = 0,247^4$$

$$kE = \left(\frac{30}{\pi} \right)^4 \frac{1}{0,609} = 13,655 \quad ; \quad \frac{a}{E} = \left(\frac{\pi}{30} \right)^2 0,247 = 2,709 \cdot 10^{-3} \text{ m}^2$$

$$Ea = Ec = \frac{3,35 \cdot 10^3}{12 \cdot 0,583} \left[3 + \left(\frac{3,35}{2 \cdot 4,75} \right)^2 4 \right] = 1,674 \text{ m}^{-3} \quad ; \quad Eb = 1,198 \text{ m}^{-3}$$

i	ρ_i	σ_i	n_i	φ_i	f_i	N_i	Φ_i	F_i
	ρ'_{3-i}	α'_{3-i}	n'_{2-i}	φ'_{2-i}	f'_{2-i}	N'_{2-i}	Φ'_{2-i}	F'_{2-i}
0	—	—	—	—	—	369	0	13,655
1	— 0,0037	0,186	2,884	2,863	11,115	327	325	8,595
2	0,0461	0,194	2,653	3,006	11,006	324	367	8,016

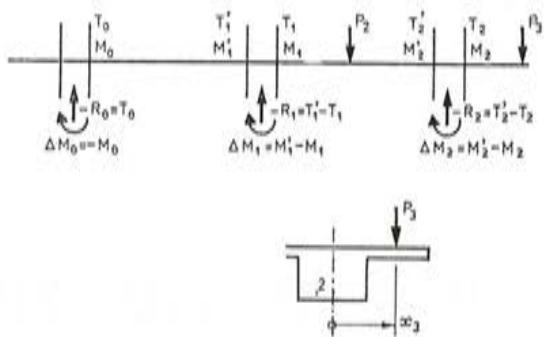
III.42. Objeto del estudio:

Debido a que la sección transversal es simétrica, únicamente es necesario estudiar los siguientes casos de cargas:

- Tramo segundo, A_1, A_2 cargado (por P_2).
- Voladizo de la derecha cargado (por P_3).

III.43. Estudio de un tramo cargado:

III.431. Carga P_3 : $T_2 = P_3$; $M_2 = -P_3 x$.

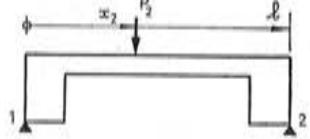


III.432. Carga P_2 (sobre el segundo tramo): las ecuaciones (12) serán las siguientes:

$$\frac{M_1}{(4,75)^2} \left(\frac{11.006}{0,194} + 13.655 \right) + M'_2 \left(1.198 - \frac{325 + 0}{4,75} - \frac{8.595 + 13.655}{(4,75)^2} \right) = \\ = \theta_1 + \left(325 + \frac{8.595}{4,75} \right) t_1 + \frac{13.655}{4,75} t'_2$$

$$\frac{3.120 M_1 + 143,5 M'_2}{143,5 M_1 + \frac{M'_2}{(4,75)^2} \left(8.595 + \frac{11.115}{0,186} \right)} = \theta'_2 - \frac{8.595}{4,75} t_1 - \left(0 + \frac{13.655}{4,75} \right) t'_2$$

$$\frac{143,5 M_1 + 3.029 M'_2}{T_1 = t_1 + \frac{M'_2 - M_1}{4,75}, \quad y \quad T'_2 = t'_2 + \frac{M'_2 - M_1}{4,75}} = -\theta'_2 - 1.089 t_1 - 2.875 t'_2$$



III.44. Estudio de los tramos $A_{l-1} A_l$, a la izquierda del tramo cargado.

III.441. Ecuaciones generales:

$$M'_l = \frac{M_l}{1 + \alpha_l n_l} + \alpha_l \Phi_l T_l \quad ; \quad M_{l-1} = \frac{-\rho_l M_l}{1 + \alpha_l n_l} - (\rho_l \alpha_l \Phi_l + \sigma_l l_l) T_l \\ T'_l = T_{l-1} = \frac{1 + \rho_l}{l_l (1 + \alpha_l n_l)} M_l + \left(\sigma_l + \frac{(1 + \rho_l) \alpha_l \Phi_l}{l_l} \right) T_l \quad ; \quad R_l = T_l - T'_l \\ \Delta M_l = \alpha_l (-N_l M_l + \Phi_l T_l)$$

III.442. Efectos sobre el segundo tramo ($A_1 A_2$), de la carga P_3 :

Los esfuerzos son función lineal de x_3 :

$$M'_2 = (-0,1221 x_3 + 0,994) P_3 \quad ; \quad M_1 = (0,0056 x_3 - 0,967) P_3 \quad ; \\ T_1 = T'_2 = (-0,027 x_3 + 0,413) P_3 \quad ; \quad \Delta M_2 = (0,878 x_3 + 0,994) P_3$$

III.443. Efectos, sobre el primer tramo ($A_0 A_1$), de las cargas P_2 ó P_3 :

$$\begin{aligned} M'_1 &= 0,1135 M_1 + 0,880 T_1 \quad ; \quad M_0 = -\Delta M_0 = -0,0004 M_1 - 0,880 T_1 \\ -R_0 &= T'_1 = T_0 = 0,024 M_1 + 0,371 T_1 \quad ; \quad \Delta M_1 = -0,886 M_1 + 0,880 T_1 \\ R_1 &= -0,0238 M_1 + 0,629 T_1 \end{aligned}$$

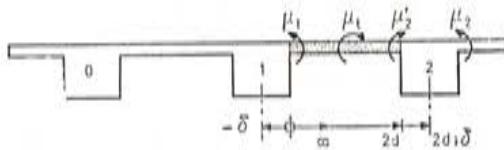
III.45. Resultados:

III.451. Efectos de la carga P_2 :

x_2/l	θ_1	$\theta'_2 (^\circ)$	t_1	t'_2	M_1	M'_2	T_1	T'_2	M'_1	M_0	$T'_1 = T_0$
0	0	0	1,00	0	0,713	-0,631	0,717	-0,283	0,713	-0,631	0,283
0,25	-1,822	1,386	0,75	-0,25	-0,271	-0,655	0,669	-0,331	0,558	-0,589	0,242
0,50	-2,208	2,208	0,50	-0,50	-0,803	-0,515	0,561	-0,439	0,403	-0,493	0,189
0,75	-1,386	1,822	0,25	-0,75	-0,964	+0,007	0,454	-0,546	0,290	-0,399	0,145
1,00	0	0	0	-1,00	-0,967	0,994	0,413	-0,587	0,254	-0,363	0,130

$$\begin{aligned} (*) \quad \theta'_2 &= \int_0^l \frac{M}{\Delta} \frac{x}{l} dx = \frac{P}{\Delta l} \left[\left(1 - \frac{x_2}{l} \right) \int_{-d}^{x_2} x^2 dx + \frac{x_2}{l} \int_{x_2}^{l-d} (l-x) x dx \right] = \\ &= \frac{P}{6 \Delta l} \left[2 \delta^3 \left(2 \frac{x_2}{l} - 1 \right) - 3 \delta^2 x_2 + x_2 l^2 \left\{ 1 - \left(\frac{x_2}{l} \right)^2 \right\} \right] \end{aligned}$$

III.452. Líneas de influencia:



a) Esfuerzos en los tramos: R_1 y ΔM_1 : Véase el diagrama adjunto.

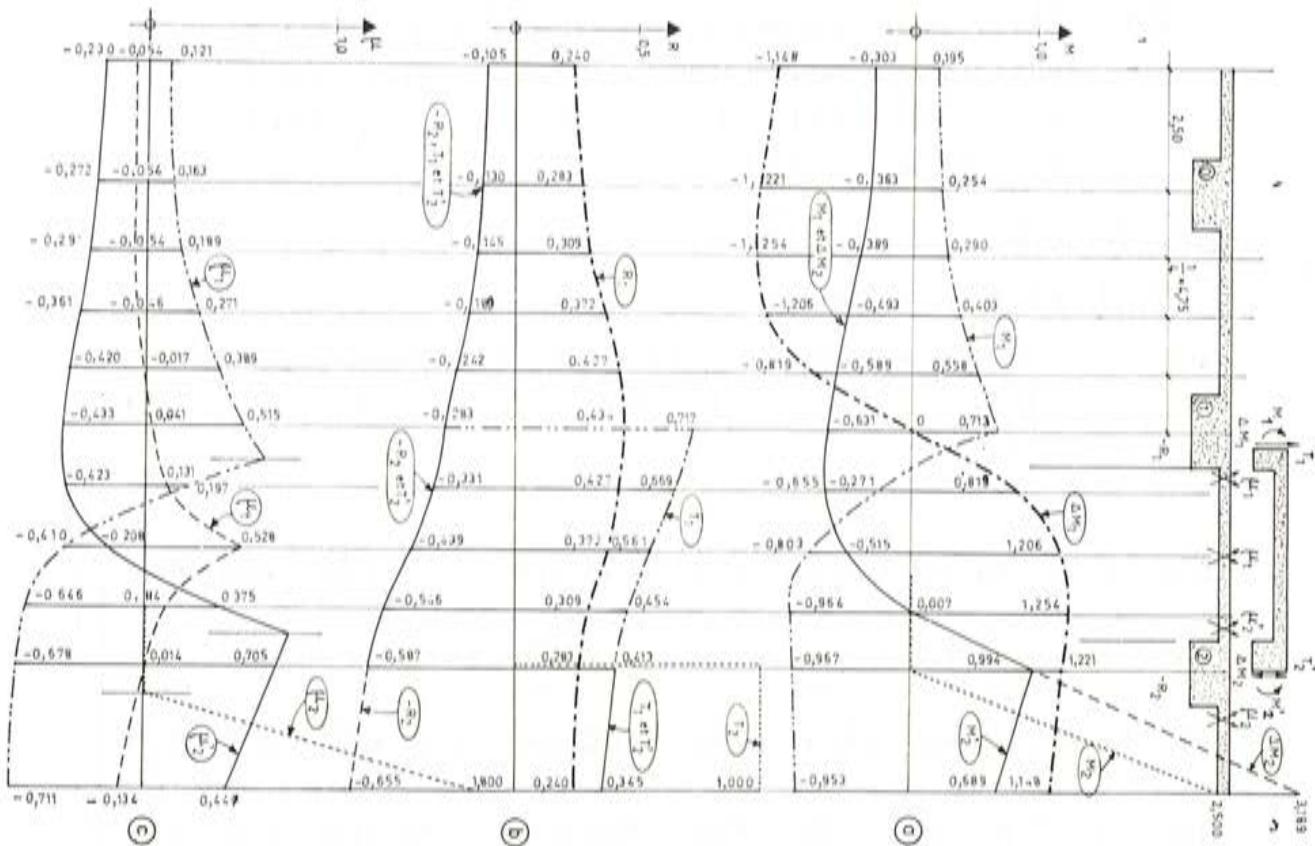
b) Esfuerzos en el forjado superior: Los momentos transversales en el forjado 12 se designan por: en los empotramientos sobre los nervios 1: μ_1 y 2: μ'_2 ; en el centro de la luz: μ_t .

Primer caso: la carga P se aplica fuera del forjado 12: las líneas de influencia de los momentos μ se deducen de las de M y T .

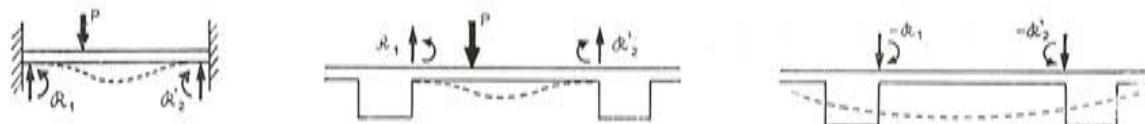
Por ejemplo:

$$\mu_1 = M_1 + T_1 \delta (-P x, \text{ para } -\delta \leq x \leq 0)$$

$$M'_2 = (2 \delta + d) T'_2 (+P x, \text{ para } 0 \leq x \leq 2 \delta + d)$$



Segundo caso: la carga P se aplica directamente al forjado 12. El procedimiento anterior, en el cual el forjado se consideraba que estaba cortado entre apoyos, no permite darnos una idea de su comportamiento real, local, como losa. Para paliar este inconveniente se puede operar de la siguiente forma, que permite remitirnos al caso precedente.



a) Supongamos los nervios fijos: sean, en este caso, R_i las reacciones de apoyo (fuerzas y momentos) de los nervios sobre el forjado intermedio (en este caso perfectamente empotrado).

b) Apliquemos a la estructura real simultáneamente la carga exterior (P) y las dos reacciones R_1 y R_2' , considerándolas como cargas exteriores. El sistema se encuentra en equilibrio y, por definición de las R_i , los nervios no se desplazan: no sufren, pues, ningún esfuerzo; las reacciones de apoyo mutuo de los nervios y del forjado son nulas.

c) Apliquemos ahora a los nervios de la estructura real el sistema de cargas exteriores directamente opuesto al sistema de las R_i , es decir: $(-R_i)$. Este procedimiento nos permite calcular los esfuerzos interiores que tal sistema origina en los nervios y en el forjado.

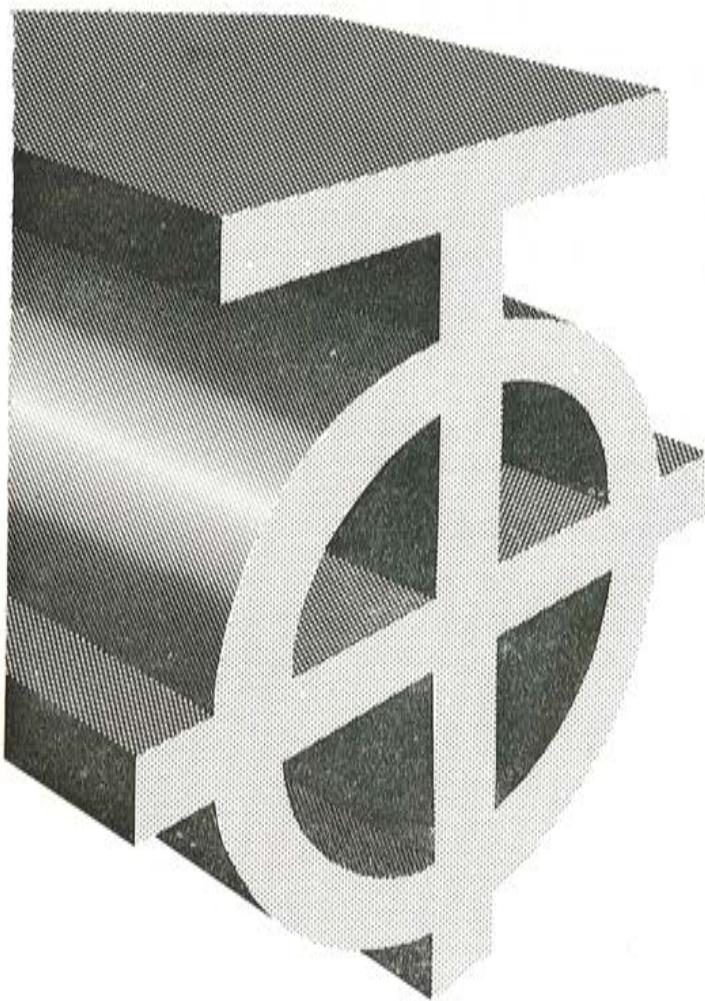
d) Los esfuerzos que la carga P produce realmente en los nervios son iguales a los que crea el sistema de carga total: $(P + R_l) - R_l = P$ y, por tanto, puesto que el sistema $(P + R_l)$ engendra esfuerzos nulos, a los que desarrolla el sistema único $(-R_l)$.

Calculemos, pues, los esfuerzos:

- En los nervios: aplicándoles el sistema de cargas exteriores igual al de las reacciones de apoyo $(-R_l)$ que produciría el forjado si estuviese perfectamente empotrado (nervios fijos).
- En el forjado: añadiéndole los esfuerzos creados:
 - Por la carga P directamente aplicada en el forjado supuesto perfectamente empotrado (ábacos de Pücher, o para los puentes carreteros: de Thénoz).
 - Por las cargas exteriores $(-R_l)$ aplicadas a los nervios.

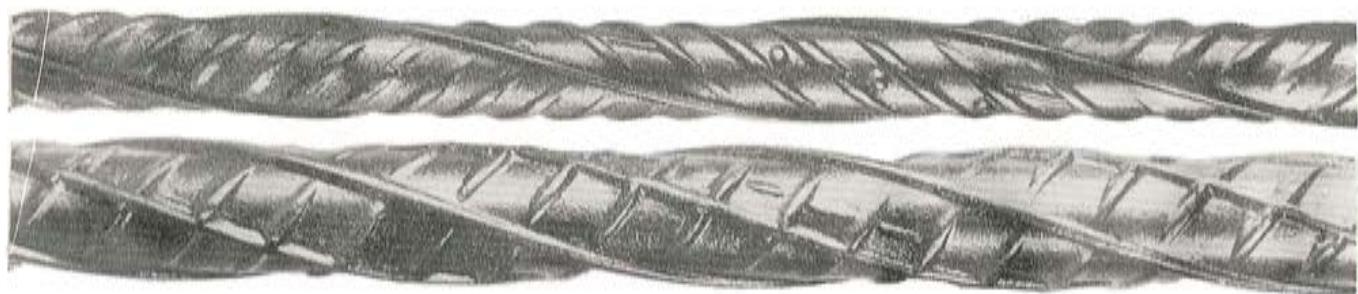
Traducido por:

J. JÓDAR



tetracero

ACERO CORRUGADO PARA ARMAR HORMIGON



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

la autopista de los túneles (A 26)

BRUNO GIOVANNINI (*)
Dr. Ingeniero

Consta de dos tramos: el primero es el de Voltri (Génova-Alessandria-Stroppiana-Santhia), de 140 kilómetros, que enlaza Génova con la autopista, que desde Santhia va hasta Aosta, y desde dicha ciudad hasta el túnel del Mont-Blanc y el del Gran San Bernardo. A la altura de Pedrosa parte un ramal, de 17 kilómetros, que enlaza con la autopista, actualmente en servicio, Milán-Génova (A 7); de modo que los ramales Predosa-Voltri de la nueva autopista, y Serravalle-Génova de la antigua pueden servir como vías de retorno.

El segundo tramo, Stroppiana-Invorio-Gravellona Toce, de 106 kilómetros, tiene un ramal de 8 kilómetros, que partiendo de Invorio llega a Sesto Calende. De esta forma, el primer tramo queda enlazado con la zona del lago Maggiore, y dejando a la derecha Stressa llega hasta la carretera del Simplón, a unos 50 kilómetros de la frontera Italo-Suiza.

El primer tramo se encuentra en diversas fases de construcción; la parte inicial, de Voltri a Alessandria, con el ramal Predosa-Serravalle, comenzó a construirse a principios de 1972, y actualmente está en fase de terminación. Su total conclusión está prevista para el próximo año. Entre los trabajos que tienen que realizarse en el tramo Alessandria-Stroppiana-Santhia se encuentra comprendido el puente sobre el río Po, en Casale. Su construcción se inició a finales del año 1973. El tramo Stroppiana-Gravellona Toce todavía se encuentra en fase de proyecto.

La pavimentación de toda la autopista está prevista con firme bituminoso, con una capa de base tratada con cemento.

CASALE MONFERRATO

Esta localidad es de gran importancia histórica para la industria italiana del cemento. Fue en esta comarca donde, en 1876, se inició la producción en Italia de cemento portland, después de una experiencia análoga realizada tres años antes en Lombardía, que no llegó a tener carácter comercial. Desde entonces el cemento ha sido una de las actividades típicas de la zona y actualmente, en Casale, está la dirección general de una empresa cementera de tipo medio, y algunas oficinas y el laboratorio de investigación de otra gran empresa.

(*) *N. de R.* — Agradecemos sinceramente al doctor ingeniero Bruno Giovannini su amabilidad al facilitarnos el texto e ilustraciones de este trabajo, así como la autorización necesaria para publicar la versión castellana del mismo en nuestra revista.

EL PUENTE SOBRE EL RIO PO, EN CASALE MONFERRATO

Datos técnicos.

Proyecto General: SPEA (Grupo I.R.I.).

Proyecto de la estructura: Dr. Ing. Bruno Giovannini.

Período de construcción: 1975-76.

Empresa: Dr. Ing. G. Torno, S.p.A., Milán.

Solución estática: Viga continua sobre 28 + 28 apoyos.

Número de tramos: 27 + 27.

Luces de los tramos: 25 de 45,65 + 2 de 32 m (duplicados).

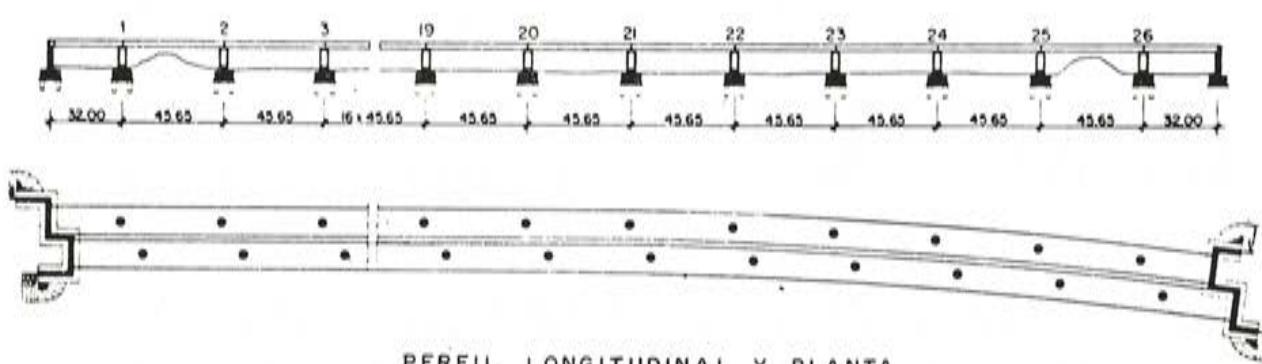
Longitud total: 1.205,25 + 1.205,25 ml.

Anchura del viaducto: 11,75 + 0,50 + 0,80 = 13,05 m.

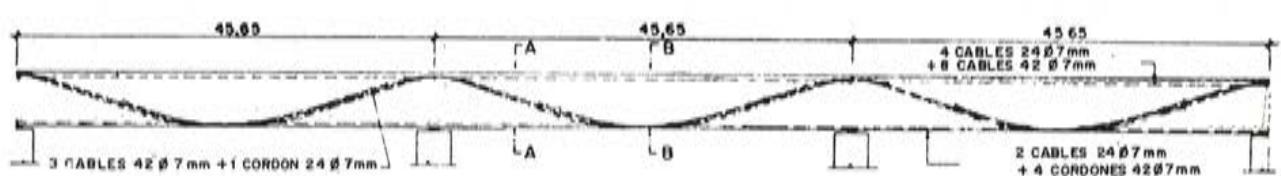
Canto del tablero: 2,76 m.

Tensión máxima del hormigón a compresión:

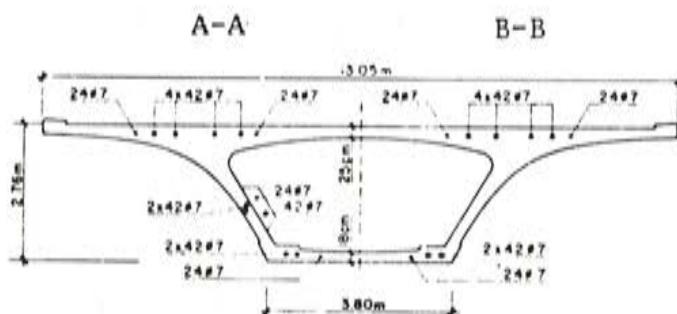
- En el momento de la introducción del pretensado: 96 kp/cm².
- En condiciones de servicio: 145 kp/cm².



PERFIL LONGITUDINAL Y PLANTA



DISPOSICION DE LOS CABLES EN LA SECCION LONGITUDINAL



SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO

Máxima resistencia a la tracción del hormigón: 22 kp/cm².

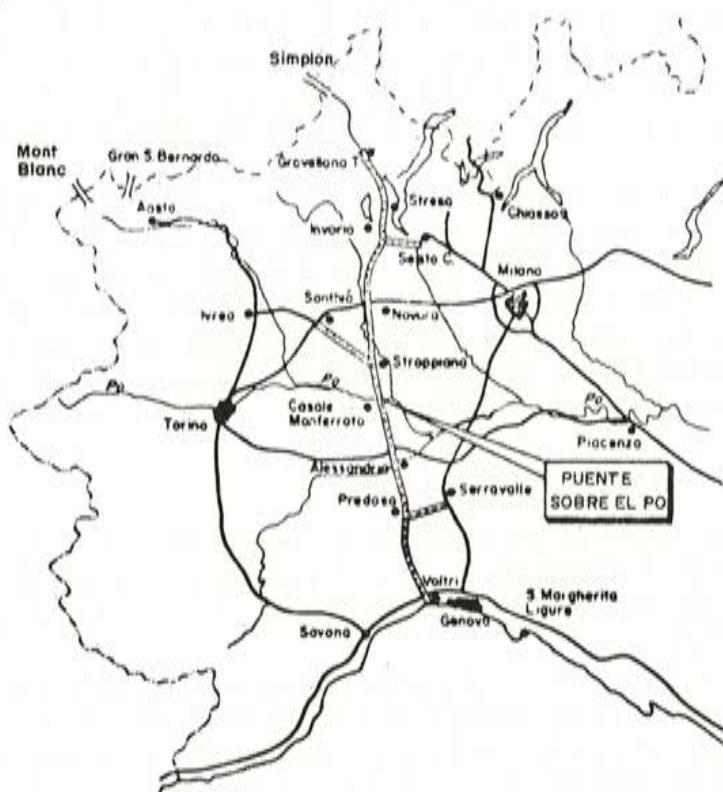
Valor característico de la carga de rotura, en probeta cúbica, del hormigón de la estructura pretensada, a los veintiocho días: 450 kp/cm².

Composición de los cables: 24 Ø 7 mm y 42 Ø 7 mm.

Carga de rotura del acero: 165 kp/mm².

Tensión de trabajo de los alambres: 99 kp/mm².

Sistema de pretensado: BBRV.



CARACTERISTICAS DEL PROYECTO

El viaducto está constituido por dos tableros paralelos, cada uno de 1.025 m de longitud y 13,05 m de anchura.

El trazado en planta es rectilíneo a lo largo de 905 m, en dirección sur; y, hacia el norte, describe una curva de acuerdo, de casi 300 m de longitud y 2.000 m de radio.

El alzado presenta una curva, convexa hacia arriba, cuyo radio es de casi 20.000 m.

La altura de las pilas es muy reducida, variando entre los 8 m y los casi 12 m. Están constituidas por simples cilindros huecos, de hormigón armado, de 3,80 m de diámetro exterior, que se apoyan sobre zapatas que a su vez van cimentadas sobre pilotes de gran diámetro, hincados en terreno de aluvión hasta una profundidad media de 25 m.

La estructura del tablero puede definirse como una viga continua de sección en cajón simplemente apoyada.

La viga descansa sobre las pilas por medio de elementos de apoyo elásticos que permiten, tanto los pequeños giros en el plano vertical como los importantes corrimientos longitudinales debidos a las dilataciones térmicas. Estos corrimientos varían entre el valor cero, correspondiente a la pila de la mitad del puente (apoyo fijo), y el valor ± 20 cm correspondiente a los estribos.

Se han previsto dos aparatos de apoyo para cada pila: uno para corrimientos unidi-

reccionales y otro para corrimientos multidireccionales. Como excepción, y como es lógico, los dos apoyos sobre la pila situada en la mitad del puente son fijos.

La sección en cajón de la viga está rigidizada por diafragmas transversales internos, situados exclusivamente en correspondencia con los apoyos, y sólidamente unidos a las placas inferiores y a las dos almas laterales de la viga cajón. No ha sido necesario realizar un pretensado en dirección transversal. El pretensado longitudinal se introdujo mediante dos conjuntos de cables.

El primer conjunto está compuesto por cables rectilíneos, que confieren al hormigón un pretensado previo casi uniforme (pretensado baricéntrico), destinado a absorber los esfuerzos debidos únicamente al peso propio de la estructura, tanto en la posición definitiva del tablero como durante todas las fases sucesivas de lanzamiento, continuamente variables a causa del particular sistema de construcción utilizado, consistente en empujar el tablero.

El segundo conjunto de cables consiste en unos tendones de trazado parabólico, que en la zona de los apoyos se sitúan por la parte superior de la sección de la viga cajón, y por su borde inferior al llegar a la parte central de cada uno de los tramos simples. Tienen la misión de contrarrestar los esfuerzos generados por las sobrecargas de servicio.

Mientras que los cables del primer grupo (pretensado baricéntrico) se tesan durante la construcción del tablero, los cables del segundo grupo (parabólicos) se tesan cuando se ha terminado de lanzar todo el tablero.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

El viaducto se construyó por el sistema de "empuje por etapas", que consiste en una sucesión continua de hormigonado de "trozos" completos de tablero, de 22,825 m de longitud, seguido cada uno del empuje hacia delante, en una longitud igual, de todo el tablero ya construido.

De esta forma, el taller de construcción permanece inamovible (sobre el estribo posterior del viaducto) y lo mismo ocurre con el propio encofrado, que no sufre ningún desplazamiento, y sólo experimenta los pequeños movimientos de apertura y cierre cada vez que se procede al hormigonado de uno de los sucesivos trozos del tablero.

Todo el taller de construcción puede así estar protegido por un cobertizo; lo que permite trabajar bajo techo en cualquier época del año y sean cuales sean las condiciones meteorológicas, así como realizar el trabajo en turnos continuos.

Se ha dedicado especial cuidado al estudio del encofrado, con vistas a automatizar al máximo sus movimientos para poderlo adaptar a las diversas posiciones requeridas por el procedimiento de ejecución adoptado, sobre todo en lo que respecta a la variabilidad de la pendiente transversal de la calzada. Se acciona mediante gatos hidráulicos gobernados desde un tablero de mando de funcionamiento eléctrico.

También es accionado hidráulicamente el equipo para el empuje del tablero ya construido. Este equipo, como es lógico, está adecuadamente dimensionado para poder ejercer el esfuerzo necesario para desplazar toda la longitud del tablero construido en el taller fijo (es decir, 905 m).

Dada la configuración del viaducto en planta, se dispusieron cuatro talleres de trabajo fijos: dos sobre el estribo norte, para la construcción de los dos tableros paralelos curvos (de casi 300 m de longitud) y dos sobre el estribo sur, para los correspondientes tableros rectos (de casi 905 m de longitud).

Los dos tramos de cada uno de los tableros se unirán entre sí, después del lanzamiento, mediante cables de pretensado, con el fin de conseguir la completa continuidad y monolitismo de todo el viaducto, de 1.205 m.

Traducido por:
C. SÁNCHEZ CASTRO



euroestudios, s.a.

ingenieros de consulta



PROYECTOS, ESTUDIOS Y ASESORIA DE:

INGENIERIA CIVIL

Carreteras y autopistas.
Estructuras y cimentaciones.
Túneles.
Obras hidráulicas.
Hidrología e hidrogeología.
Puertos y obras marítimas.
Ferrocarriles.
Urbanismo.
Geología y geotecnia.
Cartografía y topografía.

EDIFICACION

Edificación de viviendas.
Edificación industrial.
Estructuras especiales.
Instalaciones y servicios.

AGRICULTURA

Ordenación rural.
Edafología.
Agrología.
Explotaciones agrícolas.

ECONOMIA

Aprovechamientos integrales.
Planificación regional.
Viabilidad.
Mercados.

INFORMATICA

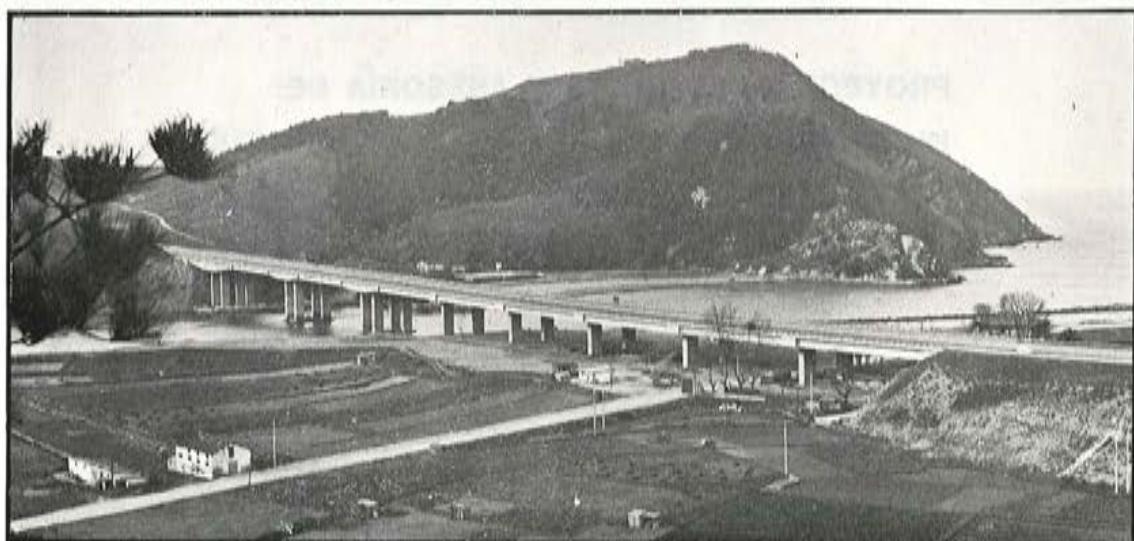
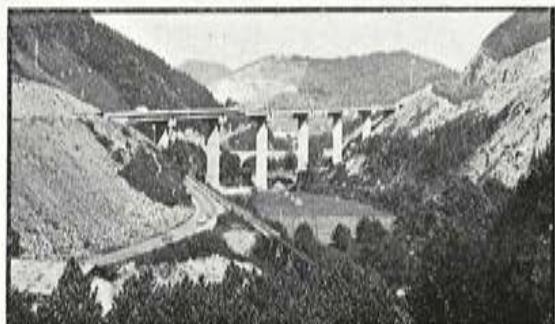
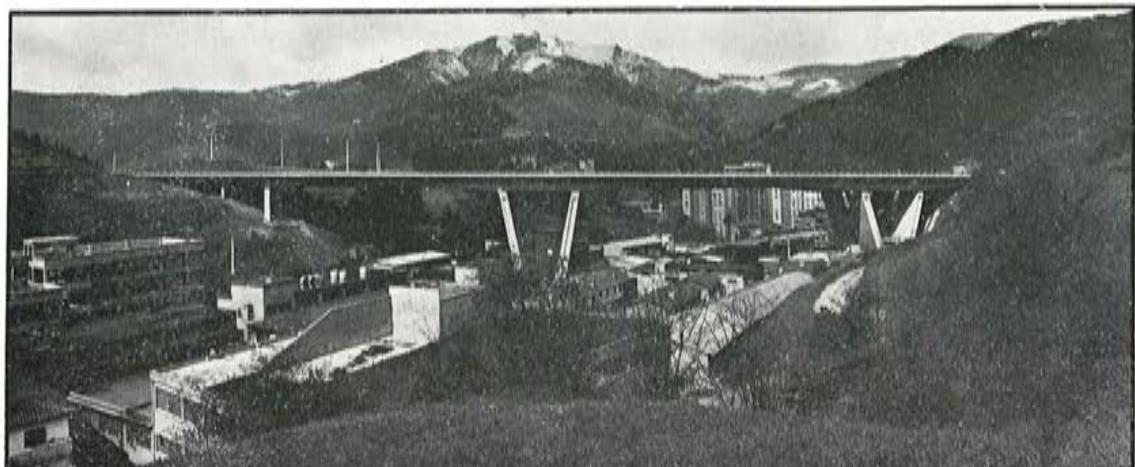
Programas científicos.
Programas económicos.
Ordenador 370/115.

PLANIFICACION Y CONTROL DE OBRAS

Pedro de Valdivia, 10 - MADRID - 6 - Teléf. 401 08 00

Autopista: Bilbao-Behobia

VIADUCTOS DE: Chonta, Zarauz, Subiberri, Orio



ferrovial

EMPRESA CONSTRUCTORA

Lagasca, 84 - Madrid-1

puentes de la autopista Bilbao-Behobia

JUAN HERRERA
Dr. Ing. de Caminos (*)

INTRODUCCION

Quiero empezar agradeciendo a la A.T.E.P. la ocasión que me brinda de presentar esta recopilación de datos sobre una obra de la magnitud de la autopista Bilbao-Behobia. En mi calidad de jefe de la Sección de Estructuras de Euroestudios, S. A., oficina encargada del proyecto de la autopista, he tenido la posibilidad de asistir, de principio a fin, a la realización de esta obra, desde diversas facetas comprendidas entre la dirección de un equipo dedicado a la ejecución del proyecto, la supervisión y coordinación de proyectos ejecutados por otras oficinas, hasta la de simple espectador de proyectos exteriores, completados con numerosas intervenciones a lo largo de la construcción, motivadas por reformas, incidencias, averías, etc., hasta culminar en la preparación de las pruebas de carga de los puentes. En representación de las numerosas personas que han intervenido en la realización, presento esta síntesis de resultados, en el momento actual en que el proyecto está prácticamente terminado y se prevé finalizar la construcción dentro del presente año 1975.

Como seguramente conocerán todos, se encuentra ya en servicio el trayecto Bilbao-San Sebastián desde el pasado verano y se trabaja en la construcción del tramo final entre San Sebastián y Behobia en la frontera francesa que será inaugurado por etapas entre junio y diciembre de este año cubriendose así la totalidad del itinerario.

Con este mismo título presenté una comunicación a la Asamblea que la Asociación Técnica Española del Pretensado celebró en Sevilla en noviembre del año 1972, y en la que se hacía un resumen de lo realizado hasta entonces y que significaba aproximadamente un 50 por 100 del total. Desde entonces se ha continuado trabajando en el proyecto y construcción de la autopista y los datos que ahora se presentan son los correspondientes a la totalidad de las obras, a excepción de las modificaciones que puedieran surgir durante la construcción del último tramo.

DATOS GENERALES

La autopista Bilbao-Behobia, con una longitud total de 105 km desde Basauri, en las afueras de Bilbao, donde conecta con la solución Sur, hasta el puente internacional sobre el río Bidasoa en Behobia, en la frontera francesa, fue adjudicada en el año 1968 a Eupropistas, Concesionaria Española para su construcción y explotación en régimen de peaje (fig. 1).

En sección transversal consta de dos calzadas de 7,40 m de anchura en cada dirección que se completan con arcenes exteriores de 2,50 m e interiores de 1,0 m. La separación entre bordes interiores de calzadas es de 3,20 m. con lo que el ancho total de la plataforma es de 2,30 m.

(*) Texto de la conferencia que, organizada por la A.T.E.P., pronunció, en el salón de actos del Instituto Eduardo Torroja, el Dr. Ing. de Caminos D. Juan Herrera Fernández el 10 de abril de 1975.

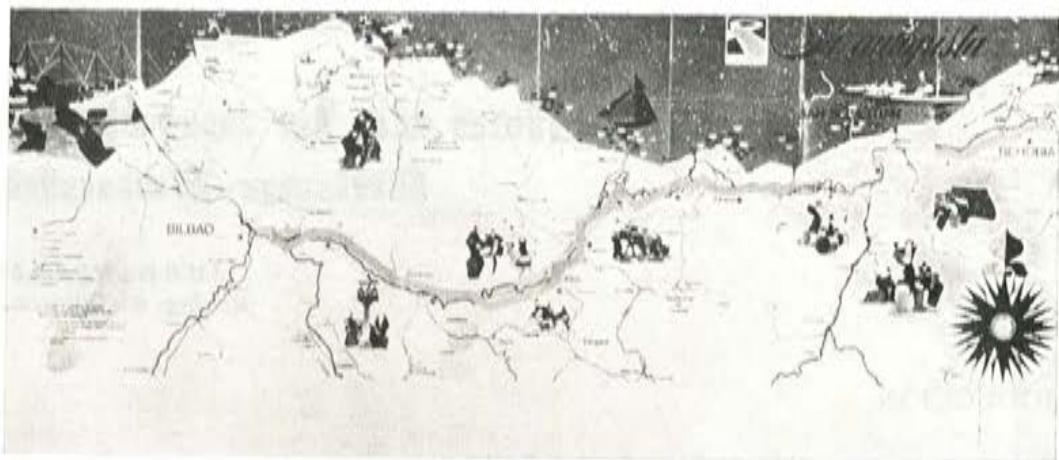


Fig. 1.— Trazado de la autopista Bilbao-Behobia.

La velocidad específica varía según los tramos entre 80 y 120 km/h. El radio mínimo empleado es de 250 m en planta, al que corresponde un peralte transversal del 6,5 por 100. La rampa máxima es del 4 por 100 y la pendiente o bajada máxima es del 5 por 100.

En total se van a construir 148 puentes, entendiendo como tales aquellas obras de fábrica que necesitan un proyecto y justificación individualizada, por lo que quedan excluidas las pequeñas obras de fábrica para drenaje y obras normalizadas de la colección oficial para desagües y paso de caminos. En 100 de estos puentes se ha utilizado el hormigón pretensado, lo que representa las dos terceras partes y a ellos se va a referir esta comunicación.

CLASIFICACION

Para presentar esta gran cantidad de puentes hemos creído que la forma más útil de hacerlo es clasificarlos por tipos funcionales y dentro de cada tipo agruparlos por sus características estructurales, morfológicas o constructivas. Se entiende que el puente de autopista surge de la necesidad de liberar al tráfico principal de una serie de obstáculos formados por otras circulaciones, cauces de agua o accidentes topográficos. Es la naturaleza del obstáculo a franquear la que determina la función del puente y en base a ella se establece la clasificación que permitirá a los ingenieros que en estos momentos se afanan en problemas análogos, localizar casos semejantes a las necesidades que tienen planteadas. Las distintas soluciones estructurales son la respuesta de la técnica a unos condicionantes concretos de geometría, topografía, geotecnia, sistemas constructivos, etc.

En este sentido, el total de los puentes de autopista, se distribuyen en los siguientes grupos funcionales:

- a) 66 pasos bajo autopista (47 de hormigón armado; 19 de hormigón pretensado).
- b) 28 pasos sobre autopista.
- c) 18 enlaces.
- d) 32 viaductos.
- e) 2 puentes especiales (uno de ferrocarril; un acueducto).
- f) 3 puentes singulares.

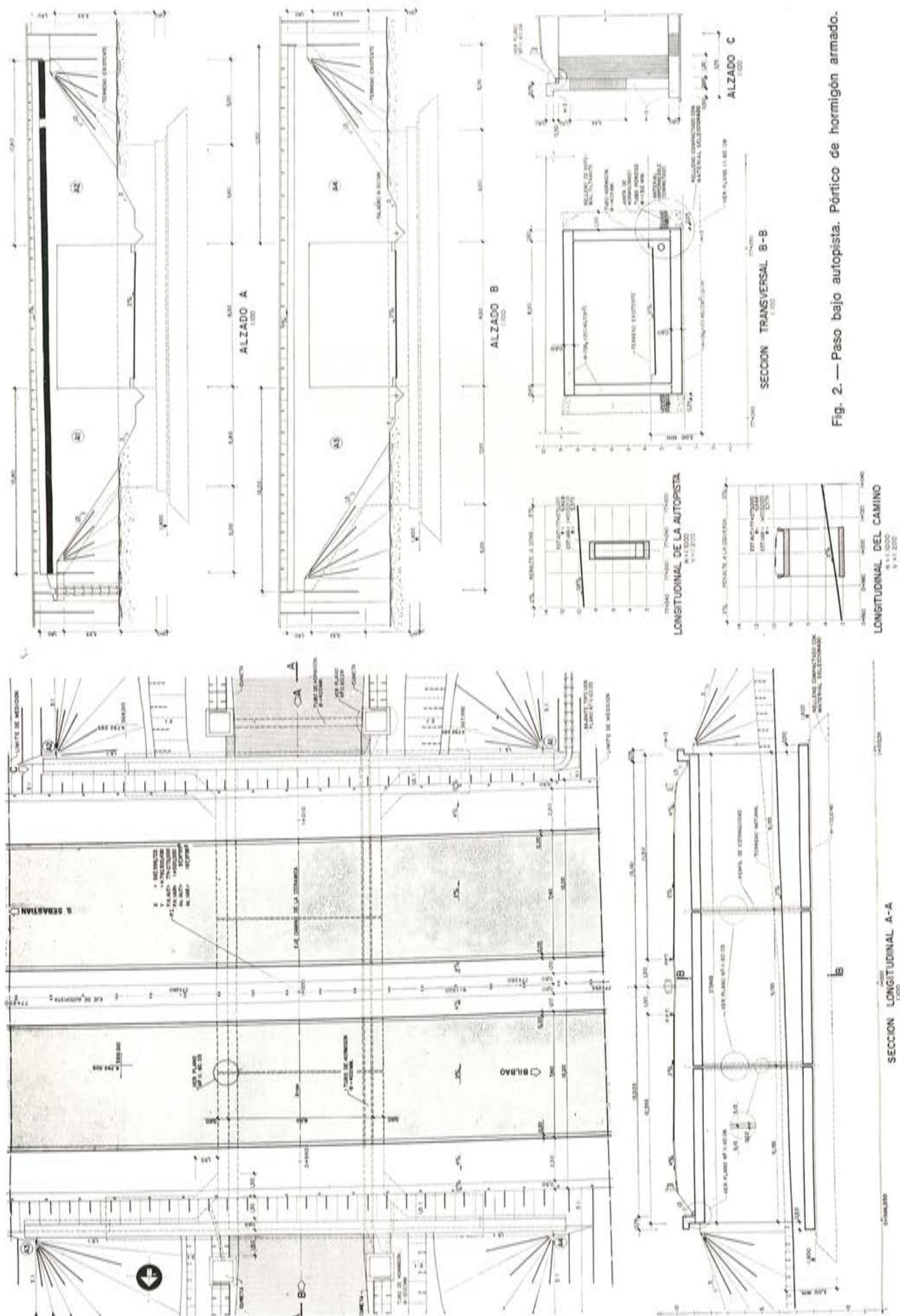


Fig. 2.—Paso bajo autopista. Pórtico de hormigón armado.

Pasos bajo autopista.

Forman el conjunto más numeroso de puentes y procede de la intersección con los numerosos caminos y servicios existentes sobre los que se implanta la nueva plataforma de la autopista. Generalmente tienen pequeñas dimensiones y son resueltos en hormigón armado (fig. 2). Sólo en aquellos casos en los que las condiciones geométricas del cruce plantean problemas estructurales o existe la necesidad de utilizar unos medios constructivos determinados (como prefabricación central, por ejemplo) se utiliza el hormigón pretensado.

Se han utilizado, en casos de gran esvaje, pórticos oblicuos de hormigón armado con nervios de borde pretensado. La solución más usual, sin embargo, a estos casos, son las

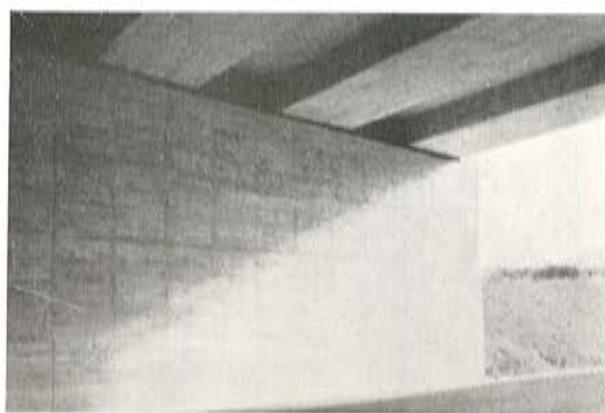


Fig. 3. — Paso bajo autopista. Losa nervada.

losas in situ, formadas por varios nervios aligerados y apoyados en estribos cerrados (figura 3). Se han empleado vigas prefabricadas comerciales, o fabricadas en los parques de obra, en aquellos puentes en que la proximidad del parque o la organización de la obra lo aconseja como más adecuado. En los últimos tramos se ha utilizado con gran profusión un tipo de puente formado por vigas prefabricadas ligeras apoyadas sobre unos cargaderos situados sobre macizos de tierra armada (fig. 4). Este sistema permite cons-



Fig. 4. — Paso bajo autopista. Vigas prefabricadas sobre macizos de tierra armada.

truir los estribos sin afectar al tráfico inferior y en conjunción con el movimiento de tierras, hormigonando después los cargaderos sobre los que apoyar luego las vigas que han sido fabricadas en un parque central y que son fácilmente transportables por la expla- nación. Sobre estas vigas se hormigona el forjado y se completa el puente. Estas ventajas constructivas se ven reducidas por el aumento de luz que hay que dar a las vigas del orden de 2 m sobre la anchura útil del paso, por utilizar grandes cargaderos que reduzcan la carga en el relleno a $1,5 \text{ kg/cm}^2$ y a la mala distribución transversal de los table- ros así formados debido a su gran relación ancho/luz, muy próxima a la unidad. Se han utilizado igualmente cuando el tráfico inferior era un ferrocarril sin interferir con el trá- fico ferroviario.

Pasos sobre autopista.

Proceden de aquellos casos en los que la autopista, debido a sus exigencias geométricas se sitúa bajo el terreno natural y cruza inferiormente a las comunicaciones existentes o en aquellos casos en los que situada a nivel del terreno desplaza los caminos exis- tentes, que al tener una geometría menos rígida pueden elevarse sobre la autopista y re- cuperar después su nivel anterior. Son de una gran exigencia estética frente al usuario de la autopista al que se ofrecen en rápida sucesión y se ven grandemente influidos por las condiciones geométricas y topográficas de la intersección, por lo que en el carácter accidentado del País Vasco son difícilmente tipificables.

Dadas las dimensiones de la plataforma de la autopista, no tienen pila en la media- na, por lo que se plantean como una luz central del orden de los 25 m completada con dos vanos laterales que varían según los taludes hasta formar una longitud total del orden de los 50 a 60 m.

En general y debido a sus exigencias estéticas, se han resuelto a base de soluciones hormigonadas in situ. En el caso de desmontes en roca muy verticales se han utilizado pórticos de células triangulares que a sus grandes cualidades estéticas unen una compli- cación geométrica y constructiva apreciable (fig. 5). En ocasiones problemas de estabi-



Fig. 5. — Paso sobre autopista. Pórtico de células triangulares.

lidad de taludes han obligado a adaptar el puente ya construido al desmonte resultante mediante la construcción de grandes estribos.

Las losas continuas de canto variable constituyen soluciones sencillas y estéticas que se adaptan fácilmente tanto al caso de terraplenes como de desmontes muy tendidos siempre dentro de condiciones geométricas de cruce ortogonal. En general, se utilizan pilas pantalla situadas junto a los arcenes de la autopista y los vanos laterales termi-



Fig. 6. — Paso sobre autopista. Losa continua de canto variable.

nan en pequeños estribos situados en la coronación de los desmontes o terraplén, aunque algunas veces el exceso de excavación obliga a estribos a toda altura. En desmontes de mucha altura se llega a más de tres vanos (fig. 6), en los casos de mucha anchura se utiliza la doble pantalla.

Las losas continuas de canto constante se adaptan mejor a condiciones geométricas adversas, de esviaje y pendiente longitudinal fuerte.

En algunos casos se han utilizado pilas formadas por dos fustes circulares para cruces normales o de poco esviaje, reduciéndose a un apoyo circular único en el caso de gran esviaje (fig. 7) independizándose así de la oblicuidad del cruce o en el caso de pasos a mucha altura y de pequeño ancho para caminos secundarios. También se usan pilas pantalla.

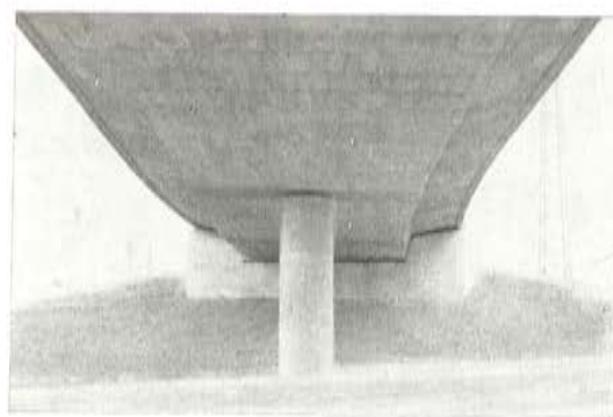


Fig. 7. — Paso sobre autopista. Losa continua de canto constante.

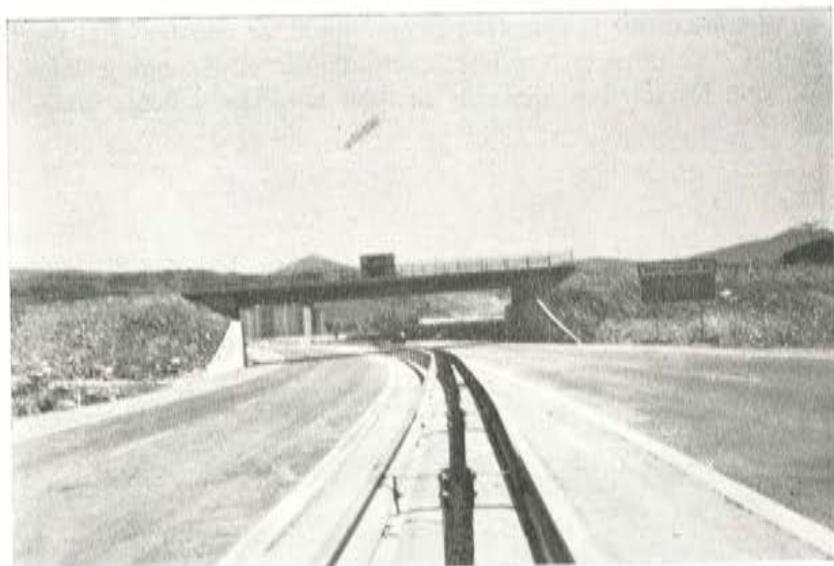


Fig. 8.—Paso sobre autopista. Losa apoyada sobre macizos de tierra armada.

La construcción de estos pasos se hace sobre cimbras en las que se dejan unas pueras para el paso de la maquinaria del movimiento de tierra, o sin terminar el desmonte sobre el que sigue discurrendo el tráfico local, en tanto se completa la estructura.

En los extremos de este planteamiento se llegan a alcanzar alturas de 18 metros en el caso de grandes desmontes. Además, en este caso, que corresponde a la carretera de Alza, en las proximidades de San Sebastián, actualmente en construcción, se utilizó una sección transversal formada por dos nervios, sin traviesas, para permitir colocar en su interior una serie de tuberías de gran diámetro no usuales, ya que en menores tamaños van colocadas en las aceras del puente o colgadas del voladizo del tablero.

Merece la pena citarse el caso de un paso superior en la zona de Zarauz, que debido a las desfavorables condiciones geotécnicas existentes en toda la vega y ante el valor de los asientos previsibles era necesario emplear soluciones isostáticas y colocar los terraplenes antes que la estructura, lo que se consiguió con una losa simplemente apoyada sobre dos macizos de tierra armada (fig. 8).

Y como caso aislado especial de paso sobre autopista de un vano está el cruce de la carretera nacional 634 a gran altura sobre la autopista formado por una viga cajón curva, de 44 metros de luz, apoyada sobre dos estribos anclados a la roca (fig. 9). A fin de repon-



Fig. 9.—Paso sobre autopista. Estripos anclados al desmonte.

ner rápidamente el tráfico por la carretera interceptada, se construyó el puente sobre una pequeña excavación y se puso en servicio, continuando el desmonte bajo la estructura al mismo tiempo que los estribos anclados se iban ampliando hacia abajo mediante bataches sucesivos.

Enlaces.

Se incluyen en este grupo los puentes originados en las vías de entrada y salida a la autopista y su conexión a la red de comunicaciones existente. Se caracterizan por un planteamiento geométrico bastante estricto en cuanto a gálibo vertical y desfavorable en



Fig. 10.—Enlace de Basauri. Losa continua oblicua.

cuanto a curvaturas, ancho variable, esviaje, etc. Sus exigencias estéticas son análogas a las de los pasos superiores.

Las soluciones estructurales más adecuadas son las losas hormigonadas in situ. Generalmente se plantean en puentes continuos de tres vanos, a fin de darles la máxima diafanidad, facilitando la visibilidad de los movimientos de entrada y salida. El tipo de pila



Fig. 11.—Enlace de Ermúa. Losa sobre estribos cerrados.



Fig. 12.— Ramal de Iribide. Losa continua sobre apoyos puntuales.



Fig. 13.— Enlace de Igara. Incorporación del ramal dentro del puente.

más empleado es la pantalla trapecial. En algunos casos, debido a la oblicuidad del cruce se originan estructuras muy esviadas como en el enlace de Basauri (fig. 10). En enlaces situados en desmonte se ha utilizado la losa de un solo vano apoyada en estribos cerrados (fig. 11). En zonas de cimentación deficiente se ha resuelto mediante losa apoyada en macizos de tierra armada.

En otros casos es la vía de enlace la que cruza sobre la autopista dando lugar a tipos estructurales análogos a los empleados en los pasos sobre autopista antes comentados. Dentro de este grupo cabe incluir una serie de viaductos y puentes para ramales de incorporación directa del tráfico procedente de la carretera existente y que se caracterizan por su fuerte curvatura y su gran pendiente longitudinal dando lugar a soluciones a base de losas continuas con apoyos puntuales (fig. 12) o apoyos dobles, según la situación de los obstáculos inferiores o a los llamados puentes pantalón en los que dentro de la propia estructura se separa uno de los ramales (fig. 13).

Viaductos.

Se incluyen en este grupo aquellos puentes que sirven a la autopista para salvar obstáculos geográficos o una combinación de tráficos existentes, edificaciones, cursos de agua, etc. Es, sin duda, el grupo más numeroso y el que ha dado lugar a las realizaciones más importantes. En algunos casos particulares, en los que debido a su dificultad de acceso, aislamiento o urgencia en el plan de obra no ha sido posible la prefabricación, se han utilizado soluciones hormigonadas sobre cimbra a base de losas nervadas continuas de 34 metros de luz, o losas continuas aligeradas de 26 metros de luz (fig. 14). En



Fig. 14.— Viaducto Ipurúa. Losa nervada hormigonada in situ.

el resto se han empleado soluciones formadas por vigas prefabricadas completadas con un forjado in situ. Las vigas se han tipificado en cantos de 1,50, 1,95 y 2,25 metros, todas ellas completadas con un forjado de 0,20 metros de espesor, cubriendo el campo de tramos entre 25 y 45 metros de luz y pesos de las vigas que oscila entre las 30 y las 90 toneladas. En general, los tramos están formados por dos tableros gemelos de 11,50 metros de ancho separados por una junta longitudinal. El número de vigas oscila entre cuatro y siete dependiendo de la luz y tipo de viga utilizado. En general, no se disponen traviesas más que en los apoyos y una central en los tramos de 40 metros de luz.

Con esta tipificación de la superestructura se han utilizado diversos tipos de pilas. Para alturas de hasta 10-12 metros se han utilizado los fustes circulares macizos de $\varnothing 1,30$ en número de 2 a 4 por calzada completados con un dintel sobre el que apoyan las vigas (figura 15). En pequeñas alturas y para cruce de vías se han utilizado pantallas trapeciales

Fig. 16. — Viaducto Acitain.
Fustes circulares únicos.

Fig. 15. — Viaducto de El Gallo.
Pilas de fustes circulares.



muy adecuadas a las necesidades hidráulicas. En general, este tipo de apoyos se adaptan a la oblicuidad que tenga el obstáculo a salvar.

Para mayores alturas, hasta los 30 metros aproximadamente, se han empleado fustes circulares huecos de 3 metros de diámetro y 0,30 metros de espesor de pared uno por calzada, coronados por dos cargaderos aislados uno para cada uno de los tramos que apoyan en él. Los tableros son rectos y el puente se independiza de la oblicuidad del cruce (fig. 16).

En otros casos el fuste se completa con un dintel ménsula en las dos direcciones para adaptar las luces variables a un determinado tipo de viga existente.

Para alturas mayores se emplean los fustes rectangulares huecos, construidos mediante uso de encofrado deslizante. Siempre que es posible se emplean dos fustes alineados, uno por calzada, con un dintel común formando pórtico (fig. 17). El dintel está formado por dos vigas independientes, cada una de las cuales recibe las vigas de un tramo.



Fig. 17. — Viaducto San Antolín. Pórticos con fustes rectangulares.

Estas vigas no son paralelas en planta, lo que permite adaptarse a la curvatura del puente mediante tableros rectos. Las vigas quedan claramente separadas sobre los apoyos, cubriendo el hueco con la prolongación del forjado. En casos de pequeña curvatura el dintel es una viga maciza de ancho variable para mantener los tableros ortogonales, tal como ocurre en los viaductos del río Urola y Zarauz.

En los casos de calzadas separadas y pilas de gran altura se emplea un único fuste rectangular completado con un dintel en ménsula con la misma composición a base de dos vigas independientes, una para cada tramo, como en los casos anteriores (fig. 18).



Fig. 18.— Viaducto Subiberri. Fuste rectangular único.

Para adaptarse a luces variables, estos fustes pueden completarse con dinteles mesa. (Viaducto Ubicha.)

Los puentes a base de vigas prefabricadas se adaptan bien a condiciones de obstáculos muy diversas. Con fuertes curvaturas se originan voladizos muy desiguales en el forjado sobre vigas, y se necesitan fuertes recercidos sobre las cabezas de las vigas para adaptarlas a la cara inferior del forjado. En el caso del viaducto de Añorga, situado sobre el enlace del mismo nombre, a la llegada a San Sebastián, se utilizan vigas de 35 metros de luz con un radio de 250 metros y un peralte transversal del 6,5 por 100, llegándose prácticamente al límite del método.

En general, el procedimiento constructivo empleado, en los viaductos, es el siguiente:

Simultáneamente a la construcción de pilas y estribos, las vigas se prefabrican en parques situados en las proximidades del puente y se acopian en la explanación de la autopista, desde donde son transportados hasta el alcance de la viga de lanzamiento, que las va depositando en su situación definitiva. Sobre ellas se colocan unas placas de encofrado autoportante que permiten el hormigonado del forjado. Se utilizan frecuentemente mallas electrosoldadas para la armadura de los forjados por su sencillez y rapidez de colocación. En estos casos las barras de unión viga-forjado se dejan verticales y se doblan *in situ* después de pasar las mallas.

Puentes especiales.

Se recogen aquí aquellos puentes que estando encuadrados en los apartados anteriores tienen alguna particularidad especial que los condiciona estructuralmente.

Un caso es el paso del ferrocarril Bilbao-San Sebastián sobre la vía de enlace de Zarranz, en condiciones de gálibo estricto y cimentación en suelos compresibles. Resuelto en una sección en forma de artesa conteniendo en su interior el balasto y la vía. Está formado por dos tramos simplemente apoyados de 19 metros de luz.

El otro caso es el del acueducto de Choritoquieta, para el abastecimiento de agua a San Sebastián, que queda afectado por la autopista en el que se ha empleado una viga de cajón continua, de 22 metros de luz máxima, en cuyo interior circula el agua. El forjado superior sirve como cambio de servicio. El puente se encuentra en fase de construcción. Su condición de acueducto ha obligado a cuidar especialmente las condiciones de fisuración de la parte mojada.

Puentes singulares.

Se recogen en este apartado aquellos puentes singulares que destacan de algún modo en sus características y constituyen los récords alcanzados en la construcción de la autopista.

Se han seleccionado el puente de mayor luz, el de mayor altura de pilas y el de mayor longitud total.

El puente de mayor luz es el viaducto de Chonta, proyectado por Ginés Aparicio, de Intemac, y construido por Ferrovial y que fue presentado por su autor en una conferencia anterior en esta sala. Salva el barrio de Chonta, en la ciudad de Eibar. Tiene 95 metros de luz, formados por dos dinteles in situ, de 52 metros, sobre los que apoya un tramo de vigas prefabricadas de 43 metros. Los dinteles tienen unas pilas inclinadas en "V", quedando voladizos de 17 metros. La particularidad del puente radica en el sistema constructivo consistente en deslizar las pilas verticales para luego abrirlas hasta su inclinación definitiva, evitando así cimbrar sobre las fábricas que ocupaban la parte inferior del puente (fig. 19).

El puente de mayor altura es el viaducto de Istiña, con 72 metros de altura de pilas y que salva una vaguada. Es proyecto de Angel Muelas, de Euroestudios, y fue construido por Laing. Las pilas, formadas por dos fustes de $6,0 \times 3,0$, huecos, se construyeron mediante encofrados deslizantes. Sobre ellas con unas cimbras autoportantes se hor-



Fig. 19.— Viaducto de Chonta (luz máxima: 95 m).

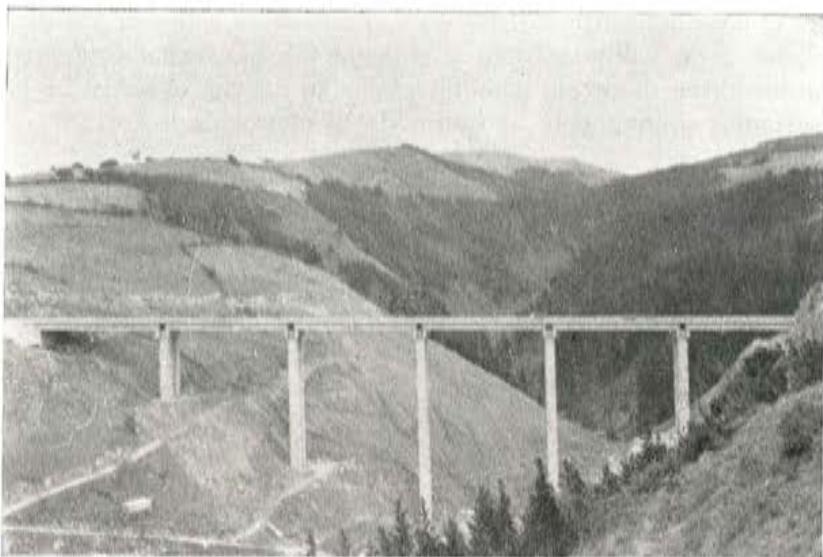


Fig. 20.—Viaducto de Ibiña (altura máxima: 72 m).

migonaron los dinteles procediendo al lanzamiento de las vigas y hormigonado de tableros (fig. 20).

El puente de mayor longitud es el viaducto de Orio, que salva la ría del mismo nombre, entre Zarauz y San Sebastián. Tiene 480 metros de longitud y ha sido proyectado por Jesús Martínez, del Departamento Técnico de Ferrovial, y construido por la misma empresa.

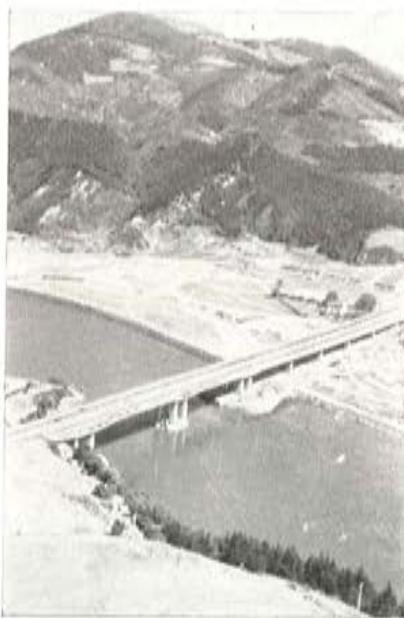


Fig. 21.—Viaducto de Orio (longitud máxima: 480 m).

El viaducto de Pradera, en las afueras de Bilbao, tiene una longitud análoga, pero hemos seleccionado Orio por la importancia de la solución empleada y los problemas planteados en su ejecución, que en algunos casos lo convierten en un puente excepcional.

Se compone del paso sobre la ría propiamente dicha y el viaducto de acceso sobre

la playa. El viaducto de acceso está formado por una serie de tramos isostáticos a base de vigas prefabricadas de 42,5 metros de luz. El paso sobre la ría está formado por unos dinteles in situ de 32,50 metros, complementados con las mismas vigas de 42,5 metros, lo que da lugar a luces de 75 metros entre ejes de pilas. El dintel de la orilla Bilbao tiene 61,0 metros de longitud debido a la necesidad de mantener el gálibo de navegación y a la conveniencia de cimentado en la orilla, quedando sólo dos pilas en la ría. En el primer tramo se alcanza la luz de 89,0 metros.

El puente está cimentado en pilotes que alcanzan en algún caso los 45 metros de longitud. Las pilas de la ría se construyeron en unas islas artificiales tablestacadas sobre las que se apoyó la cimbra de los dinteles (fig. 21).

CRITERIOS DE PROYECTO

La sección transversal de los puentes de autopista mantiene la calzada y arcenes de la explanación, añadiendo una franja exterior de 1,00 metros, en el que se sitúan barrera, barandilla y conductos de cables.

En los puentes de más de 50 metros de longitud se reduce el arcén exterior a 1,50 metros mediante las oportunas transiciones a entrada y salida.

En las zonas de puente se unifica la pendiente transversal de calzada y arcenes para formar una plataforma única y simplificar así la geometría.

El pavimento en puentes está formado por 10 cm de espesor de hormigón asfáltico. En sus zonas laterales y en el punto bajo, según la pendiente transversal, se deja una franja sin pavimentar que hace las veces de rigola longitudinal, que evita la acumulación de agua en arcenes.

En general, no se han utilizado losas de transición nada más que en aquellos casos en los que los espesores de rellenos eran grandes o la diferencia de tipo de cimentación entre estribo y terraplén era muy acusada. En la práctica han aparecido bardenes a la entrada de algunos puentes.

En los tableros de vigas prefabricadas a fin de evitar la sucesión de juntas de calzada se unen los forjados de varios tramos hasta formar longitudes de dilatación del orden de 100 a 120 metros.

Como trenes de carga para el cálculo se emplearán en un principio los números 1 y 2 de la instrucción antigua. En la última parte aproximadamente, los tramos Zarauz-San Sebastián y San Sebastián-frontera se ha utilizado el vigente tren de cargas.

El hormigón empleado en estructuras pretensadas ha sido el H-320 en tableros in situ, y H-360 en vigas prefabricadas, llegándose a H-400 en las vigas de la mayor luz.

El acero de pretensar ha sido básicamente el cable superestabilizado de media pulgada de 19.000 kg/cm² de carga de rotura. El cable normal y el alambre se han empleado en las épocas atravesadas de escasez de materiales.

La instrucción de hormigón empleada ha sido la H.A.-68 para el armado y la A.S.P. 65.

RECOPILACION DE DATOS

Para analizar la información contenida en la numerosa colección de estructuras expuestas estamos preparando dos fichas perforadas por puente. En la primera se recogen la denominación, el tipo funcional, distancia al puente anterior y las características geométricas, de esviaje, longitud, anchura, números vanos, luz, máxima altura de pilas, canto, tipo estructural, autor del proyecto y año del mismo, constructor y año de puesta en servicio y sistema de pretensado utilizado. En la segunda ficha se recogen los mate-

riales más importantes tales como longitud y diámetro de los pilotes (si los hay) y m^3 de hormigón y kilos de acero en estribos y pilas descomponiendo en cimientos y alzados y en tableros, distinguiendo entre vigas y forjado en los puentes de este tipo. Se recoge el coste de ejecución material y su descomposición en cimentaciones especiales, estribos, pilas, tableros y varios (apoyos, juntas, barandillas, pavimento, etc.), todo ello aprovechando hasta el límite las ochenta columnas disponibles en cada ficha (fig. 22).

Procesando esta información nos proponemos obtener un listado de características geométricas de los puentes, tipo estructural, proyecto, construcción y un listado de cantida-

euroestudios, S. A.
Ingenieros de Caminos

CLAVE	DENOMINACION	TIPO DISTAN. ESY EMTS1	LONGIT. EMTS1	ANCHO EMTS1	NO EMTS1	LUZ MAX EMTS1	ALT. EMTS1	CANTO EMTS1	PROYECTO	CONSTR.	PRET	
									Y A80	Y A80	Y A80	
081001	A101R C.SAN ROCHE PSA 1660.0	24	55.60	10.50	3	27.00	10.8	1.20 CONS	LOS,CONT,ALIG	ESRB71	L1573	FRE
081002	A102R CA, AZCOITIA VIA 80.1	-	153.78	23.00	5	31.00	24.2	1.50+0.20	VIU,PREF,POST	ESAP71	L1573	GCL
081003	A103R C,ALBILHUA PSA 817.0	-	25.00	9.50	1	9.00	6.2	0.50 CONS	PORT,A10,0,01	ESJB71	L1573	-
081004	A104R SAN ANTONIN VIA 1016.7	-	256.30	23.00	7	38.00	38.0	2.25+0.20	VIU,PREF,POST	ESAP71	L1573	GCL
081005	A105R E,ELGOIBAR PSA 927.6	-	63.50	18.00	3	31.00	6.0	1.20 CONS	LOS,CONT,ALIG	ESRB71	L1573	FRE
081006	A106R FCA, RUDISA VIA 449.6	10	53.00	21.50	2	26.00	12.7	1.10 CONS	LOS,CONT,ALIG	ESRB71	L1573	GCL
081007	A108R AUT,S,VARIA PBA 1180.5	-	25.00	8.00	1	7.50	5.8	0.50 CONS	PORT,COO,0,01	ESJB72	SAF73	-
081008	A110 PLAZA VB PBA 1015.4	-	25.00	9.50	1	9.00	5.9	0.50 CONS	PORT,COO,0,01	ESJB71	SAF73	-
081009	A111 AZPILGORTEA PSA 792.0	-	25.00	9.50	1	9.00	6.7	0.50 CONS	PORT,COO,0,01	ESJB71	SAF73	-
081010	A112R C,UGARTE, LIZA VIA 970.6	-	149.80	11.00	4	37.20	21.4	1.50+0.18	VIU,PREF,POST	ESAP71	SAF73	GCL
081011	A114R C,IZQUERDO,SAN VIA 1011.3	-	309.60	11.90	7	44.50	45.2	2.30+0.20	VIU,PREF,POST	ESAP71	SAF73	GCL
081012	A115 MILLAPURUS PBA 1137.1	-	51.75	9.90	1	4.20	6.2	0.70 CONS	PORT,COO,5,01	ESJB71	SAF73	-
081013	A116R AUT,S,VARIA PBA 524.9	39	90.20	4.10	1	3.90	4.9	0.40 CONS	PORT,COO,2,01	ESJB71	SAF73	-
081014	A118 VIA,ISTI/IA VIA 440.8	-	267.75	23.03	6	49.00	72.6	2.25+0.20	VIU,PREF,POST	ESAP71	L1573	GCL
081015	A119 AUT,S,VARIA PBA 615.3	-	32.90	9.00	1	4.50	4.7	0.50 CONS	PORT,COO,3,01	ESJB72	L1573	-
081016	0101H AUT,S,VARIA PBA 3021.4	8	13.20	31.00	1	12.55	8.5	0.60+0.20	VIU,PREF,COH	EPJG72	SAF73	-
081017	0102 AUT,R,VAR 1 PSA 369.5	-	53.11	9.50	3	27.21	9.3	0.75+1.30	LOS,CONT,ALIG	001B70	SAF73	BAR
081018	0103R AUT,S,VAR 3 PSA 760.0	-	25.00	8.00	1	7.50	5.8	0.50 CONS	PORT,COO,0,01	ESJB71	SAF73	-
081019	0104H AUT,B,4634 PSA 544.2	45	46.00	12.10	1	44.00	20.1	2.50 CONS	LOS,APOLY,ALIG	SAF71	SAF73	BAR
081020	0112R AUT,S,VAR 9 PBA 2370.0	-	29.00	6.90	1	6.40	5.4	0.40 CONS	PORT,COO,0,01	001B71	SAF73	-
081021	0113 AUT,S,VAR13 PBA 1260.0	-	25.00	9.70	1	7.10	6.3	0.60 CONS	PORT,COO,6,01	001B70	SAF73	-
081022	0115R AUT,S,H,A,B EBA 854.3	30	21.60	32.15	1	19.00	6.7	1.20 CONS	LOS,A,ALIG,TA	SAF72	SAF73	BAR
081023	0116R AUT,S,LG317 PBA 194.9	66	107.00	12.35	1	11.46	8.3	0.40 CONS	PORT,COO,5,01	ESRB72	SAF73	-
081024	0117R AUT,S,PP,VV PBA 106.1	69	65.20	9.40	1	4.90	5.9	0.50 CONS	PORT,COO,2,51	SAF73	SAF73	-
081025	0119 AUT,S,VAR19 PBA 774.7	-	25.00	8.00	1	7.50	9.0	0.50 CONS	PORT,A10,0,01	001B70	CFE74	-
081026	0120 AUT,B,VAR22 PSA 2459.5	40	68.30	10.50	3	34.00	8.6	1.20 CONS	LOS,CONT,ALIG	001B70	CFE74	FRE

Fig. 22.— Listado de características.

des de materiales en m^3 de hormigón y toneladas de acero de armar y acero de pretensar, descompuestos en los distintos elementos (fig. 23) y un tercer listado de cuantías y costes, cuantías de acero por m^3 de hormigón en los distintos elementos y su repercusión por m^2 de superficie de estructura y costes totales distribuidos por elementos y costes por m^2 de superficie de puente (fig. 24).

EMPRESAS QUE HAN PARTICIPADO

Por último, para terminar, citar las empresas que han participado en la realización de esta obra:

- Europistas como empresa concesionaria del Estado para la construcción y explotación de la autopista en régimen de Peaje.

AUTOPISTA BILBAO-BEHORRIA RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS

LISTADO MATERIALES

DIBRA	DENOM	PILOTES	HORMIGONES M3								ACERO ARMADO TONS								ACERO PRET. TONS		
			ML	ECIM	EALZ	PCIM	PALZ	TAB 1	TAB 2	TOTAL	ECIM	EALZ	PCIM	PALZ	TAB 1	TAB 2	TOTAL	TAB 1	TAB 2	TOTAL	
A101R	00	0	58	91	70	80	3724	3	671	0.6	2.9	1.3	6.5	24.6	0.0	35.8	10.9	0.0	10.9		
A102R	00	0	160	196	826	974	862	831	3449	2.5	5.1	13.0	68.8	66.4	129.3	284.9	51.8	0.0	51.8		
A103R	00	0	13	44	151	0	275	0	523	0.5	4.0	5.4	0.0	13.8	0.0	23.7	0.0	0.0	0.0		
A104R	720105	94	143	752	1895	1607	1675	6163	2.7	6.4	21.4	139.7	116.7	272.9	559.7	91.4	0.0	91.4			
A105R	4090105	94	105	87	35	635	3	956	2.0	3.8	4.2	5.3	38.9	0.0	54.2	21.1	0.0	21.1			
A106R	00	0	222	364	50	78	496	3	1213	6.4	24.1	0.7	3.4	30.1	0.0	65.0	17.7	0.0	17.7		
A106R	00	0	39	113	0	0	338	0	490	0.9	3.2	0.0	0.0	27.9	0.0	32.0	0.0	0.0	0.0		
A110	01	0	32	130	0	0	456	3	618	1.1	8.9	0.0	9.0	24.4	0.0	34.4	0.0	0.0	0.0		
A111	00	0	23	126	0	0	454	3	581	0.8	5.9	0.0	0.0	23.7	0.0	30.2	0.0	0.0	0.0		
A112R	1220150	442	335	150	775	476	342	2521	9.2	20.6	7.1	50.1	33.7	43.3	161.0	25.1	0.0	25.1			
A114R	2330105	277	367	1166	1130	1298	861	5799	6.3	22.0	30.0	95.0	83.5	190.8	387.5	94.4	0.0	94.4			
A115	00	0	24	91	0	0	1057	3	1172	0.8	4.9	0.0	0.0	95.2	0.0	100.8	0.0	0.0	0.0		
A116R	00	0	9	37	0	0	350	3	192	0.6	1.9	0.0	0.0	14.9	0.0	21.3	0.0	0.0	0.0		
A118	00	0	417	519	1913	3906	2041	1725	12717	11.1	24.4	34.5	247.4	165.5	271.8	795.4	144.9	0.0	144.9		
A119	00	0	12	52	0	0	452	3	515	0.5	3.2	0.0	0.0	11.9	0.0	15.6	0.0	0.0	0.0		
A121R	00	0	526	704	0	0	45	92	1371	16.9	29.7	0.0	0.0	4.2	9.6	49.4	3.0	0.0	3.0		
B102	00	0	81	76	71	62	303	3	573	1.5	2.2	1.5	6.4	15.1	0.0	26.6	8.6	0.0	8.6		
B103R	00	0	54	103	0	0	329	0	436	0.2	5.1	0.0	0.0	26.8	0.0	32.1	0.0	0.0	0.0		
B110R	00	0	0	1047	0	0	618	0	1531	*TA	19.3	0.0	0.0	17.3	0.0	57.1	11.1	0.0	11.1		
B112R	00	0	5	49	0	0	234	0	323	0.1	3.1	0.0	0.0	19.6	0.0	33.5	0.0	0.0	0.0		
B113	00	0	0	49	0	0	497	3	536	*TA	6.7	0.0	0.0	21.9	0.0	26.5	11.1	0.0	11.1		
B115R	00	0	587	197	0	0	471	3	1757	*TA	6.7	0.0	0.0	21.9	0.0	180.0	0.0	0.0	0.0		
B116R	00	0	1036	49	0	0	2194	3	3771	*TA	3.2	0.0	0.0	176.8	0.0	180.0	0.0	0.0	0.0		

Fig. 23.—Listado de cantidades.

AUTOPISTA BILBAO-BEHORRIA RESUMEN DE CARACTERISTICAS DE LAS ESTRUCTURAS

LISTADO CUANTIAS Y COSTES

DENOM	CUANTIAS	KG/M3								CUANTIAS KG/M2								COSTES EN MILLONES DE PTAS				COSTE	
		ECIM	EALZ	PCIM	PALZ	AT1	AT2	PT1	PT2	EST	PIL	AT1	AT2	PT1	PT2	PILOT	ESTRIB	PILAS	TABLER	VARIOS	TOTAL	PT5/M2	UNIT.
A101R	10	31	18	80	66	0	29	0	5	13	42	0	18	0	0.0	0.317	0.435	2.335	0.871	3.957	6778.		
A102R	15	25	15	70	77	155	60	0	2	23	18	36	14	0	0.0	0.889	5.113	12.672	3.557	22.231	6285.		
A103R	41	47	36	0	90	0	0	0	19	22	58	0	0	0	0.0	0.124	0.054	1.151	0.270	1.798	7571.		
A104R	28	33	28	73	72	166	56	0	1	27	19	46	15	3	0.412	0.823	9.055	22.226	8.643	41.159	6982.		
A105R	21	36	48	151	61	0	33	0	5	8	33	0	18	0	2.841	0.444	0.444	3.906	1.243	8.878	7767.		
A106R	30	66	13	43	69	0	35	0	37	6	36	0	21	0	0.0	1.608	0.312	2.805	1.309	6.233	7637.		
A108R	24	28	0	0	82	0	0	0	23	0	139	0	0	0	0.0	0.301	0.0	1.566	0.344	2.152	10760.		
A110	34	68	0	0	53	0	0	0	41	0	192	6	0	0	0.0	0.549	0.0	1.447	0.499	2.495	10505.		
A111	35	53	0	0	52	0	0	0	27	3	99	0	0	0	0.0	0.412	0.0	1.510	0.366	2.288	9634.		
A112R	21	61	20	64	73	126	52	0	14	33	20	25	14	0	1.309	1.745	3.344	5.671	2.472	14.540	8438.		
A114R	22	59	25	64	64	175	55	0	7	33	22	40	22	0	2.921	1.623	7.464	16.227	4.219	32.454	8899.		
A115	34	52	0	0	39	0	0	0	19	0	145	0	0	0	0.0	0.342	0.0	4.169	0.440	4.892	9549.		
A116R	61	50	0	0	94	0	0	0	11	0	47	3	0	0	0.0	0.154	0.0	1.353	0.031	1.538	7125.		
A118	27	47	24	73	41	157	71	5	5	52	26	54	23	3	0.0	2.862	17.743	29.189	7.440	57.234	9294.		
A119	42	61	0	0	26	0	0	0	22	0	72	0	0	0	0.0	0.209	0.0	1.131	0.056	1.396	8486.		
B101R	32	29	0	3	48	104	67	0	91	0	5	23	7	0	0.0	4.598	0.0	1.449	0.252	6.298	15361.		
B102	17	29	21	102	49	0	29	0	28	0	134	0	0	0	0.0	0.353	0.382	0.440	1.264	2.939	5825.		
B103R	41	49	0	0	91	0	0	0	28	0	134	0	0	0	0.0	0.313	0.0	1.252	0.670	2.235	11175.		
B110R	0	18	0	0	90	0	26	0	35	0	67	0	20	0	0.0	2.264	0.0	2.348	3.773	8.189	15188.		
B112R	28	34	0	0	64	0	0	0	14	0	88	0	0	0	0.0	0.276	0.0	1.185	0.513	1.975	11618.		
B113	0	43	0	0	59	0	0	0	16	0	122	0	0	0	0.0	0.317	0.0	1.659	0.338	2.115	8722.		
B115R	0	23	0	0	46	0	23	0	6	0	10	0	15	0	0.0	3.454	0.0	2.679	0.916	7.050	9942.		
B116R	0	65	0	0	89	0	0	0	2	0	133	0	0	0	0.0	3.090	5.322	0.0	8.241	0.515	17.169	12982.	

Fig. 24.—Listado de cuantias.

- Euroestudios como empresa de ingeniería encargada del proyecto, para el que se ha contado con la colaboración en el tema de estructuras de las oficinas técnicas NABLA, Florencio del Pozo y Dorch Ibérica. Después de la adjudicación de las obras han realizado proyectos reformados Ocinco, Proyectos de Ingeniería Civil, Intemac, el Departamento Técnico de Ferrovial, el Departamento Técnico de C.F.E. y el de la propia empresa concesionaria.
- Ferrovial, Laing y C.F.E. han realizado la construcción. La dirección de obra ha correspondido a Europistas con la colaboración de Euroconsult en el tramo Istim-Zumaya. El control de calidad ha sido realizado por Euroconsult.

Agradeceremos a todos los mencionados las facilidades que me han dado para conseguir la información expuesta y no quisiera terminar sin resaltar la tenacidad y paciencia de Rafael Piñeiro, secretario de la A.T.E.P., que no ha dejado hasta sentarme en este estrado a pesar de mi resistencia.

comunicación de la federación internacional del pretensado

La Federación Internacional del Pretensado nos comunica que, por acuerdo de su Comité Ejecutivo, ha empezado a incluirse publicidad en la publicación *F.I.P. Notes*.

Esta publicación bimestral, de la cual se distribuyen del orden de los 10.000 ejemplares, se envía a sesenta y nueve países distintos, repartidos por todo el mundo, y va directamente dirigida a todos los técnicos, empresas, organismos oficiales y centros universitarios interesados en la técnica del pretensado.

Se admiten anuncios, en todos los idiomas, de página entera o de media página. Los precios por inserción son los siguientes:

Página entera	£ 100
Media página	£ 50

Los interesados en publicar algún anuncio deberán ponerse en contacto con la agencia al efecto designada, cuya dirección es la siguiente: B.R.C. Potterton, C.P. Wakefield (P.R.) Ltd. 152/3 Fleet Street, London EC4A 2DH. Teléfono 01-353 3521. Telex: 27738. Inglaterra.

notas de la F.I.P.

n.º 55, 1975

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE BARCOS DE HORMIGON

Por W. F. G. Crozier, secretario técnico.

El viernes, 7 de marzo de 1975, se ha celebrado una reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre Barcos de Hormigón, en la sede de la Cement and Concrete Association, en Londres. A la reunión asistieron 15 miembros u observadores, entre los cuales estaban los delegados de Estados Unidos, Francia, España, Noruega, Suiza, Holanda e Inglaterra.

Se han hecho grandes avances en la preparación del borrador del primer informe que, sobre Barcos de Hormigón Pretensado, Consideraciones de Proyecto, está redactando la Comisión.

Se acordó que la próxima reunión se celebrara en Tesalónica, Grecia, el miércoles, 28 de mayo, por invitación del profesor Tassios y que en dicha reunión se discutiera el texto final del citado informe, cuya publicación se espera poder efectuar al final del verano de 1975.

La reunión de Tesalónica se ha celebrado al mismo tiempo que la Conferencia Nacional sobre Hormigón Estructurado, de la cual se han dado detalles en el número 54 de las *Notas de la F.I.P.*

Como paso previo, con vistas a las nuevas tareas encomendadas a la Comisión, se ha pedido a sus miembros que envíen todos los trabajos que puedan encontrar relacionados con los siguientes temas:

- Requisitos que deben cumplir los cargueros L.N.G.
- Comportamiento frente al fuego de los barcos pretensados.
- Efectos del impacto sobre los barcos de hormigón.

Se ha recibido una invitación para celebrar una posterior reunión de la Comisión, el sábado 20 de septiembre, en Berkeley, California, coincidiendo con el curso de cinco días de duración, que ha organizado la Universidad para estudiar los diversos aspectos de los barcos de hormigón. En anteriores números de las *Notas de la F.I.P.* se han dado detalles sobre este curso. Los miembros de la Comisión han sido invitados a realizar después de dicha reunión una visita a Tacoma, Washington, en donde Mr. A. Anderson está construyendo un gran barco de hormigón pretensado. Esperamos poder dar detalles más adelante sobre este barco en las notas de la F.I.P.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE RESISTENCIA AL FUEGO DE LAS ESTRUCTURAS DE HORMICON PRETENSADO

Por B. H. Spratt, secretario técnico.

La última reunión de esta Comisión tuvo lugar, bajo la presidencia del profesor Kordina, en la Oficina Central del Instituto T.N.O., en La Haya, el 7 de abril de 1975.

Uno de los temas discutidos fue el borrador de las "Recomendaciones F.I.P.-C.E.B. para el proyecto y cálculo de elementos estructurales, de hormigón armado y pretensado, resistentes al fuego". Después de aprobadas algunas modificaciones, dichas Recomendaciones han quedado listas para su publicación, la cual se espera poder realizar dentro de la nueva serie de "Manuales de buena práctica", de la F.I.P., en el curso del año actual.

Con respecto a la colaboración con otras organizaciones internacionales se tomó el acuerdo de que bajo la dirección del C.I.B., la F.I.P. prepare un documento especial sobre el comportamiento al fuego de las estructuras de hormigón, en tanto que el C.E.C.M. deberá preparar un documento similar para las estructuras metálicas, y otros organismos prepararán documentos análogos para otros tipos de estructuras, como por ejemplo las de madera, ladrillo, etc. Con todos ellos se espera poder redactar un documento final utilizable en la E.E.C. como norma o instrucción.

El futuro programa de trabajos a corto plazo para la Comisión consistirá en la redacción y discusión de informes sobre aspectos particulares de la resistencia al fuego del hormigón armado. Entre ellos se tratarán los problemas relativos a anclajes y adherencia, vigas y placas continuas, características de los materiales, juntas, etc. A partir de estos informes se piensa preparar a largo plazo un documento sobre el proyecto de estructuras completas resistentes al fuego. Se confía en que este documento podrá presentarse en el Congreso de Londres de 1978.

La próxima reunión de la Comisión tendrá lugar, en Londres, los días 10 y 11 de octubre de 1975.

DECIMA CONFERENCIA TECNICA DEL INSTITUTO DEL HORMIGON PRETENSADO, DE NUEVA ZELANDA

La X Reunión General Anual y Conferencia Técnica del Instituto Neozelandés del Hormigón Pretensado, se ha celebrado del 11 al 13 de octubre de 1974.

Han sido reelegidos Mr. R. W. Irwin para el cargo de presidente y el profesor R. Park como vicepresidente. Ambos ingenieros son muy conocidos por sus trabajos en la F.I.P.

Dentro del programa de estas reuniones, el presidente del Instituto hizo un informe sobre el VII Congreso de la F.I.P., y se entregaron a todos los delegados copias de las comunicaciones presentadas en dicho Congreso por el grupo nacional neozelandés. Todos los reunidos expresaron su confianza en que las aportaciones de Nueva Zelanda al próximo Congreso habrán de superar a las realizadas al Congreso de Nueva York.

Diversas Comisiones presentaron también informes sobre "Vigas Normalizadas para Puentes", "Resistencia al Fuego del Hormigón Pretensado", "Cálculo Sísmico" y otros temas de amplio interés.

Otro interesante aspecto del programa fue la conferencia pronunciada por el profesor J. F. Burrows, catedrático de derecho de la Universidad de Canterbury, Nueva Zelanda, sobre certificaciones de obra de los ingenieros y otros aspectos legales de su trabajo.

SEMINARIO SOBRE CALCULO SISMICO DE PUENTES Y EDIFICIOS

El Instituto Neozelandés del Hormigón Pretensado tiene programado celebrar un Seminario sobre "Cálculo Sísmico", en Christchurch, del 22 al 27 de agosto de 1976. Este Seminario incluirá una reunión especial para discutir el texto del borrador de las "Reco-

mendaciones para el Cálculo de Estructuras de Hormigón Pretensado en Zonas Sísmicas", preparado por la F.I.P. El doctor Inomata, de la Japan Prestressed Concrete Engineering Association está actualmente redactando un nuevo borrador de estas Recomendaciones y piensa asistir al Seminario de Christchurch.

Se llama la atención sobre el hecho de que la reunión de Nueva Zelanda tendrá lugar la semana anterior al simposio de la F.I.P. en Sydney, Australia. El New Zealand Prestressed Concrete Institute (Instituto Neozelandés del Hormigón Pretensado) ha tropezado con graves problemas para adaptar el programa de sus reuniones a estas fechas, habiendo tenido que cambiar sus planes para coordinarlos con el calendario de la F.I.P.

Se espera que un cierto número de los participantes en el simposio de la F.I.P., en Australia, podrán también acudir al Seminario de Nueva Zelanda, con lo que quedarían, en parte, compensados los esfuerzos realizados por el Instituto neozelandés para coordinar ambas reuniones.

COMITE MIXTO SOBRE EDIFICIOS DE ALTURA

El doctor Lynn S. Beedle, presidente del Comité Mixto sobre Edificios de Altura, ha anunciado el programa de conferencias nacionales y regionales para 1975. Durante los últimos cuatro años se han celebrado 27 conferencias en todo el mundo sobre la planificación y proyecto de edificios de altura. El doctor Beedle informó que las conferencias de este año estarán dedicadas, especialmente, al estudio de los problemas que plantea la construcción de edificios de gran altura y las posibles soluciones que éstos pueden aportar para resolver la crisis urbana.

El Comité Mixto es una organización internacional que, inicialmente, en 1969, estaba formada por la American Society of Civil Engineers (Sociedad Americana de Ingenieros Civiles) y la International Association for Bridge and Structural Engineering (Asociación Internacional de Ingenieros de Puentes y Estructuras). Uno de sus principales objetivos es estudiar e informar sobre todos los aspectos de planificación y proyecto de los edificios de altura. Se espera que, a principios de 1976, pueda publicar una amplia Monografía sobre el tema.

El programa para 1975, expuesto por el doctor Beedle, continúa la serie de reuniones nacionales y regionales, que viene patrocinando el citado Comité Mixto, el cual se constituyó en agosto de 1972, en una importante conferencia internacional, celebrada en la Universidad de Lehigh, Bethlehem, Pensylvania.

El doctor Beedle anunció el siguiente programa de reuniones para 1975. Cuando las fechas y poblaciones figuran entre paréntesis significa que la celebración de las correspondientes reuniones no ha sido todavía confirmada.

HONOLULU, Estados Unidos, del 26 a 29 de enero: "Edificios de altura y crecimiento de las ciudades". Impacto social, sicológico y ambiental de los edificios de altura.

BRUSELAS, Bélgica, 16 de abril: "Jornadas de estudio sobre edificios de altura". Habitabilidad y *confort* de los edificios de altura. Influencia sicológica sobre los usuarios.

EL CAIRO, Egipto, del 20 al 25 de abril: "Viviendas económicas". Necesidades globales; planificación urbana, aspectos económicos y sociales; conservación y administración; servicios; seguridad; aplicaciones constructivas.

BUDAPEST, Hungría, del 15 al 16 de mayo: "Arquitectura; política de planificación de viviendas urbanas; problemas estructurales; los servicios en los edificios de altura".

TEHERAN, Irán, en septiembre: "Planificación urbana; terremotos; edificios de altura. Influencia de la especial cultura iraní sobre la arquitectura y planificación."

MAINZ, República Federal Alemana, del 2 al 4 de octubre: "Edificios de altura y planificación urbana; necesidades de los usuarios; aspectos estructurales, técnicos y económicos; espacios abiertos; densidad; seguridad contra el fuego; evolución de los costos; precio del terreno.

ATENAS, Grecia, del 7 al 9 de octubre: "Conferencia helénica sobre edificios de altura". Condiciones ambientales; servicios; sistemas estructurales y normas para los edificios de hormigón; cargas dinámicas (terremotos y vientos); comportamiento del edificio; estabilidad; cimentación y diseño constructivo; la prefabricación en los edificios de altura en hormigón".

RUMANIA, del 14 al 16 de octubre: "Edificios de altura en hormigón armado". Los edificios de altura y el medio ambiente; seguridad y cálculo; servicios y equipos; sistemas estructurales; eficacia técnica y económica; viviendas, hoteles y otros edificios "sociales".

JOHANNESBURGO, África del Sur, en octubre: La conferencia sobre edificios de altura se está programando en colaboración con el National Building Research Institute (Instituto Nacional de Investigaciones de la Construcción), de África del Sur.

Los que deseen obtener más información sobre estas conferencias deben dirigirse a:

Douglas L. Finch, Information Associate.
Joint Committee on Tall Buildings.
Fritz Engineering Laboratory.
Lehigh University.
Bethlehem.
Pennsylvania 18015 (Estados Unidos).

publicaciones y próximos acontecimientos

VII CONGRESO DE LA F.I.P. CONSTRUCCION DE PUENTES

"Diez años de experiencia en la construcción de dovelas prefabricadas", por Jean Muller.

En recientes números de las *Notas de la F.I.P.*, se han facilitado resúmenes de algunas de las comunicaciones presentadas en el Congreso de Nueva York, durante la Sesión Técnica celebrada sobre "Construcción de Puentes". Una de las comunicaciones más extensas presentadas a esta reunión fue la de Jean Muller, titulada "Diez años de experiencia en la construcción de dovelas prefabricadas". El Instituto Americano del Hormigón Pretensado ha sido autorizado para reproducir este trabajo en su revista y, en virtud de este acuerdo se publicó en el *P.C.I. Journal* de enero-febrero de 1975.

En esta comunicación se trata, principalmente, de la construcción de dovelas machihembradas, en las que el material de las juntas entre dovelas adyacentes es una resina epoxi. Después de una revisión histórica del desarrollo de la construcción por dovelas, se hacen diversas consideraciones sobre el proyecto de estas piezas y una descripción de las posibles técnicas de construcción y colocación utilizables. Se incluyen numerosos ejemplos y más de 40 fotografías y diagramas de estructuras y detalles constructivos.

Pueden solicitarse copias de la revista citada o separatas de dicha comunicación a:

Mr. G. D. Nasser.
Prestressed Concrete Institute.
20 North Wacker Drive.
Chicago, Illinois 60606 (Estados Unidos).

El precio de cada ejemplar de las separatas es de 1,75 dólares. Para pedidos de 10 o más ejemplares, el precio es de 1,25 dólares cada uno. Cada pedido debe ir acompañado de la correspondiente orden de pago.

EL CALCULO DEL HORMIGON PRETENSADO

Por R. Lacroix y A. Fuentes.

El título de este nuevo libro sobre hormigón pretensado, de Roger Lacroix, vicepresidente general de la F.I.P., y de su colaborador, Albert Fuentes, ambos de la Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, no es suficiente para dar una idea completa de su contenido. En realidad, en esta obra se estudian los materiales, métodos y sistemas de pretensado, el cálculo en estados límites, y todos los aspectos de importancia teórica y del proceso de construcción de las estructuras pretensadas.

La aparición de normas basadas en el concepto de los estados límites ha revolucionado virtualmente el cálculo de las estructuras pretensadas. El libro presenta y explica los fundamentos de los nuevos métodos de cálculo y trata de dar, en un solo volumen, toda la información requerida por el ingeniero proyectista de estructuras pretensadas.

Después de una descripción de las propiedades que deben reunir los materiales utilizados en el hormigón pretensado, se hace un resumen de los datos necesarios para el desarrollo de los cálculos y, en particular, los valores numéricos correspondientes a: las deformaciones a largo plazo del hormigón y la relajación del acero de alta resistencia; las características de los hormigones ligeros, y los efectos de la temperatura.

Se dedica gran atención a la flexión y al esfuerzo cortante en las vigas. Se facilitan fórmulas para el dimensionamiento de secciones en las clases I, II y III. También se estudia la torsión, combinada o no con el cortante y la flexión. Se desarrolla un método de cálculo, basado en los teoremas de Mhor para el análisis de los sistemas hiperestáticos.

Como explica en el prólogo M. C. Bonneme, ingeniero general de Ponts et Chaussées, presidente de la Asociación Francesa del Hormigón y antiguo miembro del Comité Ejecutivo de la F.I.P., el texto hace referencia continuamente a las Recomendaciones Internacionales C.E.B.-F.I.P. "Le Projet de Béton Précontraint", por R. Lacroix y A. Fuentes (en francés), Editions Eyrolles, 412 páginas, 305 figuras, 210 francos franceses. Los pedidos deben hacerse a: Librairie de l'enseignement technique, 61, Boulevard Saint-Germain, 75240 Paris, Cedex 05, France.

EMPALME DE PILOTES PREFABRICADOS DE HORMIGON PRETENSADO

Por Robert N. Bruce, Jr., y David C. Hebert.

El eficaz empalme de los pilotes de hormigón pretensado puede reducir o eliminar muchos problemas que se presentan durante la colocación de grandes pilotes en lugares de difícil cimentación. Utilizando métodos de empalme adecuados se elimina la necesidad de tener que utilizar pilotes de longitudes exactas, y se pueden prolongar los pilotes cuando sea necesario.

Este informe, de 56 páginas, y cuyo precio es de dos dólares, presenta los resultados de una investigación sobre los métodos existentes, actualmente utilizados para empalmar los pilotes de hormigón pretensado. En la primera parte del informe se hace una revisión y calificación de unos 20 métodos distintos de empalme, desarrollados y utilizados en todo el mundo.

En la segunda parte se informa sobre los resultados obtenidos en el ensayo y análisis de empalmes mediante pasadores. Los empalmes se ensayaron en obras situadas, tanto en terrenos duros como blandos. Los pilotes, después de hincados, fueron extraídos del terreno y sometidos a ensayos de tracción y flexión.

A la vista de los resultados obtenidos se ha llegado a la conclusión de que el empalme mediante pasadores es un método eficaz y aceptable para los pilotes de hormigón pretensado.

Se pueden solicitar copias de este informe especial, al precio de dos dólares el ejemplar, dirigiéndose a:

Mr. G. D. Nasser.
Prestressed Concrete Institute.
20 North Wacker Drive.
Chicago, Illinois 60606 (Estados Unidos).

Para pedidos de 10 o más ejemplares, el precio es de 1,50 dólares por copia. Los pedidos deben ir acompañados de la correspondiente orden de pago.

GRÜNDUNG TURMARTIGER BAUWERKE

“Cimentaciones para estructuras de torres”, por el Dr. L. Varga y el Dr. S. Kaliszky.

En este manual se reúnen una serie de datos útiles y toda la información actualmente disponible, en relación con el cálculo de este tipo especial de estructuras.

Los autores estudian la geometría de las estructuras para torres, los ensayos de los terrenos de cimentación, la acción del viento y otras solicitudes, y los problemas de pilotaje. También incluyen algunos ejemplos de cálculo.

El volumen, de 253 páginas, tamaño A5, y profusamente ilustrado, puede adquirirse al precio de 54 DM dirigiéndose a:

Bauverlag GmbH.
D-62 Wiesbaden 1.
P.O. Box.
República Federal Alemana.

DOSIFICACION DE HORMIGONES

Publicación especial del A.C.I. SP-46.

El Comité 221 del A.C.I. sobre “Dosificación de Hormigones” revisa periódicamente las recomendaciones prácticas para el proyecto de mezclas de hormigón. En la Convención del A.C.I. de 1972, se dedicaron dos sesiones de media jornada a la presentación de informes sobre el estado actual de conocimientos respecto a la tecnología de la dosificación de hormigones.

Las distintas comunicaciones se han recopilado y publicado como “Publicación especial del A.C.I. SP-46”. Se incluyen trece ponencias, divididas en dos grupos. Las nueve primeras tratan de la dosificación de varios tipos de hormigón: hormigón estructural normal y ligero; hormigones aireados, y hormigones para bombeo. También estudian la utilización de aditivos, así como de cenizas volantes y puzolanas.

Para la presentación de los cuatro informes finales se constituyó un panel en el que se trataron temas relacionados con la evolución histórica de los métodos de dosificación

del hormigón y los conceptos fundamentales en los que deben basarse dichos métodos. Mediante ejemplos prácticos, se estudiaron los diversos problemas que pueden presentarse al proyectar la dosificación de un hormigón.

(A.C.I. Special Publication SP-46, 223 páginas. A.C.I., P. O. Box 19150, Detroit.)

HORMIGONES POLIMERIZADOS

Informe técnico número 9 de la Asociación del Hormigón (Inglaterra).

La Concrete Society (Asociación del Hormigón) de Londres, ha publicado recientemente un Informe Técnico (Technical Report número 9) sobre hormigones polimerizados. En él se pasa revista a las diversas formas en que pueden utilizarse los polímeros en el hormigón: impregnación con polímeros; adiciones de polímeros sólidos; polímeros solubles en agua; dispersiones de polímeros; áridos adheridos con resinas en hormigones con o sin cemento hidráulico, etc. Se discuten los efectos de los polímeros sobre la reología de las mezclas plásticas, y la evolución de resistencias y propiedades de los hormigones polimerizados endurecidos. En unas amplias tablas se resumen los valores de las diversas características de los hormigones impregnados con polímeros, de los hormigones y morteros polimerizados y del hormigón con acetato de polivinilo.

Se incluye una bibliografía amplia sobre el tema, en la que aparecen cerca de 500 referencias.

Esta publicación puede adquirirse en la Concrete Society, Terminal House, Grosvenor Gardens, London SW1W OAJ, al precio de 7,50 libras.

MANUAL DEL A.C.I. SOBRE PRACTICA DEL HORMIGON, 1974 (TERCERA PARTE)

Materiales y métodos.

Como continuación de los tomos ya publicados del "A.C.I. Manual of Concrete Practice", a los que ya se ha hecho mención en anteriores números de las F.I.P. NOTES, se anuncia ahora la inmediata puesta a la venta de la III parte de dicho Manual, editada en 1974, y dedicada al estudio de los "Materiales y métodos de fabricación".

En este volumen se describe una amplia gama de los materiales y de las técnicas relacionadas con la industria del hormigón. Entre los capítulos incluidos en esta publicación cabe destacar los siguientes:

- Utilización de compuestos epóxidos.
- Materiales para el sellado de juntas en estructuras de hormigón.
- Hormigones proyectados.
- Cálculo de juntas y uniones en estructuras de hormigón construidas con elementos prefabricados.
- Protección del hormigón contra ataques químicos.
- Curado con vapor a alta presión.
- Curado con vapor a baja presión.
- Hormigones de baja densidad.
- Fabricación, transporte y colocación de paneles prefabricados de hormigón para muros.

- Normas de calidad y ensayo de paneles prefabricados de hormigón para muros.
- Estado actual de los conocimientos sobre los hormigones armados con fibras.

En total se incluyen 20 informes independientes, cada uno de ellos preparado por el correspondiente Comité del A.C.I. y que, eventualmente, pueden adquirirse como folletos separados en las oficinas del A.C.I.

(A.C.I. Manual of Concrete Practice 1974. Part. 3. "Products and Processes", P. O. Box 19510, Redford Station, Detroit, Estados Unidos.)

SINTESIS DE LOS ACTUALES CONOCIMIENTOS SOBRE EL FENOMENO DE RELAJACION, PERDIDAS DE TENSION ORIGINADAS POR DICHO FENOMENO EN LAS ARMADURAS Y EN LAS ESTRUCTURAS CON ELLAS CONSTRUIDAS Y CONSECUENCIAS DE DICHAS PERDIDAS

Por F. Dumas, presidente de la Asociación Científica del Pretensado (A.S.P.) (*).

En el número 47 de las "F.I.P. NOTES", se hacía referencia a la investigación a largo plazo, sobre el fenómeno de la relajación, que estaba realizando M. F. Dumas (Francia), y como parte de la cual se incluían unos ensayos, de veinte años de duración, llevados a cabo en la Universidad de Lieja.

En la publicación "A.S.P. Informations", correspondiente a los meses de noviembre y diciembre de 1974, se incluye un trabajo de M. Dumas, con el título arriba indicado, con el que se intenta sintetizar en un solo documento, los diferentes informes parciales que se han ido redactando sobre tan importantes problemas. Este trabajo, que es un ejemplo típico de la actividad incansable de M. Dumas, consta de unas 80 páginas, con tres grandes apartados en los que se estudian los tres principales temas siguientes:

- I. Estudio de la relajación a longitud constante. Estudio de la relajación isotérmica y la fluencia a 20° C.
- II. Estudio de la fluencia y de la relación existente entre fluencia y relajación. Ensayos a tensión constante.
- III. Pérdidas de tensión por relajación isotérmica, a muy largo plazo, experimentadas por diversos tipos de acero, mantenidos a longitud constante y a 20° C. Extrapolación de los resultados obtenidos. En este apartado se incluye también un resumen de la comunicación presentada al VII Congreso de la F.I.P., celebrado en Nueva York, por Mr. C. Larsson, bajo el título "Propuesta de un método para predecir las pérdidas a largo plazo, por relajación, en los aceros de alta resistencia".

M. Dumas anuncia que, en uno de los próximos números de "A.S.P. Informations", se publicará la continuación de este trabajo, en la cual se estudiarán:

- Los efectos de la temperatura sobre la relajación.
- Los efectos de los cambios de temperatura en la estabilización final de los aceros por procedimientos térmicos, en lo que respecta a la relajación y la fluencia.
- Influencia del curado en la relajación de los aceros.
- Pérdidas de tensión, en la práctica, de las armaduras de pretensado.

Los interesados en adquirir este trabajo deberán ponerse directamente en contacto con M. Dumas, cuya dirección postal es: 1 Place Genevières, 59. Lille, Francia.

(*) La versión en español de este trabajo ha sido publicada en el número 113 de HORMIGÓN Y ACERO.

CONGRESO MUNDIAL DE LA I.A.S.S. SOBRE RECINTOS ESPACIALES

La I.A.S.S. (Asociación Internacional de Estructuras Laminares y Espaciales) ha organizado un Congreso Mundial sobre Recintos Espaciales, WCOSE-76 (World Congress on Space Enclosures), que se celebrará en Montreal (Canadá) durante los días 4 a 9 de julio de 1976.

Comunicaciones.

Las comunicaciones técnicas presentadas a este Congreso se clasificarán en los siguientes grupos, establecidos tomando como base el aspecto funcional de los recintos espaciales:

1. Viviendas.
2. Grandes conjuntos de edificios (por ejemplo, ciudades olímpicas).
3. Recintos espaciales para fines especiales o de naturaleza especial, tales como: estructuras neumáticas, depósitos, torres de refrigeración, túneles, oleoductos, vasijas de presión, estructuras marítimas, barcos, submarinos, ciudades flotantes, naves espaciales y láminas y membranas biomecánicas.

Además habrá varias sesiones especiales dedicadas a la presentación de los informes preparados por los Comités de Trabajo de la I.A.S.S.

Aparte del aspecto funcional que habrán de tratar todas las comunicaciones que sobre recintos espaciales se presenten al Congreso, dichas comunicaciones podrán enfocar el tema desde uno o más de los siguientes puntos de vista:

1. Morfología.
2. Arquitectura.
3. Criterios de comportamiento.
4. Criterios de proyecto.
5. Solicitaciones y comportamiento estructural (análisis de tensiones).
6. Factores ambientales.
7. Materiales y métodos constructivos.
8. Economía.

La selección preliminar de trabajos se hará a la vista de los resúmenes enviados. Para la aceptación final se hará un estudio de los textos completos; y todas las comunicaciones admitidas se incluirán en los Proceedings del Congreso. Los resúmenes deberán enviarse antes del 1 de julio de 1975, por triplicado, y su extensión puede variar entre las 300 y las 500 palabras. En el resumen deberá hacerse constar el nombre, profesión y cargo que desempeña el autor, así como su dirección postal completa. Los autores de los resúmenes aceptados deberán remitir el texto completo de su trabajo, para su oportuna revisión, antes del 1 de diciembre de 1975. Los resúmenes se enviarán a:

Dr. A. Biron, Chairman.
Paper Committee, WCOSE-76.
Sección de Mecánica Aplicada.
Escuela Politécnica.
Apartado 6079, Sucursal A.
Montreal, Qué., H3C, 3A7.
CANADA.

SOCIEDAD AMERICANA DE LA ASOCIACION DE EJECUTIVOS

La A.S.A.E. (American Society of Association Executives) celebrará su Asamblea correspondiente al presente año 1975, en París y Montreux, durante los días 19 a 25 de agosto. El objetivo fundamental de esta Asamblea es promover una mayor comprensión mutua entre todos los países en los campos comercial, social y económico.

Los que deseen recibir información suplementaria sobre la organización de esta Asamblea, deberán dirigirse a la siguiente dirección:

American Society of Association Executives,
1101 16th Street, N.W.
Washington, D.C. 20036 (Estados Unidos).

últimos avances

MUROS PANTALLA DE HORMIGON PRETENSADO

Nuevo edificio de la Embajada alemana en Londres.

En el nuevo edificio para la Embajada alemana en Londres se han construido tres plantas de sótanos sin anclajes al terreno, contrafuertes ni puntales, utilizando el nuevo sistema Icos-Flex de muros pantalla de hormigón pretensado con armaduras postesas.

La excavación tenía 9 metros de profundidad, en un terreno en el que había una capa de 5 metros de espesor, de grava compacta, encima de la clásica arcilla dura del suelo de Londres. En consecuencia, la zarpa del muro de contención debía tener de 6 a 8 metros de altura. La longitud total del muro era de 105 metros, de los cuales 56 metros tenían 90 centímetros de espesor y el resto 80 centímetros.

Experimentalmente se comprobó que los soportes exteriores de la estructura del edificio podían apoyarse sobre la cabeza del muro pantalla perimetral, a través de la viga de coronación en la cual iban dispuestos los anclajes.

La superficie total del muro es de 1.522 m² y está dividida en 28 paneles de hormigón pretensado y un elemento Icos convencional. Se exigió que el hormigón tuviese una resistencia a compresión a los veintiocho días, en probeta cúbica, de 320 kg/cm² en el muro pantalla y 435 kg/cm² en la viga de coronación.

La excavación de las zanjas se realizó utilizando bentonita, de acuerdo con el sistema Icos normal; pero el proceso de ejecución del muro, en lo que respecta al ensamblaje y colocación de las jaulas prefabricadas de armaduras, y la colocación de los tendones y de las cabezas de anclaje, tuvo que modificarse. La excentricidad de los tendones de pretensado varía desde cero en el extremo superior del muro, hasta un máximo de 300 mm en la zona del panel en la que, de acuerdo con el proyecto, habría de producirse el máximo momento por voladizo. Dada las diferentes alturas de los voladizos y los distintos espesores del muro, los tendones y tipos de anclaje varían de unas zonas a otras.

Cada tendón, al llegar a la base del muro, da la vuelta y sube hasta la coronación. De esta forma, sus dos extremos sobresalen por la parte superior del muro. Utilizando dos gatos, los tendones se tesaron por ambos extremos. En los cables constituidos por 48 alambres de 7 mm de diámetro, se introdujo una fuerza inicial de pretensado de 205 toneladas. Para ello fue necesario efectuar el tesado en tres etapas. En cambio, en los ca-

bles formados por 48 alambres Ø 6, la fuerza inicial de pretensado fue sólo de 150 toneladas.

El sistema de pretensado utilizado ha sido el BBRV.

(Esta información ha sido amablemente facilitada por International Construction y la firma de ingenieros consultores Jan Bobrowski and Partners.)

BOTADURA DEL SEA-MAC 1, EN ESCOCIA

Recientemente ha sido botada en Escocia, desde el dique seco en que fue construida, la primera de las estructuras británicas de hormigón destinadas a las instalaciones petrolíferas del Mar del Norte.

La base, de 13 metros de altura y un coste de 14 millones de libras esterlinas, de la plataforma para la extracción de petróleo, fue remolcada desde Ardyne Point hasta Loch Striven, en donde se realizará la segunda fase de la construcción. En esta segunda fase, la estructura alcanzará una altura de 130 metros y, posteriormente, en una tercera fase y en otro lugar, se le añadirá el tablero superior y todos los equipos necesarios.

Una vez completada, la estructura Sea-Mac 1 se situará en la zona de Frigg, en el Mar del Norte.

Esta es la primera estructura marítima de hormigón botada en Inglaterra, aunque actualmente existen otras tres en construcción. En las "F.I.P. NOTES núm. 44" se comentó ya el modelo de esta estructura, que en aquella época se denominaba "Tanque marino" (Sea Tank). El Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras marítimas de hormigón", Mr. John Derrington, es uno de los directores de la firma británica encargada de la construcción del Sea-Mac; y el Vicepresidente General de la F.I.P., Mr. Roger Lacroix, ha intervenido también en su proyecto.

De acuerdo con el programa previsto, la segunda fase constructiva, en la cual habrán de utilizarse 160.000 toneladas de hormigón que se colocarán mediante encofrados deslizantes, durará unos siete meses.

En la ejecución de los tres "tanques marinos" que actualmente se están construyendo en el dique de Ardyne Point, intervienen 2.000 obreros; y las obras ocupan una superficie de 40 hectáreas.

PASARELA DE HORMIGON PRETENSADO, CON DIRECTRIZ EN FORMA DE CATENARIA

A consecuencia de la reforma introducida en el trazado de las líneas férreas destinadas al servicio de la factoría de la Associated Portland Cement Manufacturers Ltd. en el distrito de Peak, en Inglaterra central, ha sido necesario construir una nueva pasarela para peatones. La estructura consiste en una banda tesa, con directriz en forma de catenaria, de 34 metros de luz. Los elementos fundamentales de esta pasarela son los dos estribos, de hormigón armado, sujetos al terreno de cimentación mediante anclajes, y una losa de hormigón pretensado, de gran esbeltez, que describe una catenaria. Los estribos van enlazados entre sí por debajo del fondo de la trinchera por donde pasa el ferrocarril, mediante riostras de hormigón armado.

En el centro del vano, el canto de la losa es de 16 cm. La anchura de la pasarela, incluidas barandillas, es de 1,80 metros.

La transición entre el estribo rígido y la losa flexible se consigue reduciendo el canto de la losa en sus extremos de unión con los estribos.

La estructura se construyó in situ utilizando un encofrado convencional; y para el pretensado se emplearon cordones de 8 alambres de 7 mm y el sistema C.C.L.

TRIBUNA DEL ESTADIO OLIMPICO DE MONTREAL

Aunque todavía existen problemas para poder tener terminada la tribuna del estadio olímpico de Montreal, a tiempo para la inauguración de la Olimpiada que habrá de celebrarse en julio de 1976, lo que sí es evidente es que el proyecto de esta estructura es realmente impresionante.

El proyecto de varios de los nuevos edificios destinados a dicha Olimpiada, fue encomendado al arquitecto francés M. Roger Taillibert, que construyó también el estadio del Parque de los Príncipes, en París. En estos edificios se hará amplio uso de la técnica del pretensado.

El estadio principal, destinado a las competiciones de atletismo, es de planta elíptica, de 490×280 metros, y semejante al ya citado del Parque de los Príncipes. (Véase "F.I.P. NOTES núm. 42".) La estructura consiste en 34 ménsulas de 50 metros de altura, construidas a base de dovelas prefabricadas que se unen entre sí mediante el pretensado. En caso de mal tiempo, el estadio, que es abierto, podrá cubrirse con un toldo plegable, de 18.000 m^2 , que pesa 200 toneladas y va suspendido del extremo de un mástil inclinado de hormigón pretensado.

Este mástil, que tendrá 168 metros de altura, constituye por sí mismo una excepcional estructura. Consiste en un edificio de 18 plantas destinadas a salas para la práctica de distintos deportes, vestuarios y servicios administrativos; y, en la planta superior, irá un restaurante panorámico. Esta estructura-mástil, se apoya en tres puntos: uno posterior sujeto al terreno mediante anclajes pretensados, y dos anteriores situados sobre apoyos de neopreno. La base de la estructura la forman tres láminas que sirven de cubierta a las piscinas para las pruebas de natación y saltos.

Todo el pretensado se efectuará utilizando el sistema Freyssinet.

Se agradece a la S.T.U.P. la información suministrada, gracias a la cual se ha podido redactar esta reseña.

Traducido por:
C. SÁNCHEZ CASTRO

nota de la asociación técnica española del pretensado

intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de publicaciones, organizado por la F.I.P., entre las diversas asociaciones nacionales que la integran, hemos recibido últimamente las que a continuación se mencionan. En ellas aparecen, entre otros, los trabajos que en esta nota se comentan, relacionados con la técnica del pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se han traducido al español.

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

Publicaciones enviadas por el Prestressed Concrete Development Group, de Inglaterra.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 25, núm. 84.

1. "Pérdidas de tensión por relajamiento a corto plazo en el hormigón", por MICHAEL A. TAILOR y G. K. MAURER.

Sinopsis: Una serie de probetas cilíndricas de 77 mm de diámetro y 270 mm de longitud fueron sometidas a tensión, programando la variación de la carga actuante (relajamiento de tensiones), para un período de quince minutos. Las variables observadas fueron: la humedad (sobre especímenes secos y saturados). Resistencias de cálculo a los veintiocho días (de 13,8-20,7-27,6 y 34,5 N/mm²). Niveles de tensión inicial (20, 40, 60 y 80 por 100 de la resistencia a compresión). Números de aplicaciones (inicial y dos cargas posteriores). Edad de la carga (cuarenta días y nueve meses).

Se realizaron en total 100 ensayos de relajamiento utilizando maquinaria electro-hidráulica de circuito cerrado.

La conclusión principal fue que el relajamiento de tensiones a corto plazo puede ser obtenido con aproximación por medio de una ecuación de tipo hiperbólico, como la sugerida por Ross para los estudios de deslizamiento y que el comportamiento del hormigón bajo tensión constante presenta carácter anormal con respecto a la humedad y relación agua-cemento.

2. "Investigación experimental de la rigidez a flexión para el cálculo de entramados de vigas en T de hormigón armado", por KRISHNAMOORTHY y C. W. YU.

Sinopsis: Se describen los ensayos realizados con ocho vigas de sección en T sometidas a momentos negativos en sus extremos y momento positivo en la proximidad del punto medio del vano. Se establece una discusión sobre la relación momento-curvatura en distintas secciones y también sobre la distribución de la rigidez a flexión E . I en la longitud total de la viga.

Se sugiere un procedimiento de cálculo, para determinar el valor equivalente de E . I para vigas de sección T, utilizadas en estructuras de hormigón armado.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 25, núm. 85.

3. "Cálculo de las tensiones y deformaciones en depósitos de presión de hormigón pretensado para reactores nucleares", por J. IRVING y G. D. T. CARMICHAEL.

Sinopsis: Se presenta una discusión sobre el comportamiento mecánico y las propiedades del hormigón para soportar las tensiones y deformaciones en los depósitos de presión de hormigón pre-

tensado, considerando el historial de carga. También se hace un breve examen de procedimientos de aproximación, utilizados para calcular las tensiones y deformaciones, señalando su relativa validez.

Algunos trabajos recientes indican que es importante, al calcular las tensiones y deformaciones originadas tras un dilatado período de tiempo, tener presente el efecto de las cargas iniciales, sobre la capacidad de deslizamiento, bajo la acción de cargas posteriores.

Para determinar sus efectos por métodos sencillos, se utiliza una función aproximada para calcular tensiones uniaxiales, obteniendo una serie de ábacos a partir de los cuales determinar el comportamiento bajo las tensiones temporales, producidas por deslizamiento en las estructuras de hormigón pretensado, armadas y sin armar.

Se deduce que, aunque las tensiones máximas pueden ser calculadas para las condiciones de puesta en servicio del reactor (una solución inicial elástica), no pueden, sin embargo, establecerse para un régimen de funcionamiento permanente.

Si este aspecto no se tiene en cuenta, se podría llegar a una indebida apreciación del rendimiento a largo plazo de los depósitos de presión.

4. "Tensión-deformación del hormigón sometido a altas temperaturas", por R. BALDWIN y M. A. NORTH.

Sinopsis: En el artículo se revisan algunos datos sobre los efectos de las temperaturas (superiores a 700° C), en la relación tensión deformación para el hormigón sometido a compresión.

Se incluye una fórmula que permite la determinación de los efectos de las temperaturas $\sigma/\sigma_{\max} = f(\epsilon/\epsilon_{\max})$; donde f es una función independiente de la temperatura y σ_{\max} y ϵ_{\max} , los valores máximos correspondientes de tensión y deformación.

Esta ley se utiliza para obtener la variación del módulo de elasticidad con la temperatura.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 26, núm. 86.

5. "Propiedades mecánicas del mortero de cemento armado con alambres de acero de pequeña longitud, distribuidos con diferente orientación", por B. PAKOTIPRAPHIA.

Sinopsis: El artículo presenta una investigación teórica y experimental para el estudio de las propiedades mecánicas del mortero de cemento armado con alambres de pequeña longitud y distribuidos con diferente orientación.

Analíticamente el material se considera como un compuesto y sus propiedades se derivan de las leyes de la mezcla.

El efecto de la orientación de los alambres se tiene en cuenta para establecer factores de dimensionamiento, que se obtienen considerando que, los centros geométricos de los alambres están repartidos con uniformidad, y que cualquier alambre presenta la misma probabilidad de orientación en cualquier dirección.

Se incluyen expresiones explícitas del módulo de elasticidad y de las resistencias máximas a tracción y compresión.

Los resultados obtenidos experimentalmente muestran un grado de aproximación suficiente con las predicciones teóricas.

6. "Fuerzas nodales para el cálculo del momento torsor máximo, en vigas rectangulares", por L. ELF-GREN y otros.

Sinopsis: En este artículo se hace una revisión del método de equilibrio y de la energía, para el cálculo del momento torsor máximo, en vigas rectangulares de hormigón armado.

De forma análoga a la que se utiliza en la teoría de las líneas de rotura para placas, se demuestra que el método de equilibrio se puede emplear para conseguir una mayor aproximación, en unión con el método de la energía, si se consideran introducidas fuerzas nodales.

Se discute sobre la naturaleza de las fuerzas nodales en el cálculo a torsión.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 26, núm. 87.

7. "Una teoría sobre la propagación de fisuras en elementos de hormigón armado con barras o alambres lisos", por E. W. BENNETT.

Sinopsis: Se propone una teoría sobre deformación y distribución de tensiones y de deslizamiento de una barra embebida en el hormigón con una fuerza variable actuando en su extremo libre. Las ecuaciones resultantes se utilizan para desarrollar un método para calcular el promedio de deformaciones la amplitud de fisuras, en un elemento de hormigón armado, sometido a cargas crecientes y decrecientes.

Se dan ejemplos de elementos sometidos a tensiones axiles y a flexión comparando los valores obtenidos con los resultantes de los ensayos. Se describe la aplicación del método al hormigón pretensado indicando algunas sugerencias para elaborar un amplio programa de investigación.

8. "Adherencia entre alambres de acero y hormigón", por G. H. TATTERSALL.

Sinopsis: Se han realizado una serie de medidas para determinar los efectos de varios tratamientos físicos y químicos de la superficie de los alambres para establecer la adherencia que existe entre un alambre y el cemento o mortero, por medio de un ensayo simple de arrancamiento.

La galvanización produce alguna mejora en la adherencia, pero los mejores resultados fueron obtenidos empleando un alambre con un extremo en forma de bucle y, asimismo, con un alambre corrugado.

En estos dos casos la rotura se produjo fuera de la probeta y para un valor próximo a la tensión de rotura del alambre.

Se incluyen datos sobre la influencia de la edad, procedimientos de curado y efectos de la presión durante el moldeo.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 26, núm. 88.

9. "El empleo de escorias de alto horno como agregado grueso en el hormigón", por W. CUTT y otros.

Sinopsis: La creciente utilización del mineral de hierro en el Reino Unido durante los últimos años ha conducido a la obtención de escorias de baja densidad, realizándose estudios para determinar sus propiedades y aplicaciones como agregado grueso en el hormigón.

Se presentan en el artículo tres tipos de agregados de escorias diferentes, con densidades aparentes inferiores al mínimo de 1.250 kg/m^3 especificado en la Norma Británica 1.047/1925, que regula la utilización de áridos gruesos en el hormigón.

Esta investigación que incluía el examen químico y mineralógico de los agregados, así como el de conservación del hormigón a los cinco años de edad, ha sido completada actualmente.

Se señala que la resistencia y durabilidad de los hormigones fabricados con áridos ligeros no difiere de los obtenidos con áridos siliceos, calizas de machaqueo y áridos de densidad normal, teniendo en cuenta un adecuado contenido de cemento y docilidad, establecidos por medio de técnicas apropiadas.

En las investigaciones realizadas se tuvo en cuenta el examen de las armaduras procedentes del hormigón.

10. "Predicción de la amplitud de los fisuramientos en vigas de hormigón armado", por F. A. ALBANDAR y G. MILLS.

Sinopsis: Dos parámetros, recubrimiento de hormigón y área efectiva del hormigón alrededor de cada barra fueron variados en una experiencia con vigas de hormigón armado de sección rectangular.

La amplitud de las fisuras fue medida empleando placas fotográficas a distintas escalas, tomadas en las zonas de tensiones correspondientes a una serie de nueve vigas sometidas a carga, hasta alcanzar una tensión específica para el acero.

Se comparan los valores resultantes de los ensayos y las predicciones teóricas del ancho de las fisuras, utilizando una fórmula previa y otra propuesta por los autores, que incluye dos parámetros que varían de acuerdo con el promedio de tensiones en el hormigón en un nivel determinado.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5 núm. 9, septiembre 1974.

11. "Supresión de manchas superficiales en el hormigón". Anónimo.

Sinopsis: En el artículo se hace alusión a un reciente trabajo de investigación publicado por la Cement and Concrete Association, sobre las causas que producen la aparición de zonas de tonalidad oscura en la superficie de los elementos de hormigón.

Se indican algunas recomendaciones que pueden contribuir al logro de resultados satisfactorios en la eliminación de las diferencias de color.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 5, núm. 12, diciembre 1974.

12. "Paneles acústicos prefabricados para suprimir el ruido de los aeropuertos". Anónimo.

Sinopsis: En el artículo se exponen las ventajas logradas con diferentes tipos de paneles de hormigón, en el edificio de la Heathland School, situado a dos millas del aeropuerto de Heathrow, uno de los mayores de Londres.

Se destacan las reducciones logradas que alcanzan la cifra de 45 decibelios y al mismo tiempo su reducido costo.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 6, núm. 2, febrero 1975.

13. "Resultados de los ensayos de exposición a la humedad realizados con distintos tipos de bloques de hormigón", por W. H. HARRISON.

Sinopsis: Se describen los ensayos de comportamiento a la humedad realizados durante un período de cinco años, en lugares del Reino Unido, sobre bloques de hormigón de tipos bien delimitados, con el fin de determinar su aptitud para ser utilizados como cortas humedades en muros construidos por debajo del nivel del terreno. Los resultados, de acuerdo con los requisitos de las Normas Británicas (B. S.) 2.028/1968, indican que los bloques del tipo A pueden utilizarse para tal finalidad. También se aporta alguna información concerniente al comportamiento de los bloques del tipo B, actualmente excluidos por falta de clara evidencia de su idoneidad.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 6, núm. 4, abril 1975.

14. "Hormigones polimerizados. Examen retrospectivo", Anónimo.

Sinopsis: El hormigón es un material con multitud de aplicaciones, lográndose al variar su composición diferentes propiedades.

Sin embargo, existen limitaciones que impiden una utilización más amplia. Los hormigones polimerizados suponen un intento de extender el campo de utilización de este material.

La Working Party of the Concrete Society ha realizado un trabajo de recopilación sobre el estado actual de esta técnica.

Sin embargo, esta clase de hormigones constituyen un tema poco conocido para bastantes fabricantes, razón por la cual se ha desarrollado el presente artículo, basándose en los trabajos recientemente realizados por la Concrete Society.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 6, núm. 5, mayo 1975.

15. "Cemento armado con fibras de vidrio premezcladas", por D. L. HILLS.

Sinopsis: El cemento y los morteros pueden ser utilizados para obtener piezas prefabricadas de sección reducida y adecuadas resistencias al fuego y los impactos, adicionando pequeñas cantidades de fibra de vidrio resistentes a los álcalis.

Un procedimiento para incorporar las fibras a las pastas de cemento es por premezclado.

En el artículo se presenta una discusión sobre el proceso de mezcla de las fibras y se describen algunas técnicas relativas al moldeo, a fin de dar a las piezas la forma requerida (sistemas de gravedad, de presión y extrusión).

Publicaciones enviadas por el Prestressed Concrete Institute, de Estados Unidos.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 326.

16. "Distinguidos proyectistas profesionales otorgan 19 recompensas", Anónimo.

Sinopsis: La celebración del duodécimo Concurso del P.C.I., para la entrega de premios a los distintos proyectos de estructuras realizadas con elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado, tuvo lugar en Chicago en agosto del pasado año 1974.

El extenso y distinguido Jurado otorgó 19 premios correspondiendo 13 a edificios y 6 a puentes. En el artículo se muestran fotografías de los proyectos premiados. Una descripción de tres de estas obras galardonadas aparece en el número 54 de Notas de la F.I.P., que se incluyen en el número 115 de la Revista HORMIGÓN Y ACERO.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 327.

17. "Los elementos de hormigón pretensado en la construcción de edificios de oficinas", Anónimo.

Sinopsis: Se presentan en este artículo una serie de razones sobre los motivos que determinan la construcción de los edificios de oficinas con elementos prefabricados de hormigón pretensado, refiriéndose a la rapidez en la erección, elevada resistencia al fuego, aislamiento térmico, propiedades acústicas y adecuadas cualidades arquitectónicas.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 328.

18. "Consideraciones sobre la construcción de viviendas empleando piezas prefabricadas de hormigón pretensado". Anónimo.

Sinopsis: En el artículo se mencionan algunos puntos de interés sobre la construcción de viviendas a base de esta clase de piezas, haciendo referencia a su reducido costo, rápida erección, adecuada terminación de interiores y agradable apariencia externa.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 329.

19. "Estructuras de aparcamientos erigidos con elementos prefabricados de hormigón pretensado". Anónimo.

Sinopsis: Los elementos prefabricados de hormigón pretensado han adquirido amplia popularidad en la construcción de aparcamientos.

Las grandes luces alcanzadas, economía en las obras y supresión de pilares causantes de las obstrucciones en las áreas de aparcamiento, son sobradadas razones para su elección en este tipo de realizaciones.

En el artículo se presentan fotografías de algunas de estas obras.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 330.

20. "Importancia de los elementos de hormigón pretensado en la construcción de aeropuertos". Anónimo.

Sinopsis: Los constructores de aeropuertos prevén un elevado crecimiento del transporte aéreo de pasajeros, lo cual supone un intenso estudio con vistas a un mayor aprovechamiento de las disponibilidades de espacio, en los edificios de las terminales de los aeropuertos.

En el artículo se destacan las ventajas que representan los elementos prefabricados de hormigón pretensado en este tipo de edificaciones, señalando especialmente la posibilidad de cubrir espacios con entramados de grandes luces, eliminando soportes, permitiendo el consiguiente ahorro económico y la obtención de una máxima superficie útil.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 331.

21. "Edificios financieros construidos con elementos prefabricados de hormigón pretensado". Anónimo.

Sinopsis: En el artículo se destacan las posibilidades que ofrecen los elementos prefabricados de hormigón pretensado para la construcción de edificios financieros.

En multitud de Bancos se han adoptado sistemas de construcción por módulos, empleando estas piezas, dada su versatilidad de formas, terminación y características constructivas, logrando al propio tiempo un aspecto exterior de distinción, de decisiva importancia en estas edificaciones.

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 20, núm. 1, enero-febrero 1975.

22. "Una avanzada técnica de construcción: el postensado por fases", por W. M. SLATER, P. E.

Sinopsis: Las estructuras construidas empleando esta moderna técnica están integradas, en su mayoría, por elementos de gran longitud (y secciones reducidas).

Se señalan en el artículo, sus aplicaciones en diferentes obras tales como: túneles, construcciones en altura, reactores nucleares y especialmente en los trabajos de cimentación de la Toronto's C. N. Tower, estructura de 550 m, que constituye el máximo récord mundial de altura lograda hasta el presente.

23. "Diez años de experiencia en la realización de construcciones segmentadas con elementos prefabricados", por J. MULLER.

Sinopsis: El autor es uno de los pioneros del desarrollo de esta modalidad de construcciones a base de prefabricados pretensados, el cual expone en el artículo el estado actual de esta técnica, por medio de una discusión, en la que se alude a diferentes aspectos en relación con las juntas de resina epoxi, consideraciones sobre el cálculo, elección del tipo de estructura, técnica de erección y otras cuestiones de interés. Finalmente se alude de forma especial a la eficacia y economía del método para medianas y grandes estructuras.

Publicaciones enviadas por la Japan Prestressed Concrete Engineering Association, de Japón.

Revista: *Journal of the Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 16, núm. 5, septiembre-octubre 1974.

24. "Investigación experimental, mediante ensayo a torsión, con piezas pretensadas de hormigón hecho con un árido ligero". Anónimo.

Sinopsis: Este artículo describe los resultados de los ensayos realizados con piezas pretensadas de hormigón hecho con árido ligero (esquistos dilatados), sometidas a torsión pura. Los ensayos indican que el momento por rotura a torsión puede estimarse como la suma del momento resistente del hormigón sin armar más el efecto de pretensado de la armadura del alma. La rigidez torsional, después de la rotura, referida a la función $(p \cdot r)$ y al factor de colocación de la armadura $(a'/a)^2$ y la resistencia por rotura a torsión puede expresarse como la suma de la aportada por el hormigón, en el cual el efecto de pretensado contribuye a aumentar la resistencia a la torsión y también la armadura, incluidos los tendones de hormigón pretensado. Desde muchos puntos de vista importantes de proyecto, la investigación sobre piezas de hormigón pretensado sometidas a torsión debe continuarse.

Revista: *Journal of the Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 16, núm. 6, noviembre-diciembre de 1974.

25. "Control de las fisuras horizontales en vigas de hormigón pretensado", por M. FUJII y otros.

Sinopsis: En los extremos de las vigas de hormigón pretensado, las elevadas tensiones producidas en sentido vertical, a consecuencia de las fuerzas de pretensado, pueden originar fisuras horizontales.

Para evitar su formación, los extremos de las vigas se refuerzan con estribos verticales. En el artículo se calcula la anchura de las mismas y también la cuantía de acero necesaria. Como factores de influencia determinantes de la amplitud de los fisuramientos se consideraron la cantidad y orden de colocación de los estribos y la distribución de tensiones de adherencia a lo largo de los estribos.

Traducido por:
J. M. SOLANCE



**asociación técnica
española del pretensado**