

hormigón

y ACERO

nº 127

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO. DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA. COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA 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.**—Velázquez, 23. Madrid-1.
AGUSTI, S.A.—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—General Yagüe, 8. Madrid-20.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avenida del Generalísimo, 51, derecha. Madrid-16.
CAMARA, S.A.—Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S.A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S.A. (CYASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S.A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Clara del Rey, 33-1.º. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.—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.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 20. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.—Princesa, 3. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
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 O.P. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTEMAC.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41. Madrid-10.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.—Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NEXOR, S.A.—Dato, 18-1.º. Vitoria.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A. Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. 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.
S.A.E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona.
S.A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S.A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Velázquez, 150. Madrid-2.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.—Monturiol, 5. Santa Marfá de Bárbara (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 Calí (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 (México).
- El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovecho, 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. - IMCYC (México).
- La Escuela Técnica de Ingenieros. Facultad de Ingeniería Civil. Av. Colombia y General Paz y Miño. Quito (Ecuador).
- La Universidad de Cuenca. Facultad de Arquitectura. Cuenca (Ecuador).
- El Instituto de Pesquisas Tecnológicas de Sao Paulo (Brasil).

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n° 127

2º trimestre 1978

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA Pesetas	EXTRANJERO Dólares U.S.A.
Miembros protectores	10.000,—	175,—
Miembros colectivos	4.000,—	70,—
Miembros Personales (que no sean Socios Adheridos del I.E.T.)	1.000,—	18,—
Miembros Personales Adheridos (que sean Socios Adheridos del I.E.T.)	500,—	9,—

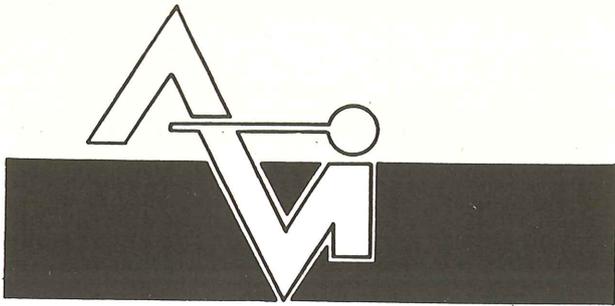
Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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
APARTADO 19.002.

Depósito Legal: M -853-1958

Imprime: ACOR, S.A. - M. Hernández, 50 - MADRID

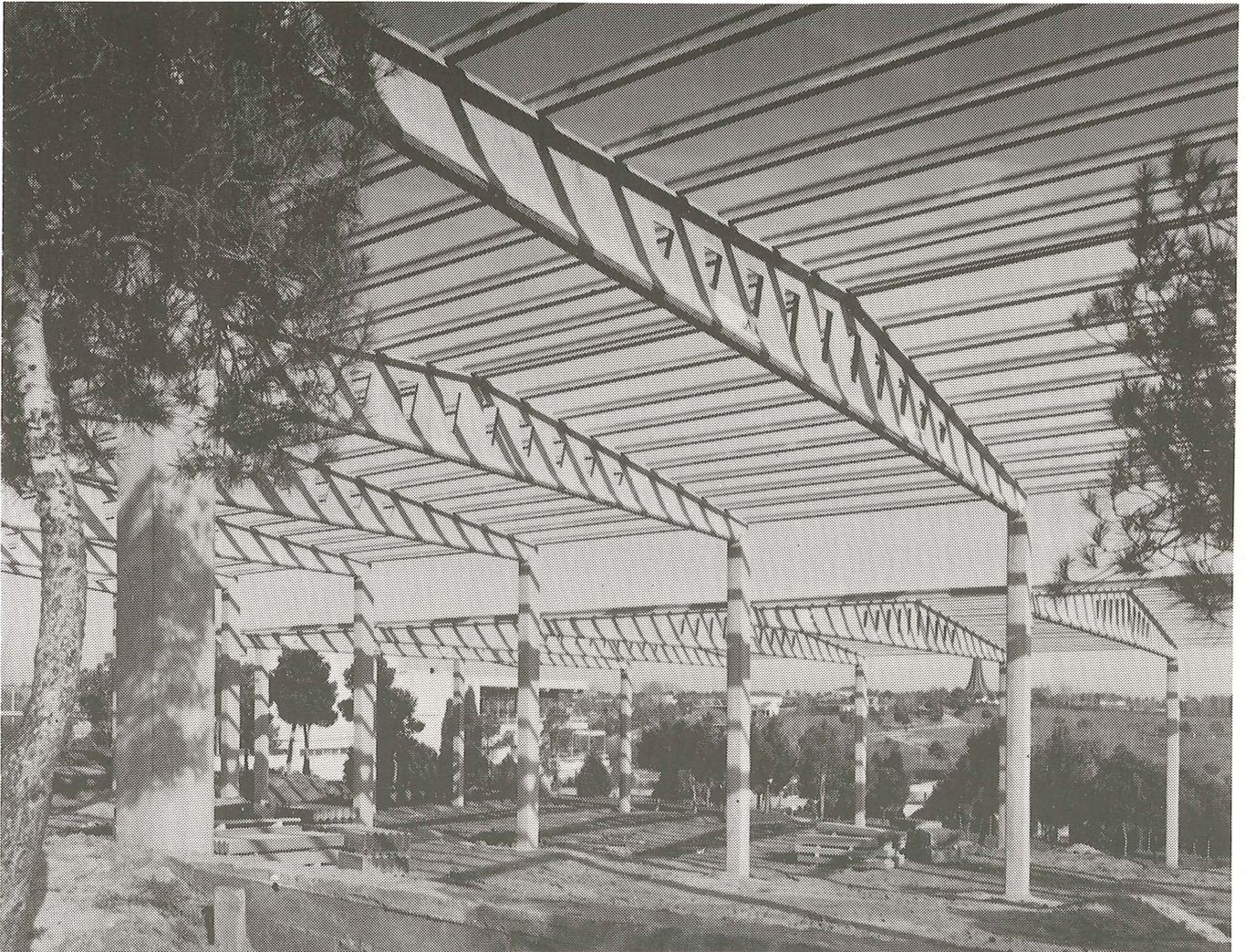


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



Estructura de cubierta a varios niveles en Las Lomas-El Bosque, prefabricada y montada incluso pilares, por ALVI, S.A.
Anchura de cada nave: 25,00 m.

FABRICAS:

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

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 - Teléfono 23 75 02 3. (Comercial zona norte.)

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

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

Oficinas: Orense, 10 - Teléfono: 455 05 35/6/7. MADRID-20.

hormigón y acero n. 127

índice

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
AROCA, Ricardo
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Francisco Javier
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente

	<u>Pág.</u>
457-9-28 Estado actual del problema de las tolerancias en estructuras de hormigón Etat actuel du problème des tolérances dans les structures en béton. The state of the art of the problems of tolerances in concrete structures. <i>J. Calavera.</i>	9
457-9-29 Control de calidad. Seguridad estructural en elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado Le contrôle de qualité. La sécurité des éléments préfabriqués en béton armé et précontraint. Quality control safety in precast concrete members. <i>V. Solana.</i>	21
591-2-127 Puentes de tramo recto atirantados, cables y anclajes Ponts à travées droites équilibrées par des tirants, câbles et ancrages. Straight span tie supported bridges, cables and anchors. <i>M. Juliá.</i>	39
591-2-128 Dos pasos superiores en el enlace de la Ronda Norte de Zaragoza con la Autopista del Ebro Deux passages surélevés dans le raccordement de la "Ronda Norte" de Saragosse avec l'Autoroute de l'Ebre. Two overpasses in the junction between the North bypass of Zaragoza and the Ebro Motorway. <i>C. Siegrist, A. Samartín, M.M. Lafuente, A. del Tiempo.</i>	63

628-0-42	El acero en estructuras pretensadas para usos criogénicos. L'acier dans les structures précontraintes pour des usages criogéniques. The steel in prestressed structures for criogenic uses. <i>M. Eliçes y G. Sleigh.</i>	97
628-0-43	Anclajes rectos y curvos de barras corrugadas en hormigón armado Ancrages droits et courbes dans les armatures à adhérence renforcée pour le béton armé. Straight and curve anchors in deformed bars for reinforced concrete. <i>J. Lahuerta.</i>	111
	Notas de la F.I.P., N.º 59, 1975 Notes de la F.I.P., N.º 59, 1975. F.I.P. Notes, N.º 59, 1975.	119
	Notas de la F.I.P., N.º 70, 1977 Notes de la F.I.P., N.º 70, 1977. F.I.P. Notes, N.º 70, 1977.	137

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

ESPAÑA

AEDIUM, S.A.—Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S.A.—Madrid.
AGRUPACION HELMA-BOKA.—Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO.—Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Málaga).
ARIDOS LIGEROS, S.A.—Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
AZMA, S.A.—Madrid.
BUTSEMS, S.A.—Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASA GARGALLO, S.A.—Madrid.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CEMENTOS MOLINS, S.A.—Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.—Barcelona.
CENTRO TECNICO DE CALCULO, S.A.—CETECSA. Gijón (Oviedo).
CIDESA, CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S.A.—Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORA -
TORIOS.—Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Málaga.
CONCRET INDUSTRIA Y TECNICA DE PREFABRICADOS, S.L.—Sistemas Cumbre. Bar -
celona.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S.L.—Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
CONSTRUCTORA MAXACH, S.A.—Madrid.
CONTROLEX.—Alicante.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S.A.—Madrid.
DIRECCION GENERAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL — BIBLIOTECA
(SEAF-PPO). Madrid.
DIRECCION GENERAL FORTIFICACIONES Y OBRAS. MINISTERIO DEL EJERCITO .—
Madrid.
DITECO, S.L.—Valencia.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.—Burgos.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).—Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).—Madrid.

ENAGA, S.A.—Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIO PREST.—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.
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.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
HORMYCER, S.L.—Madrid.
HORSA, S.A.—Viladecans (Barcelona).
HUARTE Y CIA., S.A.—Madrid.
IBERDUERO, S.A.—Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).—Bilbao.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.—La Coruña.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S.A.—Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYSA).—Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.—Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.—Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.—Valencia.
3ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.—Bilbao.
5ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.—Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES.—San Sebastián.
JULIAN ARUMI, S.L.—Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA.—Almería.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIO GEOCISA. BIBLIOTECA.—COSLADA (Madrid).
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO.—Madrid.
LAING IBERICA, S.A.—Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.—Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S.A. (MATENSA).—Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.—Madrid.
MATUBO, S.A.—Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Mollet del Vallés (Barcelona).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.—Madrid.
PIEZAS MOLDEADAS, S.A.—PIMOSA (Barcelona).
POSTELECTRICA, S.A.—Palencia.
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Zaragoza.

PREBETONG CANARIA, S.A.—Sta. Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).—Vitoria.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DEL 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).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.—Mutilva Baja (Navarra).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A., HORTE. Valladolid.
PROTEC, S.L.—GIJON (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).
RUBIERA R.L.M.“SOTECSA”.—Gijón (Oviedo).
SAINCE.—Madrid.
SENER, S.A.—Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SIKA, S.A.—Madrid.
SOCIETAT ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.—Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.—Valencia.
SOCIEDAD FRANCO ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS,
S.A.—Erandio (Bilbao).
SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA.—Sección de Documentación Normativa.—
Ministerio de la Vivienda.—Madrid.
TEJERIAS “LA COVADONGA”.—Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.—Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.—Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).—Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S.L.—Cáceres.
VALLEHERMOSO, S.A.—Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.—Mairena del Aljarete (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.—San Sebastián.
VIGAS REMARRO.—Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.L.—Oviedo.
VIGUETAS BORONDO.—Madrid.
VIGUETAS FERROLAND, S.A.—Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
VIGUETAS ROSADO, S.A.—Cáceres.

EXTRANJERO

BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.—Quito (Ecuador).
B. K. W. Z. “RUCH”.—Warszawa (Polonia).

CENTRO NACIONAL DE DOCUMENTACION CIENTIFICA Y TECNOLOGICA.—La Paz (Bolivia).

DAVILA & SUAREZ ASOCIATES.—Rio Piedras (Puerto Rico).

ELECTRICIDADE DE PORTUGAL EDP.—Lisboa-3 (Portugal).

ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL.—Valparaíso (Chile).

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

FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DE SALTA.—Salta (Argentina).

GRUPO ARCO. ARQUITECTURA Y CONSULTORIA.—Tegucigalpa D.C. (Honduras).

LABORATORIO DE ENGENHARIA DE MOÇAMBIQUE.—Maputo-Moçambique (Africa Oriental).

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD, DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.—La Plata (Argentina).

PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL ECUADOR.—Quito (Ecuador).

SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).

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 de Contrataciones Especiales).—Bahía Blanca (Argentina).

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

UNIVERSIDADE EDUARDO MONDLANE.—MAPUTORP. Moçambique.

AVISO IMPORTANTE

DISCUSION DE LOS ARTICULOS ORIGINALES PUBLICADOS EN LA REVISTA "HORMIGON Y ACERO"

Todos los artículos originales que se publican en "Hormigón y Acero", quedan sometidos a discusión y al comentario de nuestros lectores. La discusión debe limitarse al campo de aplicación del artículo, y ser breve (cuatro páginas mecanografiadas a doble espacio, como máximo, incluyendo figuras y tablas).

Debe tratarse de una verdadera discusión del trabajo publicado y no ser una ampliación o un nuevo artículo sobre el mismo tema; el cual será siempre aceptado para su publicación en nuestra Revista, pero con tal carácter.

Debe ofrecer un interés general para los lectores. De no ser así, se trasladará al autor del artículo al que se refiera, para que la conteste particularmente.

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, Madrid-33, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

El autor del artículo cerrará la discusión contestando todos y cada uno de los comentarios recibidos.

Los textos, tanto de las discusiones y comentarios como de las contestaciones de los autores de los correspondientes artículos, se publicarán conjuntamente en una Sección especial que aparecerá en las últimas páginas de la Revista.

Estado actual del problema de las tolerancias en estructuras de hormigón (*).

J. Calavera
Dr. Ingeniero de Caminos

Si bien el concepto de tolerancias y la costumbre de proyectar y construir de acuerdo con tal concepto es habitual en muchas actividades técnicas, su introducción en la técnica de la construcción es relativamente reciente. Las primeras Normas especificando tolerancias para la ejecución de estructuras son de los años 60.

A partir de ese momento el tema va tomando un rápido incremento tal como se recoge en la Fig. 1 referente a la bibliografía conocida por el autor.

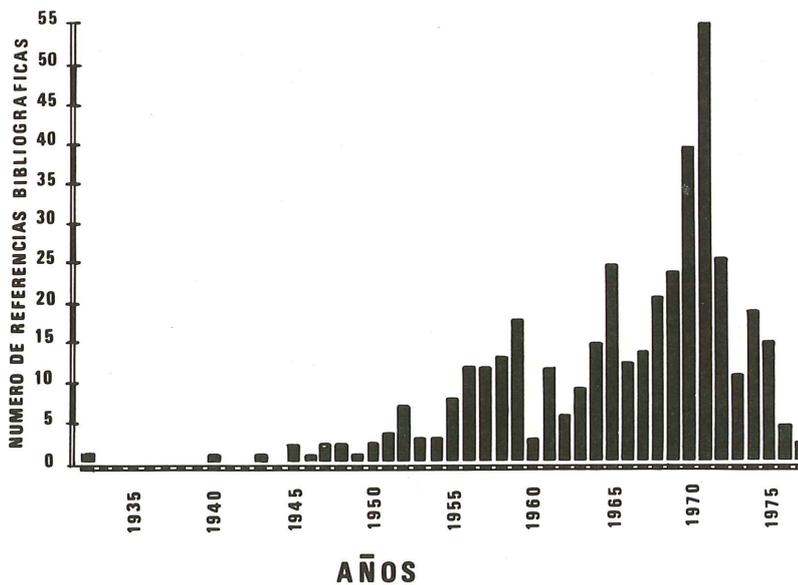


Fig.1

Ciñéndonos al campo de las estructuras de hormigón, parece que las siguientes razones han tenido una importancia notable en el desarrollo del interés por el tema.

(*) Texto de la conferencia, que organizada por la A.T.E.P. pronunció en el salón de actos del Instituto Eduardo Torroja, el Dr. Ingeniero de Caminos Don José Calavera el día 13 de marzo de 1978, y que ha sido presentada como ponencia en el seminario sobre Prefabricación en el 8º Congreso Internacional de la Federación Internacional del Pretensado en Londres.

- En primer lugar, el empleo generalizado de técnicas de industrialización y en particular de técnicas de prefabricación, con sus problemas de montaje.
- La utilización simultánea de piezas prefabricadas con partes de estructuras realizadas in situ. Los problemas de ensamblaje, padecidos anteriormente solo por el prefabricador, se le han presentado también al constructor general.
- En los últimos años la mayor tecnificación del proceso constructivo ha aumentado la conexión Ingeniero proyectista - Ingeniero constructor. El primero ha llevado a la obra su preocupación por la precisión con la que sus planos eran llevados a la realidad.
- Interés económico en optimizar el proceso integral de construcción, en el cual unas tolerancias amplias e incluso no especificadas pueden incrementar grandemente el coste de montaje en detrimento de la economía total del conjunto.

Es esencial subrayar que es el concepto de optimización el que da sentido a las tolerancias que de otra manera serían superfluas. La figura 2 muestra el Puente Romano de Alcántara, sobre el río Tajo, con una longitud total de 194 m, que, para su época, es realmente una estructura fuera de lo corriente.

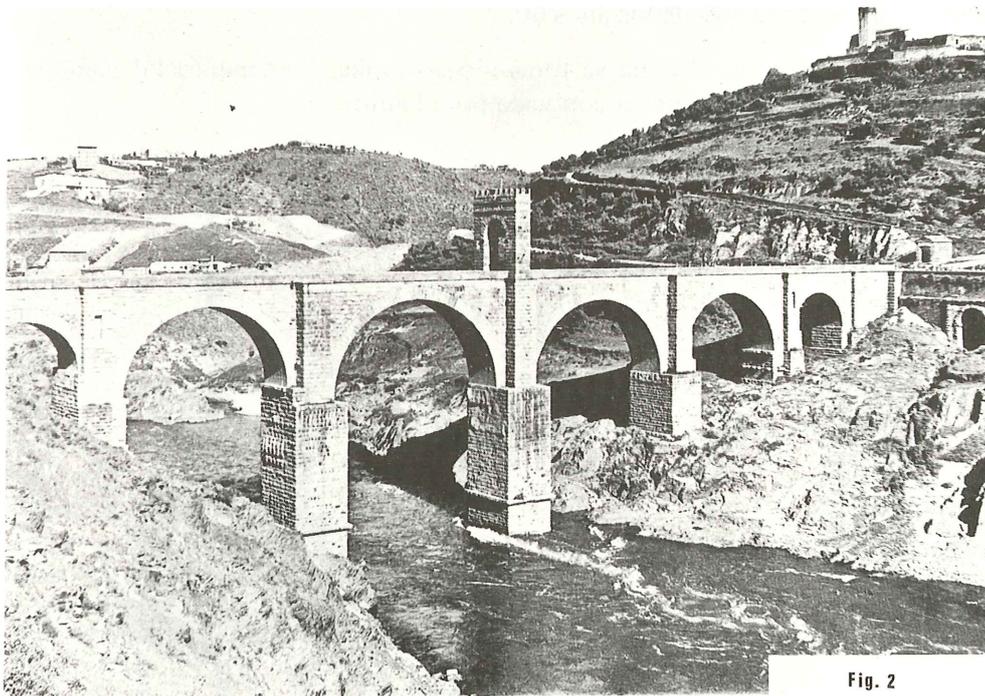


Fig. 2

El puente presenta una completa anarquía de medidas (1) en luces, cantos, espesores, etc. e incluso los tajamares de cada pila, aguas arriba y aguas abajo, no están alineados. Sin embargo, el aspecto es excelente, el puente cumplió su función y su duración ha sido muy satisfactoria. El Ingeniero romano nos transmitió un buen mensaje "No especificar tolerancias si no se necesitan". Casos muy parecidos al de Alcántara se presentan en muchos edificios célebres de la antigüedad.

Aún en el campo restringido de las estructuras, las tolerancias están relacionadas con muchos aspectos de la construcción y en particular con los siguientes:

- *Estructurales*. Las variaciones dimensionales afectan a la resistencia de las piezas y, por consiguiente, también a la seguridad estructural
- *Funcionales*. La utilización de tipos particulares de construcción puede verse influenciada por las desviaciones resultantes.
- *Económicos*. El nivel de tolerancias especificado influirá en los materiales, equipos y métodos de construcción y, consiguientemente, en el costo de todos ellos.
- *Estéticos*. El aspecto final de una construcción está también estrechamente relacionado con las tolerancias aceptadas.

El establecimiento de un sistema coherente de tolerancias es siempre un intento de controlar y limitar unas desviaciones previsibles y, desde ese punto de vista, las desviaciones pueden clasificarse de acuerdo con (2) en:

- Desviaciones inducidas: son las debidas a errores o falta de capacidad humana o a imperfecciones de los métodos de medida usados en construcción. Habitualmente se consideran divididas en tres grupos:
 - Desviaciones de fabricación.
 - Desviaciones de replanteo.
 - Desviaciones de montaje (o de construcción “in situ”).
- Desviaciones inherentes: son las debidas a los cambios dimensionales en los materiales (incluido el suelo de cimentación) debidos a causas físico - químicas.

Siendo el concepto de tolerancia relativamente poco usual en la práctica constructiva, el aspecto de la terminología es esencial y aunque varias normas recientes se han ocupado del tema, una acción internacional es urgente. El Subcomité ISO TC 59/SC 4 “Tolerancias en Construcción” que ha desarrollado y está desarrollando muy valiosos trabajos sobre el tema, ha tratado el asunto en su norma ISO 1803 “Vocabulary”, actualmente en revisión, pe-

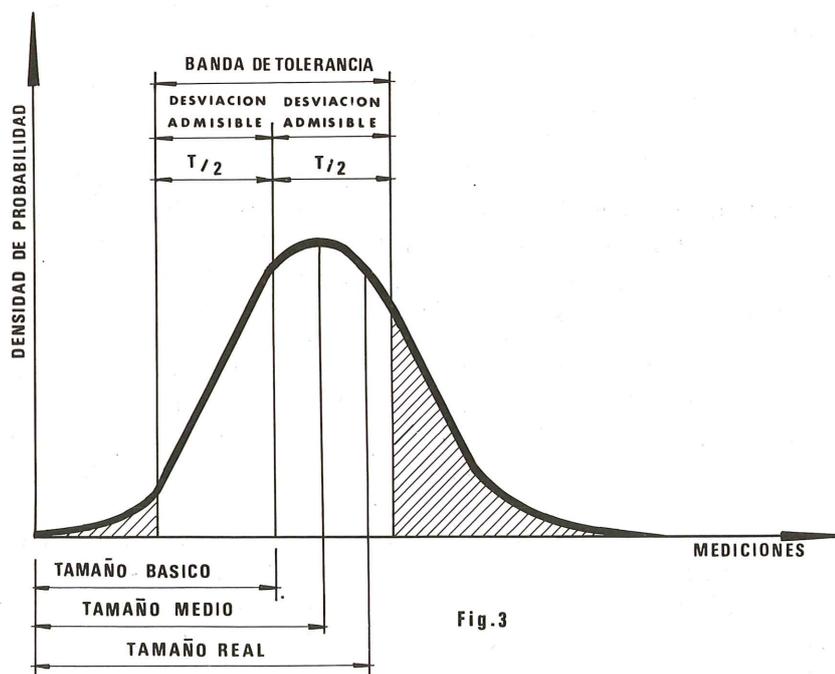


Fig.3

ro por el momento esta norma no ha entrado en el vocabulario específico de estructuras de hormigón, sino que se ha quedado en el nivel más general de "construcción".

Como toda técnica basada en medidas, el control de tolerancias en construcción encuentra una herramienta fundamental en los conceptos estadísticos. Sobre la figura 3 se han indicado algunos términos importantes.

De acuerdo con ello, la "Tolerancia" o "Banda de Tolerancia" es un número sin signo y corresponde al rango cubierto por las desviaciones permisibles $\pm T/2$. Para muchos procesos puede ser aceptada sin excesivo error la simplificación de suponer que la curva de distribución sigue la ley de Gauss y en ese caso el problema puede ser manejado en términos del valor medio y la desviación standard. Sin embargo, debería recordarse siempre que la aceptación de la hipótesis de normalidad es una simplificación si realmente se ha verificado su buena aproximación para el fenómeno que se estudia y dentro del campo de referencia. Su generalización a otros fenómenos o a otros campos mas amplios puede constituir una mutilación y no una simplificación. Con cierta frecuencia se confunde que la suposición de normalidad sea "cómoda" con que sea "precisa".

El término "Dimensión Básica" es primordial en la teoría de tolerancias y sustituye a los antiguos "Dimensión Nominal" o "Dimensión Especificada".

El área sombreada de la figura representa la probabilidad de elementos fuera de tolerancia.

Un problema que ha consumido un considerable conjunto de esfuerzos ha sido el de encontrar series numéricas de valores preferentes para tolerancias. A continuación se resumen algunas de estas series (El primer número indica la banda de tolerancia y el segundo, entre paréntesis, la desviación permisible).

Propuesta ISO - A: 10 (± 5) 16 (± 8) 24 (± 12) 40 (± 20) 60 (± 30).

Propuesta ISO - B: 10 (± 5) 12 (± 6) 16 (± 8) 20 (± 10) 24 (± 12) 30 (± 15) 40 (± 20) 50 (± 25) 60 (± 30) 70 (± 35) 80 (± 40) 90 (± 45).

Norma Danesa - (DS/R 1100): 10 (± 5) 16 (± 8) 24 (± 12) 40 (± 20) 60 (± 30).

Norma Sueca - (SIS 050211): 10 (± 5) 12 (± 6) 16 (± 8) 20 (± 10) 24 (± 12) 30 (± 15) 40 (± 20) 50 (± 25) 60 (± 30) 80 (± 40).

Norma Británica - CP: 10 (± 5) 12 (± 6) 14 (± 7) 16 (± 8) 18 (± 9) 20 (± 10) 30 (± 15) 40 (± 20) 50 (± 25) 60 (± 30) 70 (± 35) 80 (± 40) 90 (± 45).

Un reciente trabajo (3) basado sobre datos estadísticos de medidas realizadas en construcciones reales parece indicar que no existe una serie claramente preferencial y que en cambio las series del tipo de la denominada ISO - A presentan más inconvenientes que otras. Todas estas series y otras muchas propuestas han seleccionado sus valores de las llamadas Series de Renard, Series de Números Normales, etc.

Al principio hemos aludido al aspecto de fundamental importancia de la optimización económica del proceso constructivo y al interés que las tolerancias encierran dentro de ese planteamiento. Aunque un tratamiento matemático del problema sea aún imposible en casi todos los casos, el aspecto general del problema puede esquematizarse tal como se indica en la figura 4.

Supongamos por ejemplo la fabricación de losas prefabricadas para forjados. Es obvio que dentro de desviaciones habituales el coste de la unidad decrecerá si no es necesario preocuparse de la tolerancia de longitud en su fabricación. La curva puede ser tal como la indicada en la figura. Sin embargo, si la tolerancia se fijó correctamente, las desviaciones superiores a las permisibles ocasionarán problemas de algún tipo, generalmente problemas de

montaje, que pueden obligar en general, no a rechazar la pieza pero sí a modificar de nuevo la colocación, buscando otra donde la desviación de esa pieza sea compatible con la de las contiguas. Esto incrementará los costes de montaje. La curva del coste total presentará un mínimo que representa un punto óptimo en el proceso.

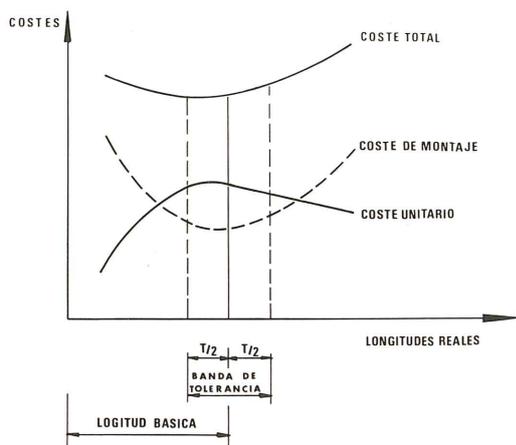


Fig. 4.

En este sentido, es evidente la necesidad de un serio estudio de las tolerancias antes de especificarlas. Los valores adoptados deben integrar los intereses y los puntos de vista de todas las partes involucradas y es claro que elegir unas tolerancias innecesariamente estrictas puede incrementar de manera importante el coste de la construcción sin que por eso se haya obtenido una “construcción mejor”.

Aunque desde hace algunos años varios países dispongan de especificaciones de tolerancias en sus estructuras, habría que preguntarse si tenemos suficiente evidencia de:

- si dichas tolerancias eran necesarias en cada caso.
- si realmente se controlaron en obra.

Personalmente creemos que la experiencia sobre el tema es muy escasa y que la experiencia directa con medidas en obra pudiera alterar muchas de nuestras suposiciones.

Algunos países han emprendido programas de medidas directas, entre ellos la República Federal Alemana, Suecia, Dinamarca, Bélgica, Holanda, Francia y el Reino Unido.

En general, estos programas abarcan campos muy amplios de la construcción pero también están proporcionando datos importantes para el caso de las estructuras. El caso estructural presenta un especial interés desde el momento en que los métodos de cálculo semiprobabilistas se han introducido en la práctica habitual. El ingeniero desde hace ya muchos años se ha acostumbrado a considerar que la acción del viento, la carga de uso de una vivienda, el límite elástico del acero, la resistencia del hormigón son “variables aleatorias” y no “valores deterministas” y que en su lenguaje “estimar” debe reemplazar a “conocer”. Cuando, por ejemplo, calcula un soporte de hormigón armado, emplea la fórmula

$$\gamma_f \cdot N \leq A_s \frac{f_{yk}}{\gamma_s} + A_c \frac{0,85 f_{ck}}{\gamma_c}$$

De hecho, la fórmula parece tratar al esfuerzo axial N , al límite elástico del acero f_{yk} y a la resistencia característica del hormigón como valores estimados de variables aleatorias, afectadas por coeficientes de seguridad γ_f , γ_s y γ_c .

tándolos de coeficientes de seguridad γ_f , γ_s , γ_c , y en cambio las áreas de acero y hormigón, A_s y A_c , parecen ser consideradas como valores “conocidos”. Como las secciones de las barras están sujetas a desviaciones (cuya distribución es relativamente bien conocida) la sección de hormigón tendrá errores de encofrado (menos bien conocidos) y el soporte no será exactamente vertical, una fórmula más evolucionada tendría la forma:

$$S \left[\gamma_N N, \frac{e_k}{\gamma_e} N \right] \leq R \left[\frac{A_{sk}}{\gamma_{As}} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \frac{A_{ck}}{\gamma_{Ac}} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right]$$

donde $S \left[\gamma_N N, \frac{e_k}{\gamma_e} N \right]$ representa la sollicitación actuante sobre la sección considerada, sollicitación de flexión compuesta del esfuerzo axial $\gamma_N N$ y del momento flector “imprevisto” provocado por la falta de verticalidad reflejado por la “excentricidad característica”, e_k , a la que se aplica un coeficiente de seguridad γ_e . $R \left[\frac{A_{sk}}{\gamma_{As}} \cdot \frac{f_{yk}}{\gamma_s}, \frac{A_{ck}}{\gamma_{Ac}} \cdot \frac{f_{ck}}{\gamma_c} \right]$ representa la sollicitación resistente, siendo A_{sk} y A_{ck} los “valores característicos” de las secciones de acero y hormigón consideradas como variables aleatorias y γ_{As} , γ_{Ac} los respectivos coeficientes de seguridad.

El ejemplo y la fórmula indicada tienen un valor puramente simbólico e intentan simplemente indicar que el conseguir un ancho determinado en un pilar, como fabricar un hormigón de resistencia determinada, son “intenciones” cuya realización entraña el desarrollo de procesos humanos sujetos a desviaciones inevitables y, por lo tanto, las magnitudes correspondientes son, en ambos casos, variables aleatorias.

El que, en nuestra etapa actual de conocimiento, las desviaciones de secciones y posiciones de armaduras y las de las dimensiones de la sección de hormigón sean cubiertas por el trío de coeficientes γ_f , γ_s , γ_c no es más que una simplificación práctica y provisional hasta que la teoría de la seguridad de estructuras por un lado y el conocimiento de las leyes de distribución de las desviaciones dimensionales por otro permitan un tratamiento más riguroso.

La entrada de las tolerancias en nuestra práctica habitual ha de suponer inevitablemente cambios en nuestros procedimientos y, de manera muy especial, en nuestros planos y sobre todo en la manera de expresar las dimensiones.

Actualmente está en redacción el documento (4) del que, a título puramente informativo, extractamos las figuras 5 y 6.

	TIPO DE TOLERANCIA	SIMBOLO	APLICACION
TOLERANCIA ANGULAR Y DE ORIENTACION	TOLERANCIA DE PARALELISMO		
	TOLERANCIA PERPENDICULAR		
	TOLERANCIA ANGULAR		
TOLERANCIA DE FORMA	TOLERANCIA DE RECTITUD		
	TOLERANCIA DE PLANEIDAD (EN GENERAL)		
	TOLERANCIA DE ALABEO (PLANEIDAD CUANDO SOLO SE CONSIDERA EL ALABEO)		

Fig. 5.

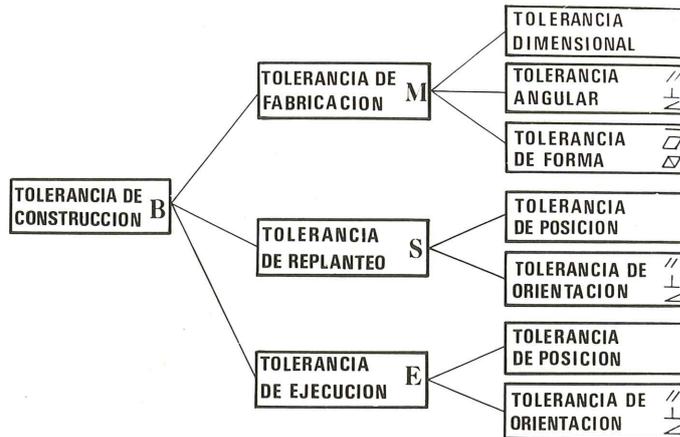


Fig. 6.

Pero nuestros cambios no habrán de referirse solo a cómo indicar las medidas sino también a cómo acotar las dimensiones. En general, nuestras costumbres están establecidas para indicar dimensiones que no van a ser controladas desde el punto de vista de las tolerancias. Los ingenieros mecánicos, habituados desde el siglo pasado al manejo de tolerancias como herramienta habitual, desarrollan sus planos evitando siempre el problema del “doble dimensionamiento” y nosotros deberemos aprender a hacerlo así. La referencia (5) contiene información muy interesante sobre el tema e indica como, por ejemplo, deberemos acotar la distancia libre entre caras de soportes y no la distancia entre sus ejes.

Aparte el problema de “cómo especificar las tolerancias” existe el de cómo controlarlas y medirlas y en fechas recientes se ha comenzado a crear una metodología sobre los instrumentos y sistemas de medición.

En relación con ello, la tendencia de algunos proyectistas a especificar tolerancias absurdamente estrictas les hubiera situado en difícil posición si hubieran debido recomendar el tipo de instrumento necesario para medir desviaciones tan pequeñas.

El problema no solo es cómo especificar las tolerancias y cómo controlarlas, sino también, y éste es el más difícil, cómo cumplirlas.

Las medidas en estructuras reales han demostrado que las desviaciones superaban en ocasiones en dos y tres veces y aún más las desviaciones permitidas en algunas especificaciones. Sin embargo, las construcciones habían resultado perfectamente utilizables y, como en la ejecución no surgieron problemas, había que aceptar que en esos casos:

- Las especificaciones no tenían base real.
- Las desviaciones fijadas eran innecesariamente estrictas.
- Las desviaciones reales, afortunadamente para todos, nunca fueron controladas durante la ejecución.

También las medidas reales parecen indicar que las desviaciones no son tan dependientes de las longitudes como suponíamos.

Además, es clara la necesidad de una base estadística en la especificación que ha de cumplir el constructor. Si la especificación se basa por ejemplo en un nivel de confianza del 90 por 100, esto no quiere decir que el 10 por 100 se rechace de forma absoluta, sino que su aceptación se condicione al buen funcionamiento de la construcción.

En el caso de la figura 7, por ejemplo la contraflecha puede tener su desviación en más, acotada para que la losa “in situ” del tablero del puente no presente el canto h, inferior a

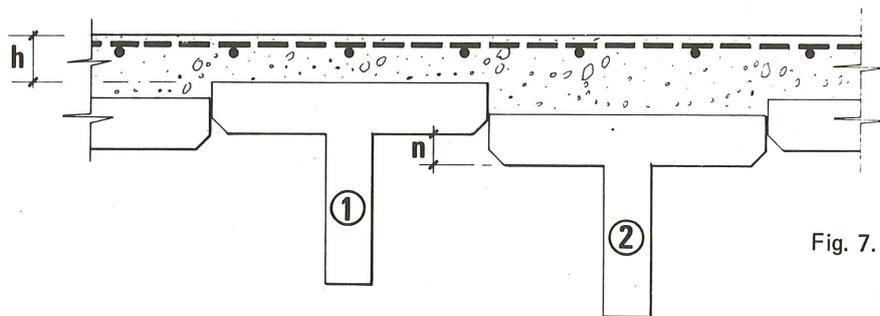


Fig. 7.

una cierta fracción del canto teórico. En cambio, la diferencia relativa n entre dos piezas tiene una importancia estética solamente y, por tanto, solo debe controlarse la diferencia entre piezas colocadas consecutivamente. Si n rebasa la tolerancia, basta cambiar una de las piezas a otra posición.

Por último, desearía dejar constancia expresa, al mismo tiempo que de la dificultad del problema, de los grandes esfuerzos y avances desarrollados recientemente por muchas personas y organizaciones. La propia F.I.P., a través de un Joint Committee de las Comisiones de Prefabricación y Práctica Constructiva, ha redactado un documento de trabajo titulado "Las Tolerancias en las Estructuras de Hormigón" que es una primera aproximación al tema. También la "Guide to Good Practice" de la Comisión de Práctica Constructiva, en su capítulo 8, contempla el asunto.

Para el futuro, creo que el problema presenta dos necesidades urgentes:

- Coordinar los trabajos de todas las Organizaciones interesadas en el tema.
- Realizar estudios estadísticos sobre mediciones reales, en número suficiente, sobre estructuras variadas y llevados a cabo con procedimientos uniformes y suficientemente precisos.

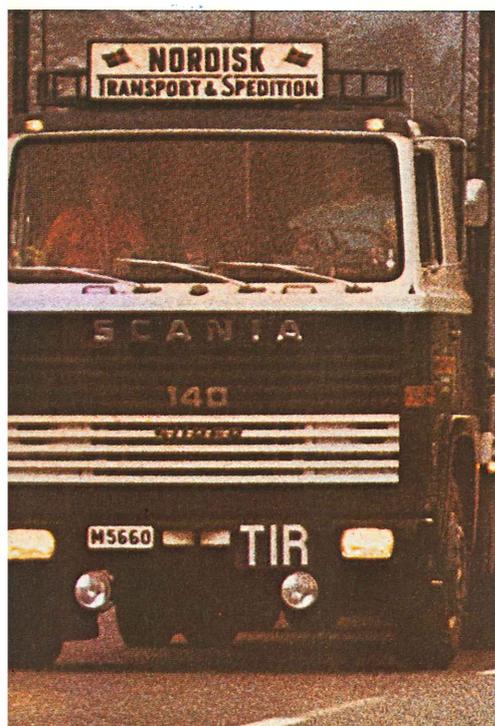
No parece que sin cumplir estos dos puntos puedan realizarse progresos verdaderos.

BIBLIOGRAFIA

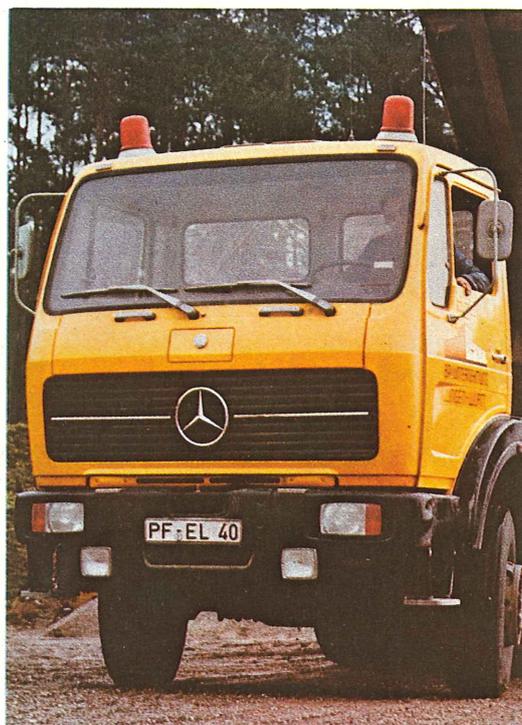
- (1) Intervención de R. González y S. de Segura en las Reuniones sobre Geometría aplicada a la Arquitectura y a la Ingeniería Civil. (Madrid, Noviembre 1974).
- (2) ISO/DIS 3443 "Tolerances for building - Part I: Basic Principles for evaluation and specification".
- (3) STEVENS, A. J. "Effect of specifying tolerances chosen from a given series of values". Building Research Station, United Kingdom.
- (4) ISO/DP 6284 - "Tolerances for Building Indications of tolerances on Building and Civil Engineering drawings".
- (5) BIRKELAND, P. W. and WESTHOFF, L. J. (1971): "Dimensional Tolerances in a Tall Concrete Building", Jour. Am. Concrete Institute, ACI Proc., vol. 68, no 8, Aug. 1971, pp. 600 - 607.
- (6) BISHOP, D. (1963a): "Dimensional Accuracy in Buildings and Building Components - Factory Produced Precast Concrete Floor Panels", in Large Concrete Elements, Work Report 8: 1963 The National Swedish Council for Building Research, pp. 329 - 343, Stockholm.
- (7) BJORK, B. and MAGNUSSON, G. (1966) "Skevhetsmätningar på förtillverkade betongelement med bland annat studium av tidens inflytande" Examensarbete Thesis 139, Institutionen för brobyggnad, Dugliga Tekniska Hogskolan, Stockholm.
- (8) BLACHERE, G (1969): "Definition and Control of Tolerances in Building" Build International, vol. 2, no 3, April, pp. 10 - 13.
- (9) BURGESS, R. A. (1972): "Inspection for Accuracy on site", in Tolerances and Accuracy in Buildings, SBI - Report 81, Danish Building Research Institute, pp. 113 - 116, Copenhagen.

- (10) FIORATO, A. E. (1973): "Geometric imperfections in concrete structures". National Swedish Building Research, Document 5, Stockholm.
- (11) HEINICKE, G: "Toleranzen im Bauwesen" Bauzeitung, Berlin 13 (1959), H. 3, S-70-72.
- (12) HOLMBERG, A. (1965b): "Undersökning av mattnoggrannhet hos armering, betongelement och montage", Nordisk Betong, vol. 9, no 4, p. 263.
- (13) HAUSLER, H (1965): "Dimensional accuracy in prefabricated elements". Building Materials. Bau - stoffindustrie, Nr. 12.
- (14) JOHANSSON, A. and WARRIS, B.: "Deviations in the Location of Reinforcement". Halmstad Järnverk AB. Technical note 20. Halmstad, Sweden.
- (15) KLINGBERG, L (1970b): "Avvikelser i horisontella stommått", Byggmästaren, vol. 49, n° 5, May, pp. 13-17, Stockholm.
- (16) LAURSEN, F. B. (1970): "Concrete Elements Dimensional Variations". Byggeindustrien Danish Building Industry. Vol. 21, n° 4, Copenhagen.
- (17) MOTTEU, H., DITLEVSEN, O. and ÖSTLUND, L. (1975): "Tolerances for Concrete Structures" CEB Commission VI, Meeting Helsinki, September.
- (18) NICHOLS, J. R. (1940): "Tolerances in Building Construction", Proc. Am. Concrete Inst. vol. 36, pp. 493-496 (disc. proc. vol. 36, 1940, pp. 496-1 - 496-4).
- (19) NILSSON, H. and LUNDQUIST, B. (1951): "Dimensional imperfections in prefabricated concrete floor slabs". Examination work at the Royal Institute of Technology. Stockholm.
- (20) NORRBELIUS, A. (1972): "Dimensional Accuracy in a Multi-Story Steel Frame Building". Division of Structural Engineering. Chalmers Institute of Technology. Internal Publication S72: 14, Gothenburg.
- (21) PETERSONS, N. (1962): "Betongens, armeringens och armeringsplaceringens inverkan på den färdiga varans kvalitet", Cement och Betong, vol. 37, n° 2, pp. 97-120 Malmö.
- (22) SAHLIN, S. (1975): "Choice of Tolerances for Geometrical Imperfections Based on Past Measurements". (Presented at NBF/CEB meeting Helsinki 1975 09-10). Chalmers Tekniska Högskola. Institutionen for Byggnadsstatik. Skrift 75:15. Göteborg.
- (23) WESTER, R. (1975): "A Pilot Study on the Relation between Tolerance Range and Risk of Failure". Lund Institute of Technology, Division of Structural Engineering. Lund.
- (24) ANDERSEN, P. R. "Tolerances in Building. Economical principles for acceptance".
- (25) CALAVERA, J. "La influencia de las variaciones resistentes de los materiales y de las variaciones dimensionales de las piezas de hormigón armado sobre su capacidad resistente". Monografías IETCC n° 324. Madrid.
- (26) THOROGOOD, R. P.: "Accuracy of in-situ concrete". Building Research Establishment Paper - CP 99/75 Dec. 1975. Waterford.
- (27) VOVES, B.: "Informations on the deviations and tolerances for building and concrete structures in Czechoslovakia".
- (28) WILLEN, N. E.: "Commentaries of N. E. Willen on Swedish Standard Proposals 110/8, 206/10, 305/7 and 563/7".
- (29) ADAM, M. "Tolerances dimensionnelles du Gros Oeuvre des Bâtiments Traditionnels ou Assimilés. Application aux Façades". Annales de L'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n° 351, Juin 1977, pp. 71-86.
- (30) BERG, J. den, LINDBERG, A., RISBERG, T. "Observation de la précision dimensionnelle dans un ensemble administratif de Stockholm". Cahiers CSTB n° 171 - Juillet/Août 1976.
- (31) DRYSDALE, R. G. "Placement errors for reinforcing in concrete columns". ACI Journal - January 1975.

ALGUNAS DE DE MAS SOLIDAS



SCANIA



MERCEDES



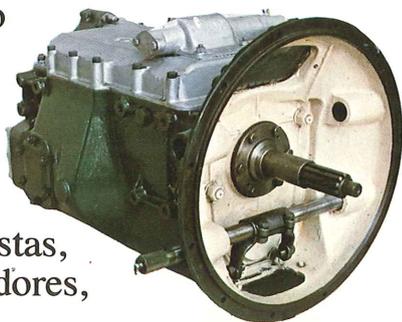
VOLVO

Estas marcas y pocas más son las que en mayor escala han contribuido al progreso del transporte en el mundo.

En los cinco continentes sus camiones están acercando los bienes y las técnicas, creando riqueza y aumentando la calidad de la vida.

Camiones de confianza

Son marcas extendidas por toda la tierra, conocidas y apreciadas por los transportistas, ya sean tradicionales o innovadores,



operen en largas o en cortas distancias, trabajen en obras o estén atravesando

desiertos. Como los camiones

Dodge. Fabricados en 11 países, entre ellos España, y conocidos y apreciados en todas partes.



LAS MARCAS CAMIONES DEL MUNDO



Utilizamos sólo lubricantes **CEPSA**



Camiones Dodge



**CHRYSLER
ESPAÑA**

Primeros en tecnología

Por su tradicional fiabilidad mecánica,
por la fortaleza de su construcción
y por su avanzado equipo tecnológico.



Y también
por el eficaz
servicio
postventa,
profesional
y respetuoso
con el

cliente, que siempre ha prestado y que le
ha dado fama.

Dodge es una acreditada marca
internacional al servicio de los camiones
españoles. Para propiciar su crédito
exterior y para asegurar su competitividad
en nuestro país, como una alternativa
sólida ante las mejores marcas del mundo.

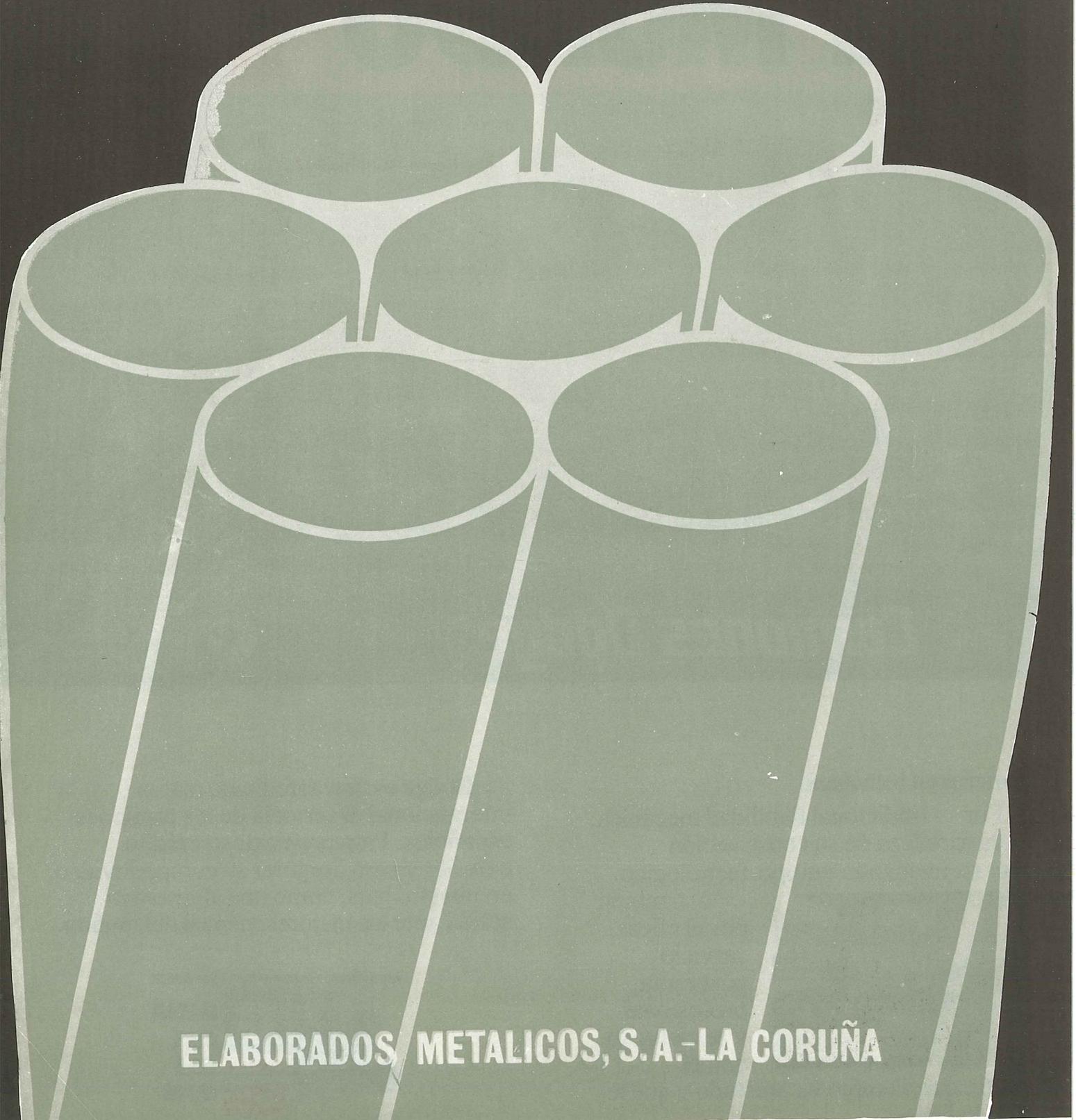


**LLEVAN
MAS,
MAS
LEJOS**

EMESA

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

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

Control de calidad. Seguridad estructural en elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado (*).

Por Vicente Solana,
Ingeniero de Caminos
Instituto Eduardo Torroja

Sinopsis

En este trabajo se desarrolla un método teórico de aproximación al conocimiento de la seguridad estructural de una producción industrial de elementos prefabricados de hormigón armado y pretensado. El método es aplicado cuando una muestra de la población de elementos estructurales de una producción industrial es sometida a ensayos de control de calidad. Los elementos estructurales considerados en la muestra no tienen que ser necesariamente iguales. Las propiedades de los elementos estructurales son definidas mediante los parámetros de utilización establecidos por los fabricantes para cada elemento. Se realiza el análisis probabilístico de los resultados obtenidos de los ensayos de control de calidad relacionados con los parámetros de utilización de cada elemento. Se obtienen, siguiendo métodos de cálculo probabilistas, las probabilidades de rotura y de fisuración de los elementos estructurales de la población examinada correspondientes a un campo de utilización específico. El método es aplicado a los casos de producciones industriales de viguetas autoportantes y de viguetas semirresistentes de hormigón pretensado. Se consideran muestras totales y reducidas de cada una de las poblaciones examinadas. Para cada producción industrial se dibujan diagramas de probabilidades de fisuración y de ruina en función de coeficientes de utilización efectiva de los elementos estructurales. El método proporciona una base racional para la adecuación de reglas semiempíricas de control de calidad.

1. INTRODUCCION

La seguridad de las estructuras y de los elementos que las componen han sido objeto de un gran número de estudios que han sido resumidos recientemente en (1). Estos estudios han conducido, en el estado actual de conocimiento, a la aceptación de los métodos de cálculo semiprobabilistas aplicados al análisis y determinación de los estados límites de servicio y de los estados límites últimos en las estructuras. Tales métodos constituyen el fun-

(*)Agradecemos a la Institución de Ingenieros Civiles Británica la autorización para publicar en Hormigón y Acero, la versión en español de este trabajo, preparada por el propio autor, Sr. Solana, y que con el título "Quality Control Safety in Precast Concrete Members", ha aparecido en la revista "Proceedings of the Institution of Civil Engineers", Part 2, Research and Theory (Paper 8021). Septiembre 1977.

damento de los códigos modernos, relativos al cálculo y a la ejecución de estructuras de hormigón armado y pretensado, en numerosos países, entre ellos España, e igualmente, de acuerdo con los últimos desarrollos conocidos de la teoría de seguridad de estructuras, están siendo adoptados en los proyectos de Recomendaciones Internacionales que se elaboran actualmente (2).

Sin embargo un hecho está llegando a ser evidente: no basta con la aplicación de los métodos de cálculo semiprobabilistas unida al control de los materiales empleados en la ejecución de una estructura, sino que resulta también necesario llevar a cabo un control de las características resistentes de los mismos elementos estructurales. Desde 1971, han sido elaboradas en España diferentes Recomendaciones para realizar el control de calidad de distintos elementos estructurales, que reflejan el hecho antes indicado. Estas Recomendaciones han sido preparadas por comisiones mixtas de trabajo constituidas por fabricantes, representantes de organizaciones oficiales y por laboratorios o Centros de Investigación Técnica.

En este estudio nos referimos a las Recomendaciones para la fabricación de viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado (3), empleadas en forjados de estructuras, campo éste en el que se ha logrado hasta ahora mayor experiencia en la práctica del control de calidad de elementos estructurales prefabricados (véase nota 1).

El control de calidad de una producción industrial de elementos estructurales, relativo a las características resistentes de tales elementos, se realiza estableciendo previamente especificaciones de ensayo y reglas de control que permiten la comprobación de los parámetros de utilización definidos por los fabricantes. Las especificaciones de ensayo y, principalmente, las relaciones (o coeficientes) de seguridad exigidos para los estados límites de servicio y los estados últimos observados en cada ensayo en relación con los parámetros de utilización, han sido establecidos en las Recomendaciones utilizando criterios de tipo semiempírico.

Este tipo de control, de elementos estructurales, plantea dos problemas en relación con la seguridad estructural:

— Determinar cuál es la relación existente entre los métodos de cálculo semiprobabilistas fijados en los Códigos y aquellas especificaciones de ensayo y de control de las propiedades mecánicas de los elementos estructurales dadas en las Recomendaciones para control de calidad.

— Establecer una base y métodos de análisis racionales para fijar las mismas especificaciones de control y especialmente cuáles deben ser las relaciones de seguridad referidas a los parámetros de utilización a ser comprobados.

El progreso de las teorías de control de calidad y el desarrollo de su aplicación práctica requiere la solución a los dos problemas enunciados.

En el caso de una producción industrial de elementos prefabricados o semiprefabricados de hormigón armado y pretensado sometida a control de calidad, se verá, cómo es posible analizar la seguridad estructural de una manera, que difiere de los métodos semiprobabilistas seguidos usualmente, y que presenta considerables ventajas.

Nota nº 1:

En la referencia (5), páginas 150 y 151, apartado nº 2, se resumen el tipo de control y los ensayos realizados para la obtención del Sello de Calidad CIETAN de acuerdo con las Recomendaciones (3), véase la notación correspondiente en la pág. 160 de la referencia citada que explica los símbolos allí utilizados, diferentes de los empleados en este estudio.

Las relaciones de seguridad utilizadas son dadas en la tabla (1) de la misma referencia (5).

2. DESCRIPCION DE UNA PRODUCCION INDUSTRIAL

Considerese una población B de elementos estructurales, no necesariamente similares, de una producción industrial, en un campo específico de uso. La población B así definida, puede corresponder a un tipo único de elementos o a varios tipos de elementos estructurales de utilización análoga, comprendidos en una producción nacional o regional. La descripción de las propiedades o características resistentes de cada miembro B_i de la población anterior, puede hacerse de formas muy diferentes. Se seguirá aquí el criterio usual simplificado de emplear parámetros de utilización independientes para describir las características resistentes de un elemento y de todos los similares a él.

Cada elemento estructural B_i está caracterizado por una serie de parámetros de utilización independientes $K_{U1,i}$; $K_{U2,i}$; ... $K_{Un,i}$, asignados por el fabricante y definidos en los catálogos técnicos. Estos parámetros corresponden a aquellos valores de las solicitaciones máximas que pueden alcanzarse en un elemento estructural para las diferentes combinaciones de acciones, definidas estas según sus valores característicos, que deben ser considerados en cada caso.

Así, en el caso de una producción de viguetas pretensadas prefabricadas empleadas en forjados, a cada elemento estructural deben ser asignados cuatro parámetros de utilización independientes: $M_{U,i}$, $V_{UA,i}$, $V_{UB,i}$ y $V_{UC,i}$. Estos parámetros son equivalentes respectivamente al momento flector útil y a los esfuerzos cortantes útiles en cada una de las regiones A, B y C del elemento estructural.

Se entenderá aquí que dos o más elementos estructurales son similares, cuando los parámetros de utilización que los definen son idénticos. En caso contrario, esto es, cuando al menos uno de los $K_{Un,i}$ parámetros es diferente, los elementos serán considerados como no similares.

3. CONTROL DE LAS PROPIEDADES RESISTENTES

Ensayos de control

Admitamos que B' representa una muestra de la población anterior B, constituida por los elementos estructurales sometidos a ensayos de control.

Generalmente, el control de las propiedades mecánicas de los elementos B_i se hace estableciendo un tipo de ensayo de control para comprobar cada uno de los parámetros de utilización $K_{Un,i}$. Cada tipo de ensayo de control, a su vez, es definido por un esquema o disposición de las cargas a ser aplicadas en cada elemento, que designaremos con el mismo subíndice n que el del parámetro de utilización $K_{Un,i}$ correspondiente. Así, los esquemas de aplicación de cargas q_1 , q_2 , ... q_n corresponden respectivamente a los parámetros de utilización $K_{U1,i}$; $K_{U2,i}$; ... $K_{Un,i}$. Por conveniencia utilizaremos una notación más general para designar los parámetros de utilización, que indique directamente cuál es el esquema de cargas aplicado correspondiente a cada parámetro; de esta manera los parámetros de utilización serán designados por $K_{Uq1,i}$; $K_{Uq2,i}$; ... $K_{Uqn,i}$, señalando cada uno el esquema de cargas en el ensayo de control correspondiente.

Sean B'_{q1} , B'_{q2} , ... B'_{qn} aquellas particiones de la muestra B' que corresponden a las poblaciones de elementos que sean sometidos a cada uno de los ensayos de control q_1 , q_2 , ... q_n .

En el caso de elementos estructurales de hormigón armado y pretensado sometidos a esfuerzos de flexión, serán necesarios como mínimo dos parámetros para definir las propiedades resistentes encontradas en un ensayo de control: resistencia a rotura y resistencia a la fisuración.

Sean $K_{Robs,q1}$, $K_{Robs,q2}$, ... $K_{Robs,qn}$ los parámetros que designan las resistencias a rotura observadas respectivamente en los ensayos de control q_1 , q_2 , ... q_n .

Sean $K_{Wobs,q1}; K_{Wobs,q2}; \dots K_{Wobs,qn}$, los parámetros que corresponden a la observación de un estado de fisuración en cada uno de los ensayos $q_1, q_2, \dots q_n$; el subíndice W, genérico, indica el valor medio de la apertura de fisuras, medida a nivel de armaduras, en una región del elemento sometido a ensayo.

Relaciones paramétricas y distribuciones estadísticas

Definamos las relaciones paramétricas $\lambda_{Robs,qn}$ y $\lambda_{Wobs,qn}$ de modo que para cada elemento estructural $B'_{qn,i}$, tales relaciones se establecen según las expresiones siguientes:

$$\lambda_{Robs,qn,i} = \frac{K_{Robs,qn,i}}{K_{Uqn,i}} \quad [1]$$

$$\lambda_{Wobs,qn,i} = \frac{K_{Wobs,qn,i}}{K_{Uqn,i}}$$

Sean $\Phi_{\lambda Robs,qn}(\lambda)$ y $\Phi_{\lambda Wobs,qn}(\lambda)$ las funciones de distribución de probabilidad de las relaciones paramétricas anteriores obtenidas a partir de los resultados de los ensayos de control en una muestra B'_{qn} suficientemente amplia,

$$\Phi_{\lambda Robs,qn}(\lambda) = \text{Prob}(\lambda_{Robs,qn} \leq \lambda) \quad [2]$$

$$\Phi_{\lambda Wobs,qn}(\lambda) = \text{Prob}(\lambda_{Wobs,qn} \leq \lambda)$$

La función de distribución $\Phi_{\lambda Robs,qn}(\lambda)$ corresponde a la probabilidad de que un elemento estructural perteneciente a B'_{qn} , caracterizado por un parámetro de utilización K_{Uqn} , tenga una resistencia última igual o menor que el valor λK_{Uqn} . De igual forma, la función de distribución $\Phi_{\lambda Wobs,qn}(\lambda)$ representa la probabilidad de que en un elemento estructural perteneciente a B'_{qn} , caracterizado por un parámetro de utilización K_{Uqn} , la sollicitación que determina un estado de fisuración W, sea igual o menor que el valor λK_{Uqn} .

Admitamos que las funciones estadísticas de distribución de probabilidad $\Phi_{\lambda Robs,qn}(\lambda)$ y $\Phi_{\lambda Wobs,qn}(\lambda)$ pueden ser empleadas para representar las funciones de distribución de la población industrial B analizada.

4. SOLICITACIONES MAXIMAS Y FUERZAS EQUIVALENTES

Sean $K_{Sqn,i}(\tau)$ los parámetros correspondientes a la sollicitación máxima en cada instante τ , para un esquema de carga q_n , cuando se utiliza el elemento estructural B_i . De acuerdo con (2), es necesario considerar dos tipos de parámetros, que designaremos $K_{Smáx,qn,i}(\tau)$ y $K_{Sser,qn,i}(\tau)$, según sean las acciones consideradas en cada estado de carga en el instante τ . El primero de estos parámetros corresponde a las acciones de máximos periódicos (1) y el segundo a las acciones en un estado de servicio, cualesquiera que sean estas acciones de carácter frecuente o permanente.

Definamos las relaciones paramétricas $\lambda_{Smáx,qn}(\tau)$ y $\lambda_{Sser,qn}(\tau)$ de tal forma que para cada elemento estructural B_i se establecen según las expresiones siguientes:

$$\lambda_{Smáx,qn,i}(\tau) = \frac{K_{Smáx,qn,i}(\tau)}{K_{Uqn,i}} \quad [3]$$

$$\lambda_{Sser,qn,i}(\tau) = \frac{K_{Sser,qn,i}(\tau)}{K_{Uqn,i}}$$

Supongamos que son conocidas las funciones de distribución de probabilidad $\Phi_{\lambda_{S_{\max, qn}}}(\lambda)$ y $\Phi_{\lambda_{S_{ser, qn}}}(\lambda)$ en cada instante de todos los elementos de la población B.

$$\begin{aligned}\Phi_{\lambda_{S_{\max, qn}}}(\lambda, \tau) &= \text{Prob} [\lambda_{S_{\max, qn}}(\tau) \leq \lambda] \\ \Phi_{\lambda_{S_{ser, qn}}}(\lambda, \tau) &= \text{Prob} [\lambda_{S_{ser, qn}}(\tau) \leq \lambda]\end{aligned}\tag{4}$$

Sean $F_{S_{\max, qn i}}(\tau)$ y $F_{S_{ser, qn i}}(\tau)$ aquellas fuerzas que en la disposición correspondiente al ensayo q_n originan las sollicitaciones máximas $K_{S_{\max, qn i}}(\tau)$ y $K_{S_{ser, qn i}}(\tau)$ respectivamente.

Estas fuerzas son equivalentes a alguna de las posibles combinaciones de carga en el elemento estructural, la palabra equivalencia será entendida aquí en el sentido de que originan las mismas sollicitaciones máximas; las cargas sobre el elemento estructural, son las que actúan en un instante τ distribuidas a lo largo del elemento B_i .

De análoga forma, sean $F_{U_{qn, i}}$ aquellas fuerzas que en la disposición del esquema de carga q_n originan las sollicitaciones máximas que definen los parámetros de utilización $K_{U_{qn, i}}$.

A cada elemento estructural B_i pueden ser asociadas las relaciones paramétricas de fuerzas equivalentes $\alpha_{S_{\max, qn i}}(\tau)$ y $\alpha_{S_{ser, qn i}}(\tau)$, tales que:

$$\begin{aligned}\alpha_{S_{\max, qn i}}(\tau) &= \frac{F_{S_{\max, qn i}}(\tau)}{F_{U_{qn, i}}} \\ \alpha_{S_{ser, qn i}}(\tau) &= \frac{F_{S_{ser, qn i}}(\tau)}{F_{U_{qn, i}}}\end{aligned}\tag{5}$$

De acuerdo con lo anterior, tanto las relaciones paramétricas de sollicitaciones máximas como las relaciones paramétricas de fuerzas equivalentes, referentes ambas a los esquemas de carga q_n , son definidas por medio de procesos estocásticos representados por las funciones [3] y [5] respectivamente.

5. EL CASO DE LINEALIDAD. HIPOTESIS

En el caso de linealidad entre las sollicitaciones máximas y las fuerzas equivalentes, deben verificarse las condiciones siguientes:

$$\begin{aligned}\lambda_{S_{\max}} &= \alpha_{S_{\max}} \\ \lambda_{S_{ser}} &= \alpha_{S_{ser}}\end{aligned}\tag{6}$$

Las condiciones [6] se presentan en el caso de elementos estructurales isostáticos. Sin embargo, para elementos hiperestáticos, en los cuales ocurre la redistribución de esfuerzos en el elemento, las relaciones entre las sollicitaciones máximas y las fuerzas equivalentes son no lineales y por tanto deberán ser considerados los dos procesos λ_S y α_S .

Lo que sigue se refiere exclusivamente al caso en que existe linealidad, para el cual los dos procesos λ_S y α_S son idénticos.

Una hipótesis de simplificación para los procesos $\alpha_{S_{\max, qn}}(\tau)$ y $\alpha_{S_{\text{ser}, qn}}(\tau)$ es admitir que son estacionarios, ergódicos y no correlacionados.

En esta hipótesis, se verifican las siguientes identidades:

$$\Phi_{\alpha_{S_{\max, qn}}}(\lambda, \tau) = \Phi_{\alpha_{S_{\max, qn}}}(\lambda, \tau + h) = \Phi_{\alpha_{S_{\max, qn}}}(\lambda, 0) \quad [7]$$

$$\Phi_{\alpha_{S_{\text{ser}, qn}}}(\lambda, \tau) = \Phi_{\alpha_{S_{\text{ser}, qn}}}(\lambda, \tau + h) = \Phi_{\alpha_{S_{\text{ser}, qn}}}(\lambda, 0)$$

$$\Phi_{\alpha_{S_{\max, qn}}}(\lambda, \tau) = \Phi_{\alpha_{S_{\max, qn i}}}(\lambda, \tau) \quad [8]$$

$$\Phi_{\alpha_{S_{\text{ser}, qn}}}(\lambda, \tau) = \Phi_{\alpha_{S_{\text{ser}, qn i}}}(\lambda, \tau)$$

Las expresiones [7] indican que las funciones de distribución de probabilidad de las relaciones paramétricas $\alpha_{S_{\max, qn}}$ y $\alpha_{S_{\text{ser}, qn}}$ para todos los elementos de la población B son independientes del instante τ considerado.

Las expresiones [8] determinan que las funciones de distribución de probabilidad de las relaciones paramétricas $\lambda_{S_{\max, qn}}$ y $\lambda_{S_{\text{ser}, qn}}$ de la población B en cada instante son idénticas a las funciones de distribución de probabilidad de las mismas relaciones paramétricas en el tiempo para un elemento estructural cualquiera B_i .

En orden a analizar las combinaciones de acciones ha sido necesario en la teoría de seguridad de las estructuras establecer la hipótesis básica de que las acciones de máximos periódicos sobre una población de elementos similares pueden ser representadas por un proceso estocástico, estacionario, ergódico y no correlacionado (véase ref. 4).

Por esta razón, se supone que las distribuciones estadísticas de las acciones de máximos periódicos en una población de elementos similares son independientes del tiempo y que tales distribuciones son idénticas a las distribuciones de las mismas acciones en cada uno de los elementos de la población considerada.

Si las fuerzas equivalentes $F_{S_{\max, qn i}}(\tau)$ correspondientes a un elemento B_i según un esquema de carga q_n son obtenidas por una transformación lineal de las acciones de máximos periódicos en el mismo elemento, resulta entonces evidente que el proceso estocástico $\alpha_{S_{\max, qn}}(\tau)$ correspondiente a la población de elementos similares a B_i es estacionario, ergódico y no correlacionado.

Teniendo en cuenta que los tipos de distribuciones estadísticas contenidas en los códigos para definir las acciones de máximos periódicos corresponden a un campo específico de utilización de los elementos, el cual incluye elementos no similares, resulta posible extender las propiedades anteriores relativas al proceso $\alpha_{S_{\max, qn}}(\tau)$ a todos los miembros de la población B.

Por tanto, se concluye que la hipótesis de simplificación determinada por las expresiones [7] y [8] constituye una generalización de la hipótesis básica establecida para las acciones de máximos periódicos en el caso de una población de elementos similares.

A causa de lo anterior, si la función de distribución de probabilidad de las acciones de máximos periódicos es normal, entonces las distribuciones $\Phi_{\lambda_{S_{\max, qn i}}}(\lambda, \tau)$ y $\Phi_{\lambda_{S_{\max, qn}}}(\lambda, 0)$ son también normales.

A falta de una caracterización de las acciones de servicio en (1) y (2) análoga a la de las acciones de máximos periódicos, es posible admitir la generalización de las hipótesis dadas en [7] y [8] a las relaciones paramétricas $\lambda_{S_{ser}, q_n}(\tau)$.

6. PROBABILIDADES DE FISURACION Y DE ROTURA

En general y debido a que los fabricantes establecen valores discretizados de los parámetros de utilización K_{U, q_n} , no será posible emplear los elementos estructurales de forma que los parámetros de utilización efectiva sean estrictamente iguales a K_{U, q_n} . Llamando K_{Ue, q_n} a los parámetros de utilización efectiva correspondientes al uso real de los elementos estructurales, deberá verificarse en general que:

$$K_{Ue, q_n i} \leq K_{U, q_n i} \quad [9]$$

El problema que esto plantea puede ser obviado si la probabilidad de rotura de un elemento genérico B_i se determina suponiendo que todos los elementos de la población B son utilizados de la misma manera. Entonces tenemos:

$$K_{Ue, q_n i} = \beta_{q_n} \cdot K_{U, q_n i} \quad [10]$$

Esta probabilidad debe ser claramente diferenciada de la probabilidad de rotura de un elemento cualquiera B_i cuando todos los elementos se consideran tal como son realmente utilizados. Entonces tenemos,

$$K_{Ue, q_n i} = \beta_{q_n, i} \cdot K_{U, q_n, i} \quad [11]$$

Sin embargo, lo que interesa realmente al proyectista y lo que es el objeto de este estudio, es la determinación de la probabilidad de rotura calculada de acuerdo con la condición [10] adoptando un factor β_{q_n} constante para todos los elementos de la población.

La condición de rotura de un elemento en cada instante, para un esquema de carga q_n , es dada por la expresión:

$$K_{Robs, q_n i} < K_{Smax, q_n i}(\tau) \quad [12]$$

o análogamente, por la siguiente expresión:

$$\lambda_{Robs, q_n i} < \lambda_{Smax, q_n i}(\tau) \quad [13]$$

La probabilidad de rotura para un elemento cualquiera de la población B en cada instante, resulta por tanto definida por:

$$P_{R, q_n}(\tau) = \text{Prob} [\lambda_{Robs, q_n} < \lambda_{Smax, q_n}(\tau)] \quad [14]$$

Siguiendo a (4) y admitiendo la independencia de λ_{Robs, q_n} y $\lambda_{Smax, q_n i}(\tau)$, la probabilidad de rotura se obtiene según la ecuación siguiente:

$$P_{R, q_n}(\tau) = \int_0^{\infty} \Phi_{\lambda_{Robs, q_n}}(\lambda) \psi_{\lambda_{Smax, q_n}}(\lambda, \tau) d\lambda \quad [15]$$

donde $\psi_{\lambda_{Smax,qn}}(\lambda, \tau)$ es la función de densidad de probabilidad correspondiente a la función de distribución definida por la ecuación [4].

De acuerdo con la hipótesis de simplificación establecida por [7] y [8], si el proceso $\lambda_{Smax,qn}(\tau)$ es estacionario, la probabilidad de rotura determinada según la expresión [15], es independiente de τ de modo que resulta:

$$P_{R,qn}(\tau) = P_{R,qn}(\tau + h) = P_{R,qn}(0) \quad [16]$$

De igual modo la condición de fisuración de un elemento de la población B en cada instante, para un esquema q_n de carga, es la siguiente:

$$K_{Wobs,qni} < K_{Sser,qni}(\tau) \quad [17]$$

o análogamente:

$$\lambda_{Wobs,qni} < \lambda_{Sser,qni}(\tau) \quad [18]$$

La probabilidad de alcanzar un estado de fisuración en un elemento cualquiera de B es determinado según la ecuación siguiente:

$$P_{W,qn}(\tau) = \int_0^{\infty} \Phi_{\lambda_{Wobs,qn}}(\lambda) \psi_{\lambda_{Sser,qn}}(\lambda, \tau) d\lambda \quad [19]$$

Debe tenerse en cuenta que $K_{Wobs,qni}$ depende de la edad del elemento estructural, por tanto la probabilidad de fisuración $P_{W,qn}(\tau)$ será dependiente del tiempo aunque el proceso $\lambda_{Sser,qn}(\tau)$ sea estacionario.

El problema de calcular las probabilidades de rotura y de fisuración queda reducido al conocimiento de las funciones de distribución de probabilidad de las relaciones paramétricas $\lambda_{Robs,qn}$ y $\lambda_{Wobs,qn}$ y de las funciones de densidad de las relaciones paramétricas $\lambda_{Smax,qn}$ y $\lambda_{Sser,qn}$.

En la práctica no resulta posible en el caso más general expresar las funciones de distribución $\Phi_{\lambda_{Wobs,qn}}(\lambda)$ y $\Phi_{\lambda_{Robs,qn}}(\lambda)$ de acuerdo con los tipos conocidos de funciones de distribución.

Sin embargo, en algunos casos puede ser obtenido, según veremos, que las colas inferiores de las funciones de distribución de $\lambda_{Robs,qn}$ y $\lambda_{Wobs,qn}$ se ajusten a tipos de funciones de distribución conocidos. Entonces las integrales de convolución [15] y [19] pueden ser calculadas de una forma aproximada reemplazando las funciones de distribución $\Phi_{\lambda_{Wobs,qn}}(\lambda)$ y $\Phi_{\lambda_{Robs,qn}}(\lambda)$ por aquellas que se ajustan a las colas inferiores.

Analizaremos ahora las funciones de densidad de las relaciones paramétricas $\lambda_{Smax,qn}$ y $\lambda_{Sser,qn}$. Según la hipótesis de linealidad [6] tenemos:

$$\begin{aligned} \psi_{\lambda_{Smax,qn}}(\lambda, \tau) &= \psi_{\alpha_{Smax,qn}}(\lambda, \tau) \\ \psi_{\lambda_{Sser,qn}}(\lambda, \tau) &= \psi_{\alpha_{Sser,qn}}(\lambda, \tau) \end{aligned} \quad [20]$$

Así para calcular las integrales de convolución [15] y [19] las funciones de densidad de las relaciones $\lambda_{Smax,qn}$ y $\lambda_{Sser,qn}$ pueden ser reemplazadas por las densidades de probabilidad, de las relaciones paramétricas $\alpha_{Smax,qn}$ y $\alpha_{Sser,qn}$.

PERIODO DE RETORNO

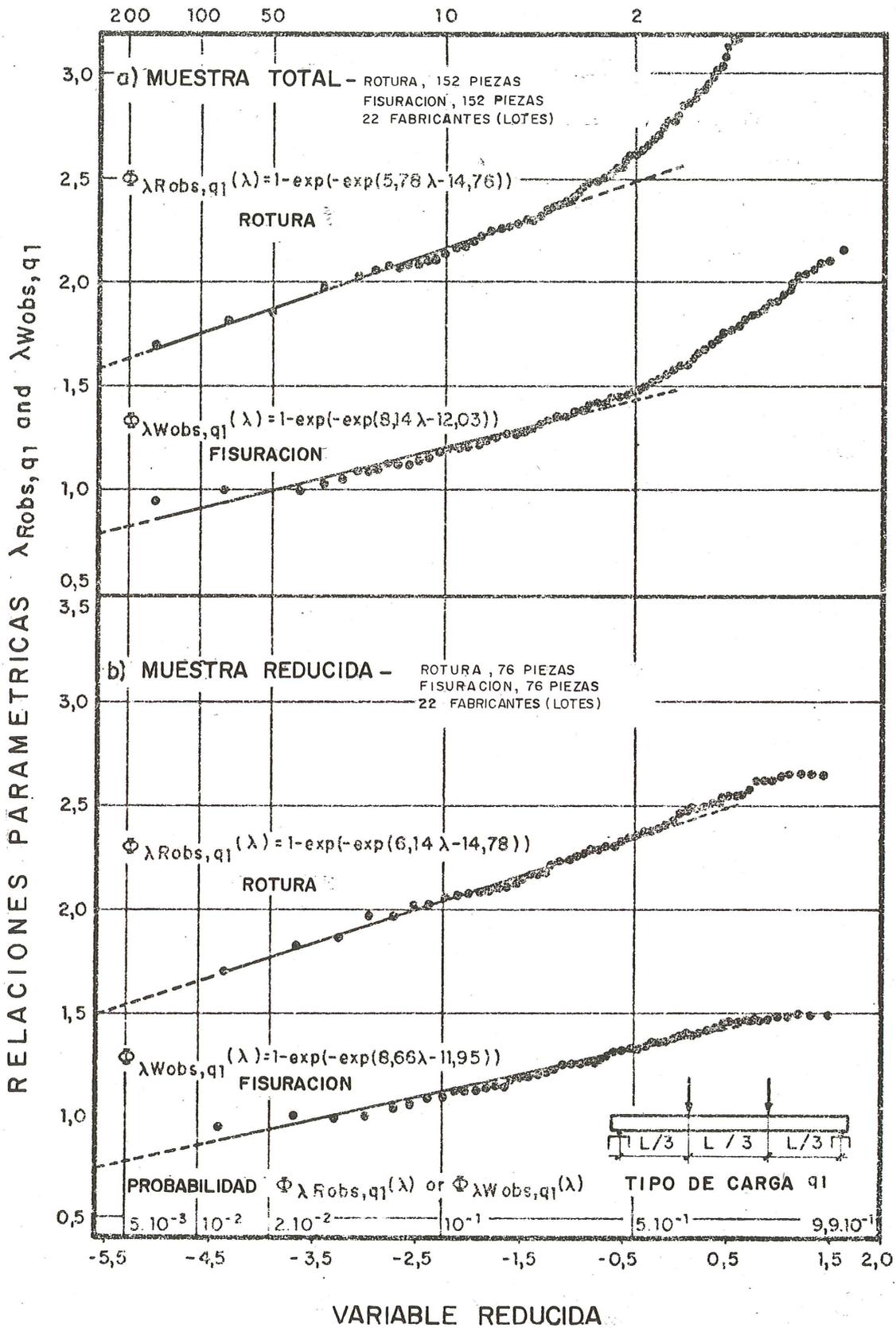


Fig. 1.a.

Y de otra parte, de acuerdo con las hipótesis de simplificación dadas por [7] y [8], para los procesos $\alpha_{S_{max},qn}(\tau)$ y $\alpha_{S_{ser},qn}(\tau)$ las densidades de probabilidad de las relaciones $\alpha_{S_{max},qn}$ y $\alpha_{S_{ser},qn}$ para todos los elementos de la población B son idénticos en cada instante a las funciones de densidad de las mismas relaciones paramétricas en el tiempo para un elemento cualquiera B_i .

$$\begin{aligned}\psi_{\alpha_{S_{max},qn}}(\lambda, 0) &= \psi_{\alpha_{S_{max},qn i}}(\lambda, \tau) \\ \psi_{\alpha_{S_{ser},qn}}(\lambda, 0) &= \psi_{\alpha_{S_{ser},qn i}}(\lambda, \tau)\end{aligned}\quad [21]$$

Teniendo en cuenta que estos procesos son no correlacionados, las funciones $\psi_{\alpha_{S_{max},qn i}}(\lambda, \tau)$ y $\psi_{\alpha_{S_{ser},qn i}}(\lambda, \tau)$ serán independientes del tiempo, pudiendo en ellas omitirse la variable τ .

Finalmente las densidades de probabilidad $\psi_{\alpha_{S_{max},qn i}}(\alpha)$ y $\psi_{S_{ser},qn i}(\alpha)$ serán obtenidas directamente de las funciones de densidad de probabilidad de las acciones en un elemento B_i que se establecen en los códigos. Para ello es necesario utilizar las expresiones [5] y la linealidad entre las acciones y las fuerzas equivalentes para un esquema de carga q_n .

Aplicamos lo anterior al caso en que la distribución estadística de las acciones de máximos periódicos es normal y viene definida por un coeficiente de variación y por el valor característico correspondiente al cuantil 95 por 100, tal como es usual.

Haciendo:

$$k = \frac{F_{U_{qn,i}} - \bar{F}_{S_{max},qn i}}{\sigma_{S_{max},qn i}} \quad [22]$$

donde $\bar{F}_{S_{max},qn i}$ y $\sigma_{S_{max},qn i}$ corresponden al valor medio y a la desviación de las fuerzas equivalentes para un esquema q_n de carga.

Para la función de densidad de $\alpha_{S_{max},qn i}$, se obtiene la expresión:

$$\begin{aligned}\psi_{\alpha_{S_{max},qn i}}(\alpha) &= \frac{1}{\sqrt{2\pi}} \left(k + \frac{1}{\delta_{FS_{max},qn i}} \right) \\ &\exp \left[- [\alpha (1 + k \delta_{FS_{max},qn i}) - 1]^2 / 2 \delta_{FS_{max},qn i}^2 \right]\end{aligned}\quad [23]$$

donde $\delta_{FS_{max},qn i}$ es el coeficiente de variación de las fuerzas equivalentes a las acciones de máximos periódicos, para un esquema de carga q_n , en cada elemento B_i , el cual es análogo al coeficiente de variación de las acciones de máximos periódicos en el mismo elemento.

De acuerdo con [23] la función de densidad de probabilidad de la relación paramétrica $\alpha_{S_{max},qn i}$ puede ser dada como una función del coeficiente de variación de las acciones, el cual es establecido en los códigos.

De esta forma la probabilidad de rotura puede ser calculada resolviendo la integral de convolución [15], tomando las ecuaciones [20] y [21], así como teniendo en cuenta las consideraciones dadas anteriormente para la función de distribución de probabilidad $\Phi_{\lambda R_{qn}}(\lambda)$.

De la misma forma puede ser calculada la probabilidad de fisuración.

De acuerdo con la definición de los parámetros de utilización y de la definición de F_{Uqn} , se verifica lo siguiente:

$$F_{Uqni} = (F_{Smax,qni})_{0,95} \quad [24]$$

donde $(F_{Smax,qni})_{0,95}$ corresponde al cuantil 95 por 100 de las fuerzas equivalentes a las acciones de máximos periódicos. Si este es el caso, el valor del parámetro k dado en [22] corresponde para una distribución normal de las acciones a 1,6448.

Generalmente considerando los parámetros de utilización efectiva, de acuerdo con [10] se verifica lo siguiente:

$$F_{Ue,qni} = \beta_{qn} \cdot F_{U,qni} \quad [25]$$

De este modo, el parámetro k en [22] será una función de β_{qn} donde:

$$k(\beta_{qn}) = \frac{(1/B_{qn}) \cdot (F_{Smax,qni})_{0,95} - \bar{F}_{Smax,qni}}{\sigma_{F_{Smax,qni}}} \quad [26]$$

Así, la probabilidad de rotura será una función de β_{qn} y del mismo modo lo será la probabilidad de fisuración.

Es necesario añadir una observación. Normalmente, el valor de $(F_{Smax,qni})_{0,95}$ en [24], en el caso de combinación de acciones, es obtenido generalmente como suma de los valores característicos de cada clase de acción considerada. Esta simplificación modifica ligeramente la probabilidad calculada, como puede verse en (4).

7. APLICACION PRACTICA

La teoría desarrollada en los apartados anteriores, se aplica a continuación al análisis de la seguridad estructural de dos producciones industriales de elementos prefabricados de hormigón pretensado sometidas a ensayos de control de acuerdo con las Recomendaciones (5). Una producción corresponde a viguetas autorresistentes y la otra a viguetas semirresistentes hormigonadas con la cabeza de compresión homologada.

Las poblaciones examinadas en cada caso corresponden a muestras de cada una de las producciones de tales elementos, no necesariamente similares, en España procedentes de diferentes fabricantes.

El control de las propiedades resistentes de los elementos estructurales se realiza mediante ensayos normalizados de flexión y de cortadura. El ejemplo aquí desarrollado se refiere únicamente a los resultados de los ensayos de flexión realizados según un esquema de cargas, que designaremos q_1 , aplicadas a los tercios de la luz del vano del elemento apoyado en sus extremos.

En la referencia (5) se ha dado el análisis probabilístico de los resultados de ensayos disponibles. Las relaciones paramétricas $\lambda_{Robs,q1}$ y $\lambda_{Wobs,q1}$, correspondientes al esquema de carga q_1 , se definen para cada elemento B_{q1}^2 por las expresiones siguientes:

PERIODO DE RETORNO

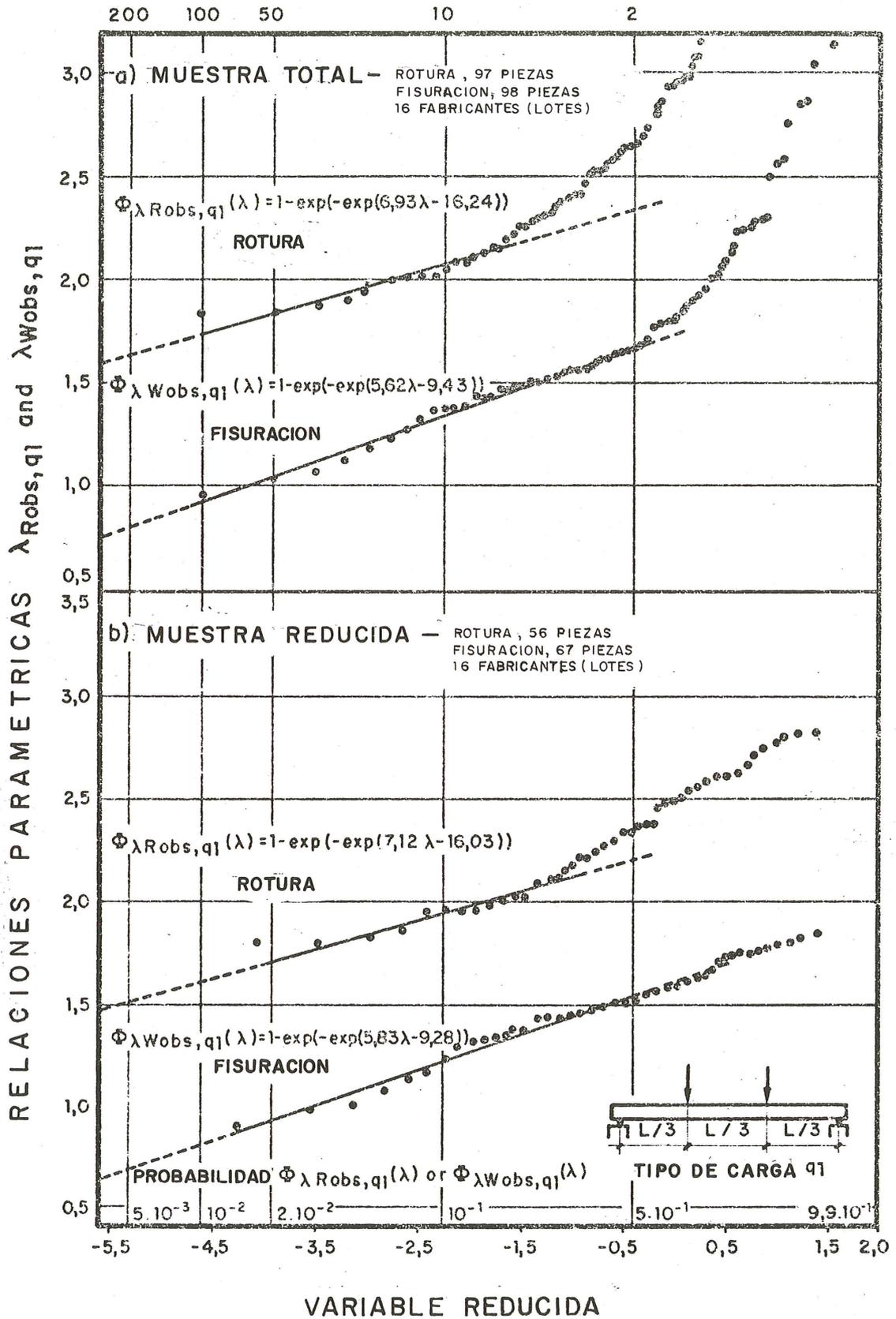


Fig. 1-b.

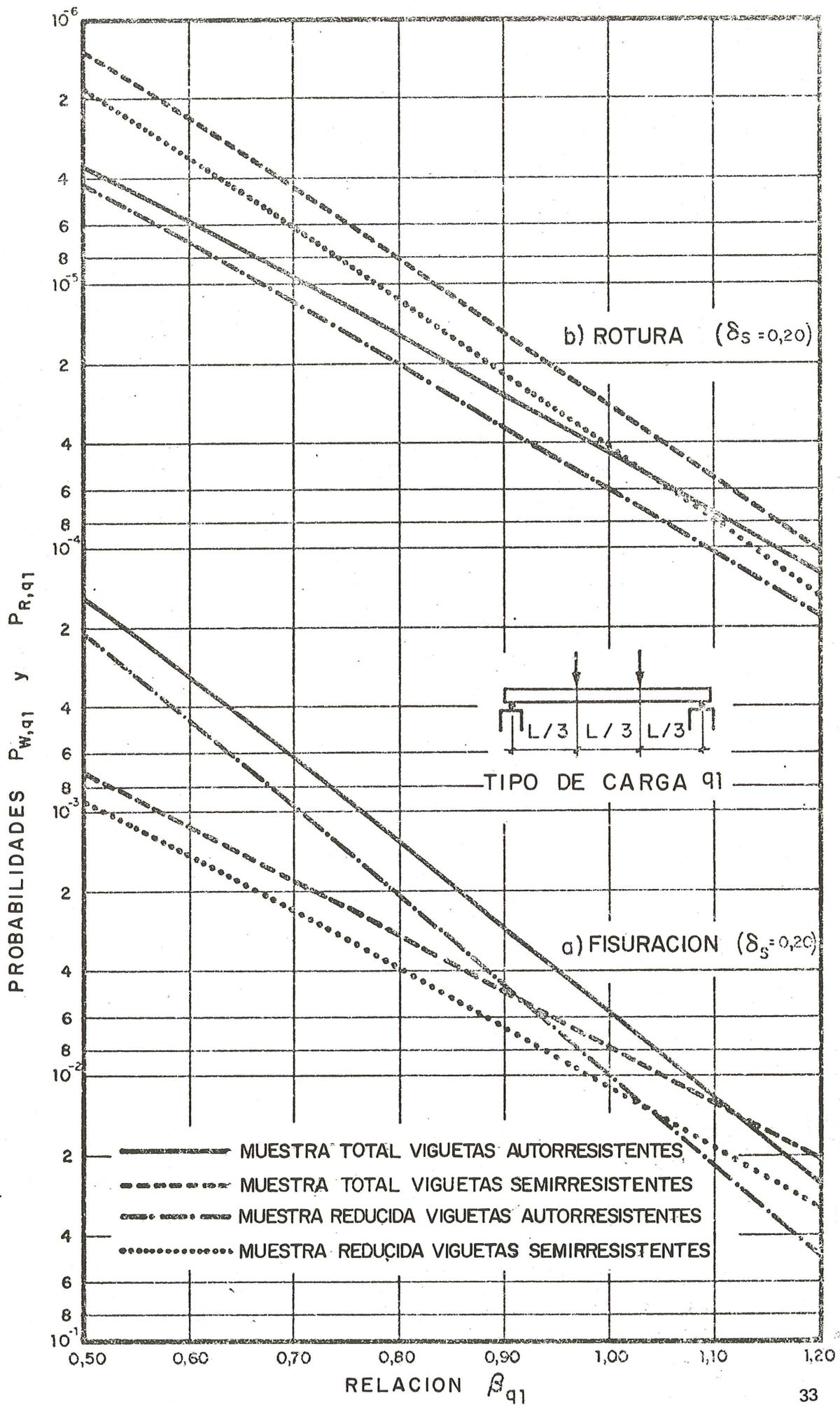


Fig. 2.

$$\lambda_{\text{Robs},q1 i} = \frac{M_{\text{Robs},q1 i}}{M_{\text{U},q1 i}}$$

[27]

$$\lambda_{\text{Wobs},q1 i} = \frac{M_{\text{Wobs},q1 i}}{M_{\text{U},q1 i}}$$

Las solicitaciones $M_{\text{Wobs},q1 i}$ corresponden a los estados de fisuración durante los ensayos en los que el espesor medio de fisuras, a nivel de armaduras, es de 0,1 mm.

Primeramente el análisis se hace sobre una muestra que corresponde, en cada caso, a la totalidad de los elementos ensayados. Después, teniendo en cuenta que los valores más altos de λ correspondientes a las relaciones $\lambda_{\text{Robs},q1}$ y $\lambda_{\text{Wobs},q1}$ no son representativos en un análisis de la seguridad estructural de las poblaciones examinadas y que estos valores pueden ser corregidos modificando en su caso los fabricantes los parámetros de utilización $M_{\text{U},q1}$, se extiende el análisis de cada producción a una muestra reducida de la población examinada.

De los diagramas de probabilidad, véase ref. (6), obtenidos para las muestras totales y reducidas de las viguetas autoportantes se encuentra que las colas inferiores de las funciones de distribución de probabilidad de las relaciones $\lambda_{\text{Robs},q1}$ y $\lambda_{\text{Wobs},q1}$ se ajustan a una recta, figura 1-a. En el caso de la muestra reducida se ha encontrado que se ajusta a una recta prácticamente la totalidad de la función de distribución, considerando reducida la muestra al 50 por 100 de los valores más bajos de todos los resultados disponibles para las relaciones paramétricas $\lambda_{\text{Robs},q1}$ y $\lambda_{\text{Wobs},q1}$.

El resultado es análogo en el caso de la muestra total de viguetas semirresistentes con cabeza de compresión homologada, figura 2-a. Sin embargo, en este caso, la función de distribución de $\lambda_{\text{Wobs},q1}$ y la cola inferior de la función de distribución de $\lambda_{\text{Robs},q1}$ de la muestra reducida se ajustan a una recta. Aquí el límite de la muestra reducida se ha tomado como aquel que corresponde al límite del ajuste lineal en la muestra total.

Las funciones de distribución de extremos Gumbell tipo I adoptadas en ambos casos, para las colas inferiores o para la totalidad de las funciones de distribución de probabilidad de $\lambda_{\text{Robs},q1}$ y $\lambda_{\text{Wobs},q1}$, son definidas por los datos indicados en la Tabla 1.

Las probabilidades de rotura $P_{\text{R},q1}$ y de fisuración $P_{\text{W},q1}$ asociadas al esquema de carga q_1 , calculadas, se representan en la figura 3 en función del coeficiente de utilización efectiva β_{q1} . En esta figura se dan las probabilidades de rotura y de fisuración correspondientes a las muestras totales y reducidas para cada una de las producciones de viguetas autorresistentes y semirresistentes. Estas funciones de probabilidad han sido calculadas considerando un coeficiente de variación de 0,20 y admitiendo una función de distribución normal de las acciones.

CONCLUSIONES

1°.— En este estudio se desarrolla una aproximación teórica a la seguridad estructural de una producción de elementos estructurales sometida a ensayos de control de calidad.

De acuerdo con métodos de cálculo probabilistas, este estudio conduce a la posibilidad de determinar las probabilidades de rotura y de fisuración de un elemento de la producción examinada. Tales probabilidades son asociadas a los esquemas de aplicación de carga q_n establecidos para verificar los parámetros de utilización $K_{\text{U}qn}$ asignados por los fabricantes.

TABLA 1
DATOS DE LAS FUNCIONES DE DISTRIBUCION DE PROBABILIDAD DE EXTREMOS DE
GUMBELL TIPO I A LAS QUE SE AJUSTAN LAS DISTRIBUCIONES DE LAS
RELACIONES PARAMETRICAS $\lambda_{Robs,q1}$ Y $\lambda_{Wobs,q1}$

Tipo de población (1)		Valor medio de λ		Cuantil 0,5 por 100		Coeficiente de variación	
		Fisuración (2)	Rotura (3)	Fisuración (4)	Rotura (5)	Fisuración (6)	Rotura (7)
a) Viguetas autorresistentes	Muestra total	1,41	2,45	0,83	1,64	0,11	0,09
	Muestra reducida	1,31	2,31	0,77	1,56	0,11	0,09
b) Viguetas semirresistentes con sección compuesta hormigonada	Muestra total	1,57	2,26	0,74	1,58	0,14	0,08
	Muestra reducida	1,49	2,17	0,68	1,51	0,14	0,08

Se han considerado para ello dos hipótesis:

- a) La linealidad entre los parámetros de solicitaciones máximas $K_{Smax,qn_i}(\tau)$ y $K_{Sser,qn_i}(\tau)$ y las fuerzas equivalentes, correspondientes a cada esquema de carga q_n , en cada elemento $F_{Smax,qn_i}(\tau)$ y $F_{Sser,qn_i}(\tau)$.
- b) La generalización de la hipótesis básica en la teoría de seguridad de estructuras, según la cual las acciones de máximos periódicos sobre un conjunto de elementos similares, pueden ser representadas por un proceso estocástico, estacionario, ergódico y no correlacionado, al conjunto de elementos no necesariamente similares de una producción industrial y al caso de las acciones de servicio.

La hipótesis a) es correcta en el caso de elementos isostáticos, al cual se hace aplicación de la teoría desarrollada. Es posible extender el estudio al caso más general de elementos hiperestáticos, sin embargo para ello sería necesario disponer de resultados de ensayos de control que permitan tal análisis, lo cual por el momento no es posible en los sistemas de control de calidad que se aplican actualmente.

2°.— Para determinar las probabilidades de rotura y de fisuración, es preciso conocer:

- Las funciones de distribución de probabilidad a las que se ajustan las colas inferiores de las funciones de distribución de las relaciones paramétricas $\lambda_{Robs,qn}$ y $\lambda_{Wobs,qn}$ deducidas de los ensayos de control.

En la aplicación desarrollada se ha encontrado que tales distribuciones, de acuerdo con los resultados disponibles, corresponden a funciones de distribución de extremos Gumbel tipo I de mínimos.

- Las densidades de probabilidad de las relaciones paramétricas $\lambda_{Smax,qn}$ y $\lambda_{Sser,qn}$ correspondientes a solicitaciones máximas. Estas funciones se deducen de las funciones de distribución de probabilidad de las acciones establecidas en los códigos. En el caso de que las funciones de distribución de acciones sean normales, la for-

mulación resulta sencilla. En este estudio se han adoptado tales tipos de funciones de distribución como posición de referencia en los cálculos efectuados en la aplicación práctica que se ha desarrollado.

3°.— Las probabilidades de ruina y de fisuración son asociadas a los esquemas de carga de los ensayos establecidos por las reglas de control de calidad. La elección que se haga de tales esquemas de carga modificará las probabilidades calculadas.

Para la mejor adecuación de las reglas de control, es posible seleccionar aquellos esquemas de carga que dieran resultados más desfavorables. En la práctica esto resulta complicado y es más conveniente aceptar convencionalmente los esquemas de aplicación de cargas más usuales en los ensayos de los elementos de que se trate.

4°.— El conocimiento de las funciones de distribución de probabilidad de las relaciones paramétricas $\lambda_{\text{Robs,qn}}$ y $\lambda_{\text{Wobs,qn}}$ permitirán en cada caso adecuar progresivamente el muestreo de la producción.

5°.— El conocimiento de las probabilidades de rotura y de fisuración permitirá fijar racionalmente las relaciones de seguridad referidas a los parámetros de utilización $K_{U,qn}$. Para ello será necesario establecer, de acuerdo con criterios válidos, las bandas de probabilidad de ruina y de fisuración deseables para la producción industrial en estudio en un país.

6°.— Aplicando el método aquí desarrollado a la producción de cada fabricante, será posible hacer correcciones en la selección de materiales y en el diseño de los elementos, para ajustar las probabilidades de ruina y de fisuración a la situación más económica en cada caso particular.

7°.— La preparación de gráficos de probabilidad de ruina y de fisuración para una producción nacional, regional o de un fabricante determinado, permitirá al proyectista:

- corregir los parámetros de utilización según criterios subjetivos en cada situación particular seleccionando las bandas de probabilidad convenientes;
- tener suficiente información de las probabilidades correspondientes a la utilización real de los elementos según factores de utilización efectiva cuando no sea posible alcanzar los valores de los parámetros de utilización dados por el fabricante.

En lo anterior y al hacer aplicación del método desarrollado deben tenerse en cuenta las reservas a la validez de las distribuciones de extremos obtenidas según es propio de los métodos de cálculo probabilistas. Sin embargo, el método proporciona una información útil, no solo para hacer la comparación entre tipos de elementos, regiones y fabricantes, sino también para ajustar las reglas de control de calidad, de manera científica, según los resultados que gradualmente vayan obteniéndose.

APENDICE I - NOTACION

Los siguientes símbolos son utilizados en este trabajo:

B = población de elementos estructurales;

B' = población de elementos sometida a ensayos de control;

B_i ; B'_i = elementos de B y B';

$B'_{q1}; B'_{q2} \dots B'_{qn}$ = particiones de B' sometidas a los ensayos de control $q_1, q_2, \dots q_n$ respectivamente;

$F_{Smax, qni}(\tau)$ = fuerzas equivalentes a las acciones de máximos periódicos, en una disposición de cargas q_n , las cuales originan sobre el elemento B_i la sollicitación máxima $K_{Smax, qni}(\tau)$;

$F_{Sser, qni}(\tau)$ = fuerzas equivalentes a las acciones de servicio, en una disposición de cargas q_n , las cuales originan sobre el elemento B_i la sollicitación máxima $K_{Sser, qni}(\tau)$;

$\bar{F}_{Smax, qni}; (F_{Smax, qni})_{0,95}$ = valores de $F_{Smax, qni}(\tau)$ correspondientes al valor medio y al cuantil 95 por 100 en la función de distribución de acciones de máximos periódicos sobre un elemento B_i ;

$F_{U, qni}$ = fuerzas aplicadas según el esquema de cargas q_n las cuales originan en el elemento B_i la sollicitación máxima $K_{U, qni}$;

$F_{Ue, qni}$ = fuerzas aplicadas según el esquema de cargas q_n las cuales originan en el elemento B_i la sollicitación máxima $K_{Ue, qni}$ correspondiente a la utilización efectiva del mismo elemento;

h = intervalo de tiempo;

$K_{Robs, q1}; K_{Robs, q2} \dots K_{Robs, qn}$ = parámetros dimensionales que designan las resistencias a rotura observadas en los ensayos de control $q_1, q_2, \dots q_n$ respectivamente.

$K_{Smax, qni}(\tau)$ = parámetros dimensionales correspondientes a la máxima sollicitación según un esquema de carga q_n cuando el elemento B_i es utilizado (acciones de máximos periódicos);

$K_{Sser, qni}(\tau)$ = parámetros dimensionales correspondientes a acciones de servicio según un esquema de carga q_n cuando el elemento B_i es utilizado;

$K_{Un, i}$ o $K_{Uqn, i}$ = parámetros de utilización asignados por el fabricante para un elemento B_i , relacionado con el ensayo de control q_n ;

$K_{Ue, qni}$ = parámetro de utilización efectiva correspondiente al uso real del elemento B_i .

$K_{Wobs, q1}; K_{Wobs, q2}; \dots K_{Wobs, qn}$ = parámetros dimensionados correspondientes a la observación de un estado de fisuración W en los ensayos con esquemas de carga $q_1, q_2 \dots q_n$;

$k; k(\beta_{qn})$ = coeficientes definidos por las ecuaciones [22] y [26];

$M_{Robs, q1 i}$ = momento flector correspondiente al parámetro $K_{Robs, q1 i}$;

$M_{U, i}$ o $M_{Uq1 i}$ = momento flector útil correspondiente al parámetro $K_{U, q1 i}$;

$M_{Wobs, q1 i}$ = momento flector correspondiente al parámetro $K_{Wobs, q1 i}$;

$P_{R, qn}(\tau)$ = probabilidad de rotura de un elemento cualquier B'_i en cada instante, definida por la ecuación [14];

$P_{W, qn}(\tau)$ = probabilidad de fisuración de un elemento cualquiera B'_i en cada instante;

$q_1; q_2; \dots q_n$ = ensayos de control y esquemas de carga en cada ensayo;

$V_{UA, i}; V_{UB, i}; V_{UC, 1}$ = esfuerzos cortantes útiles en las diferentes regiones A, B y C de un elemento B_i ;

α_S = proceso estocástico genérico correspondiente a α_{Smax} o α_{Sser} ;

$\alpha_{Smax}; \alpha_{Sser}$ = proceso estocástico genérico correspondiente a $\alpha_{Smax, qni}(\tau)$ y a $\alpha_{Sser, qni}(\tau)$ para un esquema de carga q_n y un elemento B_i ;

- $\alpha_{S_{max}, q_n i}(\tau); \alpha_{S_{ser}, q_n i}(\tau)$ = relaciones paramétricas de fuerzas equivalentes definidas por las ecuaciones [5];
- β_{q_n} = coeficiente de utilización efectiva para todos los elementos de B definido por la ecuación [10];
- $\beta_{q_n, i}$ = coeficiente de utilización efectiva para cada elemento B_i definido por la ecuación [11];
- δ_S = coeficiente de variación para las acciones establecidas en los códigos;
- $\delta_{FS_{max}, q_n i}$ = coeficiente de variación de las fuerzas equivalentes $F_{S_{max}, q_n i}(\tau)$;
- $\delta_{R_{obs}, q_n}; \delta_{W_{obs}, q_n}$ = coeficientes de variación en la función de distribución de probabilidad de las relaciones paramétricas λ_{R_{obs}, q_n} y λ_{W_{obs}, q_n} ;
- $\lambda_{R_{obs}, q_n i}$ = relación paramétrica establecida según las ecuaciones [1];
- $\bar{\lambda}_{R_{obs}, q_n}; (\lambda_{R_{obs}, q_n})_{0,005}$ = valor medio y cuantil 0,5 por 100 en la función de distribución de probabilidad de la relación paramétrica λ_{R_{obs}, q_n} ;
- λ_S = proceso estocástico genérico correspondiente a $\lambda_{S_{max}}$ o $\lambda_{S_{ser}}$;
- $\lambda_{S_{max}, q_n i}(\tau); \lambda_{S_{ser}, q_n i}(\tau)$ = relaciones paramétricas definidas por las ecuaciones [3];
- $\lambda_{S_{max}}; \lambda_{S_{ser}}$ = proceso estocástico genérico correspondiente a $\alpha_{S_{max}, q_n i}(\tau)$ y a $\alpha_{S_{ser}, q_n i}(\tau)$ para un esquema de carga q_n y un elemento B_i ;
- $\lambda_{W_{obs}, q_n i}$ = relación paramétrica establecida según la ecuación [1];
- $\bar{\lambda}_{W_{obs}, q_n}; (\lambda_{W_{obs}, q_n})_{0,005}$ = valor medio y cuantil 0,5 por 100 en la función de distribución de probabilidad de la relación paramétrica λ_{W_{obs}, q_n} ;
- $\sigma_{FS_{max}, q_n i}$ = desviación de las fuerzas equivalentes $F_{S_{max}, q_n i}(\tau)$;
- τ = tiempo
- $\Phi_{\lambda_{R_{obs}, q_n}}(\lambda); \Phi_{\lambda_{W_{obs}, q_n}}(\lambda)$ = funciones de distribución de probabilidad de las relaciones paramétricas λ_{R_{obs}, q_n} y λ_{W_{obs}, q_n} definidas por las ecuaciones [2];
- $\Phi_{\lambda_{S_{max}, q_n}}(\lambda, \tau); \Phi_{\lambda_{S_{ser}, q_n}}(\lambda, \tau)$ = funciones de distribución de probabilidad de las relaciones paramétricas $\lambda_{S_{max}, q_n}(\tau)$ y $\lambda_{S_{ser}, q_n}(\tau)$ definidas por las ecuaciones [4];
- $\psi_{\lambda_{S_{max}, q_n}}(\lambda, \tau); \psi_{\lambda_{S_{ser}, q_n}}(\lambda, \tau)$ = funciones de densidad de probabilidad de las relaciones paramétricas $\lambda_{S_{max}, q_n}(\tau)$ y $\lambda_{S_{ser}, q_n}(\tau)$;
- $\psi_{\alpha_{S_{max}, q_n}}(\lambda, \tau); \psi_{\alpha_{S_{ser}, q_n}}(\lambda, \tau)$ = funciones de densidad de probabilidad de las relaciones paramétricas $\alpha_{S_{max}, q_n}(\tau)$ y $\alpha_{S_{ser}, q_n}(\tau)$.

REFERENCIAS

1. European Concrete Committee. Manuel sécurité des structures. *Bull. Inf.*, 1975, N° 106, Part 1, Jan., 96-110.
2. European Concrete Committee. Système international de réglementation technique unifiée des structures, 2nd draft. *Bull. Inf.*, 1975, 1, N° 111, Oct., 7-12.
3. Comité C.I.E.T.A.N. *Recomendaciones para la fabricación de viguetas de hormigón pretensado*. Instituto Eduardo Torroja, Madrid, 1971, Publicación especial VP 71, 66-78 y 100-103.
4. Ferry Borges, J. and Castanheta, M. *Structural safety*. Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisbon, 1971.
5. Solana, V., Meca, S y Gutiérrez, P. Análisis probabilístico de resultados de ensayos C.I.E.T.A.N. *Hormigón y Acero*, 1976, N° 119-120, julio, 149-160.
6. Gumbel E. J. *Statistics of extremes* Columbia University Press, London, 1967, 166-179.

Puentes de tramo recto atirantados, cables y anclajes.

Manuel Juliá Vilardell
Ing. de caminos
Cubiertas y Tejados, S.A.

1 INTRODUCCION

El elemento característico de los puentes atirantados es el sistema de suspensión, es decir los tirantes y sus anclajes, de tal modo que el espectacular desarrollo de la solución ha sido posible gracias a la puesta a punto de estos elementos. Ha sido necesario no sólo obtener elementos de la resistencia estática adecuada, lo que ya existía de antiguo, sino además con una gran capacidad de resistencia frente a fenómenos dinámicos y de fatiga, junto con una adecuada protección frente a la agresión del medio ambiente.

Las primeras soluciones, de tablero metálico, utilizaban cables metálicos elaborados con ciertas características que mejoraban su rendimiento a fatiga y su durabilidad frente a la oxidación. Este tipo de solución ha sido la más utilizada y se emplea actualmente.

Paralelamente los sistemas de pretensado han puesto a punto cables apropiados para hacer frente a las exigencias de este tipo estructural, muy distintas de las que se presentan en el elemento pretensado típico.

En algunos casos, el tirante ha sido generado por una pieza prismática de hormigón pretensado evitando, a costa de otros inconvenientes, los problemas de fatiga y protección. La evolución continúa su marcha, puesto que todas las soluciones gozan de ventajas e inconvenientes como demuestra el gran número de alternativas de que hoy se dispone, y que vamos a analizar seguidamente.

2 TIPOLOGIA DE LOS TIRANTES

2.1 Existen dos concepciones básicas distintas para la realización de los tirantes:

- a) Formarlos a partir de elementos metálicos.
- b) Ejecutarlos mediante piezas de hormigón pretensado.

2.2 En la primera alternativa, los tirantes se realizan yuxtaponiendo el número preciso de cables, barras o alambres metálicos, con la adecuada protección. Su característica fundamental es que la sección de acero dispuesta, recibe siempre todos los esfuerzos que, en las diversas etapas, le transmite el tablero. Por consiguiente el campo de variación de la tensión en el acero es grande y, consecuentemente, el problema de la fatiga es el dominante, condicionando la sección necesaria.

2.3 En la segunda opción, los tirantes se realizan mediante elementos metálicos que reciben casi la totalidad de la carga permanente del tablero los cuales, antes de poner en servicio la estructura, se recubren de hormigón formando una pieza prismática que, a su vez, se pretensa con un segundo sistema de cables. Con ello se obtiene un elemento de hormigón comprimido que recibirá las acciones derivadas de la sobrecarga. La compresión permanente del hormigón disminuirá en la medida que exija el esfuerzo axial de sobrecarga, sin llegar a anularse, comportándose la pieza como un sólido homogéneo.

El comportamiento de los tirantes como sólidos homogéneos con una sección equivalente a la suma de la de acero homogeneizado y el hormigón llevará consigo que sólo una pequeña parte del esfuerzo generado por las sobrecargas actúe sobre los tirantes metálicos, en razón a su pequeña relación de áreas homogeneizadas.

La variación de tensión en éstos será pues pequeña y por consiguiente desaparecerá el condicionante que supone la fatiga. Estarán en una situación análoga a la de un tendón habitual de pretensado, embebido dentro de una pieza de hormigón.

Sin embargo, el ahorro en acero que puede suponer esta segunda alternativa viene mermado por las mayores dificultades constructivas, y por el esfuerzo adicional que supone la flexión del propio tirante, tanto mayor cuanto lo sea la proyección horizontal del mismo.

Aparecen, además todo el conjunto de problemas derivados de la fluencia de un hormigón sometido a elevadas compresiones.

3 COMPOSICION DE LOS TIRANTES

3.1 Realizada la división conceptual descrita en el apartado anterior, dentro de cada grupo existen diversas formas de materializar el tirante.

En general, cada tirante estará formado por varios elementos yuxtapuestos en número variable según sea la potencia requerida. En el caso de los tirantes metálicos, existen cuatro elementos básicos:

- a) El torón cerrado
- b) La barra
- c) El alambre
- d) El torón trenzado.

En el caso del tirante pretensado, se utilizan los cables típicos del pretensado tradicional.

3.2 Pasemos a describir los elementos básicos del tirante metálico:

3.2.1 El torón cerrado

Este elemento representa la evolución directa del cable trenzado tradicional, adaptado a las exigencias de fatiga y protección que existen en el sistema portante del tablero atirantado.

Consiste en un conjunto de alambres superpuestos en capas helicoidales, de las cuales las últimas, en número variable de dos a cuatro tienen los alambres en forma de trapecio o "zetas" de tal manera que generan superficies cilíndricas cerradas.

Se diferencia del cable tradicional, entre otros aspectos, en que los alambres son de mayor diámetro, en que las tensiones de contacto entre las capas de alambres son menores, en su menor flexibilidad, y en su mayor módulo de elasticidad.

En el primer puente atirantado moderno, el de Stromsund (Fig. 1), en Suecia, construido en 1958 se utilizó este tipo de torón para formar los tirantes. Cada uno de estos estaba compuesto por cuatro torones cerrados paralelos.

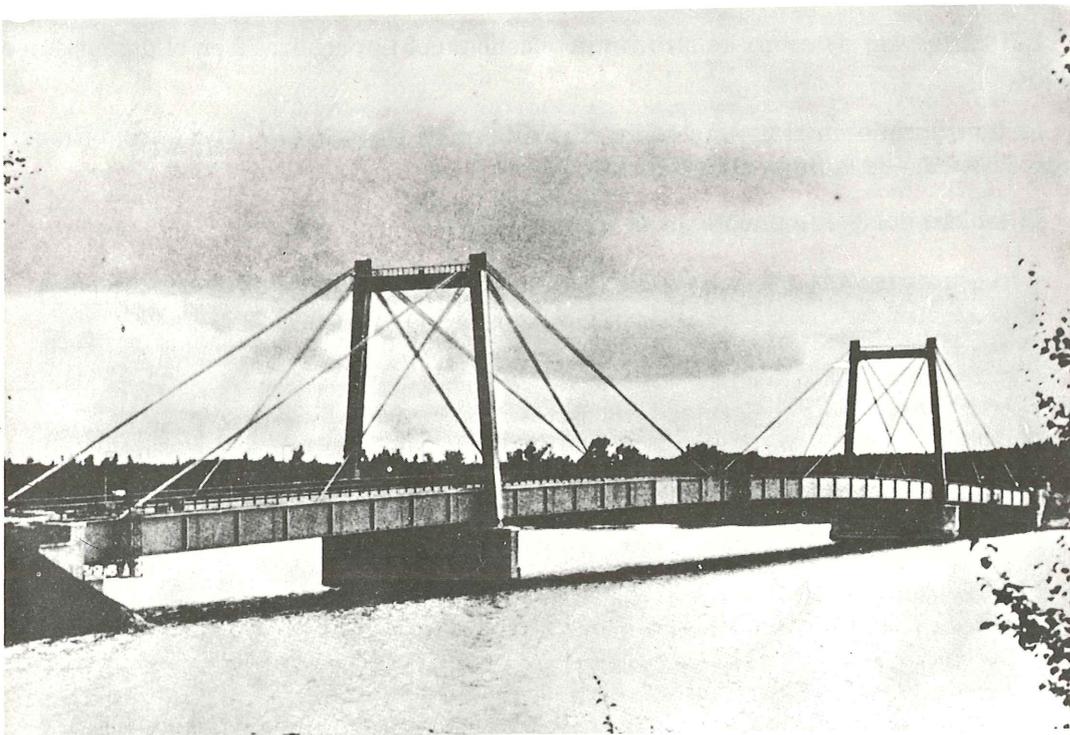


Fig. 1.—STROMSUND: 1^{er} puente atirantado moderno.

A partir de esta fecha, y hasta el momento presente, se ha utilizado ampliamente, tanto en puentes de tablero metálico como en puentes de tablero de hormigón.

Así, a título de ejemplo podemos citar, en tablero metálico:

- Puente Kniebrücke (Alemania) (1969). Cada tirante consistente en trece torones cerrados, que se disponen yuxtapuestos en tres capas de 4-5-4 formando un hexágono alargado en horizontal.
- Puente de St. Severin (Alemania) (1960) Fig. 2. Los tirantes consisten en paquetes rectangulares de torones cerrados, en número variable desde 4 a 16, según la posición del tirante.
- Puente de Friederich-Ebert (1966). Cada tirante es un simple torón cerrado.

– Puente de St. Nazaire (Francia) (Luz récord mundial).

Asimismo responden a este tipo los puentes de:

Papineau Leblanc (Canada)

Batmen (Australia)

Bratislava (Checoslovaquia)

y otros muchos más que sería prolijo enumerar.

En tableros de hormigón se ha utilizado en el puente de Chaco Corrientes (Argentina), y en el puente sobre el Lago Maracaibo (Venezuela).

3.2.2 Barras

Cada tirante está formado por un conjunto de barras paralelas, manteniendo su posición mediante separadores de plástico, y encerradas en un conducto de acero.

Las barras son de acero de alto límite elástico, del tipo utilizado en el pretensado convencional.

Se ha utilizado en el puente sobre el río Maine en Hoesch, (1971) suburbio Frankfurt, siendo el sistema de la firma Dywidag. Fig. 3.

El tablero del citado puente, es de hormigón.

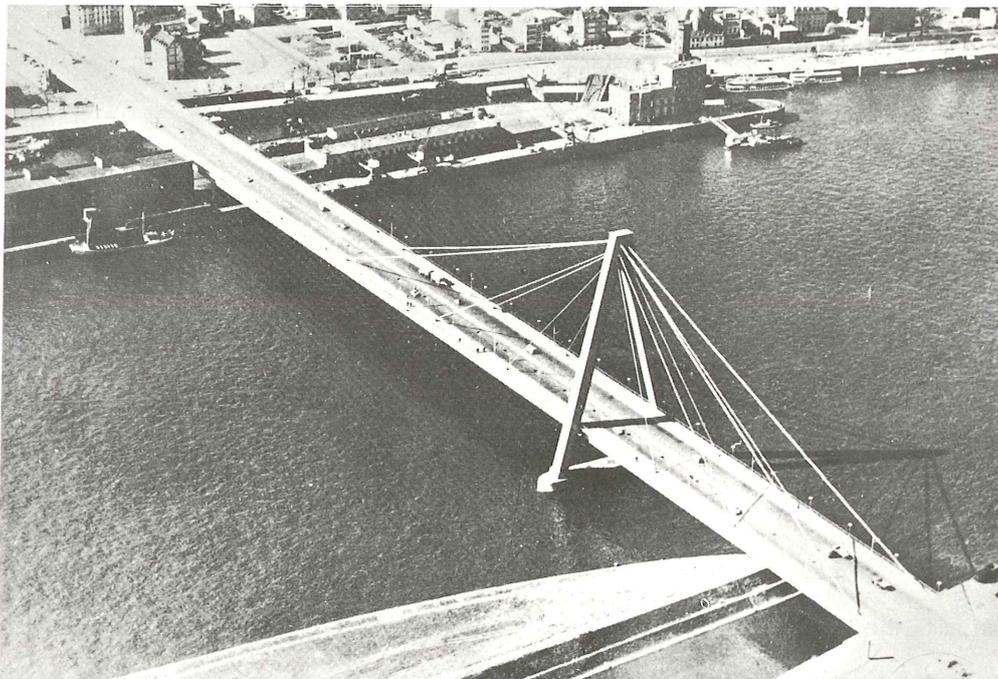


Fig. 2.—Puente de St. Severin.

3.2.3 Los alambres

Los tirantes compuestos de alambres consisten en haces de alambres paralelos en número variable según la resistencia necesaria. El diámetro del alambre varía entre 5 y 8 mm. A esta solución se ha llegado por dos caminos distintos.

De una parte, a través del torón de alambres paralelos derivado de los cables metálicos tradicionales. Por otra, a partir de los cables de pretensado de alambres paralelos utilizados en hormigón.

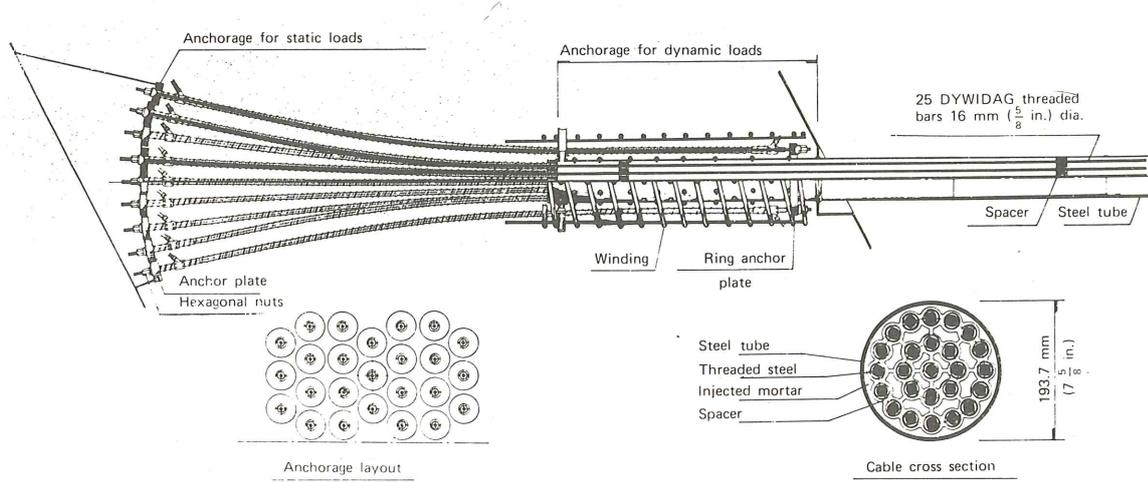


Fig. 3.—Anclajes del Puente de Hoesch.

En el primer caso se disponen los alambres en hexágonos yuxtapuestos, manteniéndose paralelos, y se compactan hasta formar un torón cilíndrico. Fig. 4. Tal es el caso del puente de Toyosato-Ohhashi, en Japón, donde los tirantes más potentes consisten en 16 torones de 154 alambres compactados.

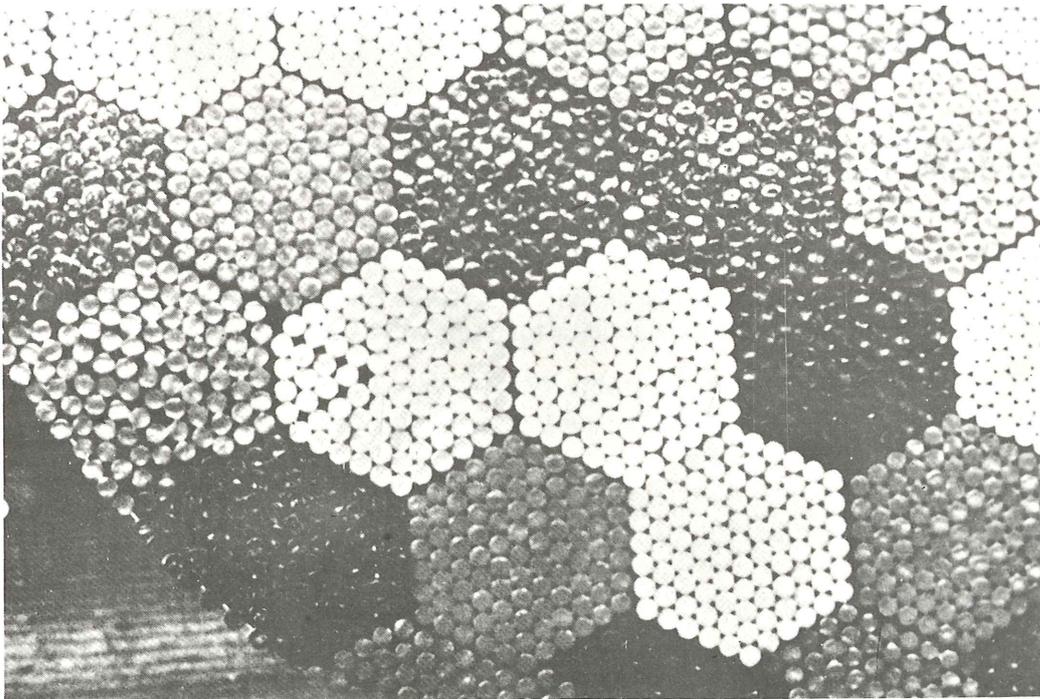


Fig. 4.—Torón de alambres paralelos compactados.

Otras veces, no se realiza la compactación, limitándose a colocar grapas y mordazas que aseguren la fijación de los grupos de alambres. Así tenemos el puente de Shueiro, en Japón, donde los tirantes consisten en 13 torones de alambres paralelos, dispuestos en paquetes rectangulares. Estos paquetes a su vez se yuxtaponen en tres capas de 5-3-5 formando así el tirante. El número de alambres es de 1.945 por tirante, y su diámetro de 5 mm.

Hasta 1968 los sistemas clásicos del pretensado no aportaron ninguna solución al problema específico del puente atirantado, quizá debido a que el comportamiento frente a la fatiga y a las acciones dinámicas de los anclajes no era confiable.

En esa fecha aparece la primera aportación, al construirse la pasarela de peatones de Schiller-Strasse, en Alemania, utilizando cables de alambres paralelos de pretensado convencional. El número de alambres por tirante varía entre 20 y 90, siendo de 6 mm de diámetro. Fig. 5.

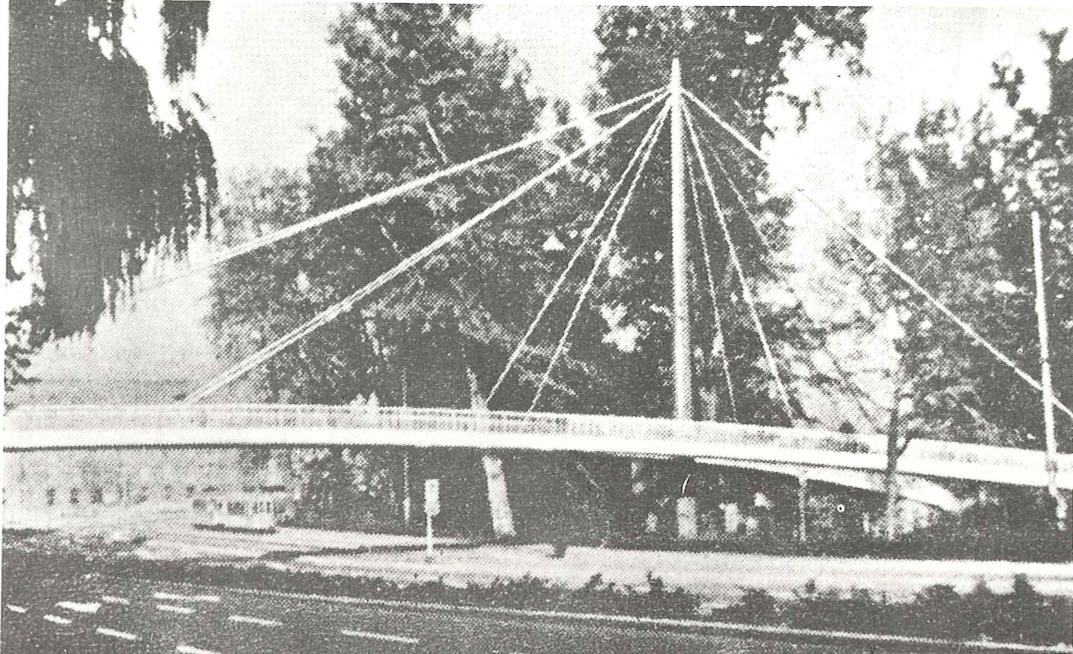


Fig. 5.—Pasarela Schiller-Strasse.

Sin embargo, no se resuelve el principal problema, el comportamiento del anclaje frente a cargas variables, dado que éstas, por la propia naturaleza de la sobrecarga peatonal no tienen mucha trascendencia.

Es en el puente de Kurt Schummazer (1971) también conocido como Nord Brücke Manhein-Ludwigshafen donde aparecen, sin reservas, los tirantes de alambres paralelos, con su correspondiente anclaje apto para solicitaciones muy variables.

El sistema, desarrollado por la firma BBRV, consistía en torones formados por 295 alambres de 7 mm de diámetro. Cada tirante agrupa un número variable de torones, entre 10 (dos planos de 5) y 2.

Los torones se montan en taller colocándose completos en obra. Cada alambre tiene en su extremo la típica cabeza recalcada BBRV.

El número de alambres puede variar según la potencia requerida del torón.

Corresponden además a este sistema los puentes sobre el Río Paraná en el complejo Zarate-Brazo Largo (Argentina).

3.2.4 El torón trenzado

Recientemente, ha sido desarrollado un nuevo tipo de tirante, formado por torones trenzados paralelos, en número variable de acuerdo con las necesidades resistentes. Los to-

rones utilizados son los habituales en los cables de pretensado, y se disponen paralelamente dentro de una vaina. En uno de sus extremos se coloca un manguito de extrusión, y el otro se deja libre para ser anclado con cuña.

Pueden montarse en obra, formando cada tirante enhebrando individualmente los tonos trenzados, de un modo sucesivo. Ha sido desarrollado por FREYSSINET, y se ha aplicado en los puentes de Brotonne (Record del mundo en tablero de Hormigón) Francia, y Rande (España) tercera luz mundial en tablero metálico.

3.3 El tirante pretensado

Este tipo de tirante ha sido utilizado principalmente por el profesor Morandi, en los puentes de Polcevera (Génova) (Fig. 6) Wadi Kuff (Libia), Ansa de la Magliana (Roma) Río Magdalena (Colombia).

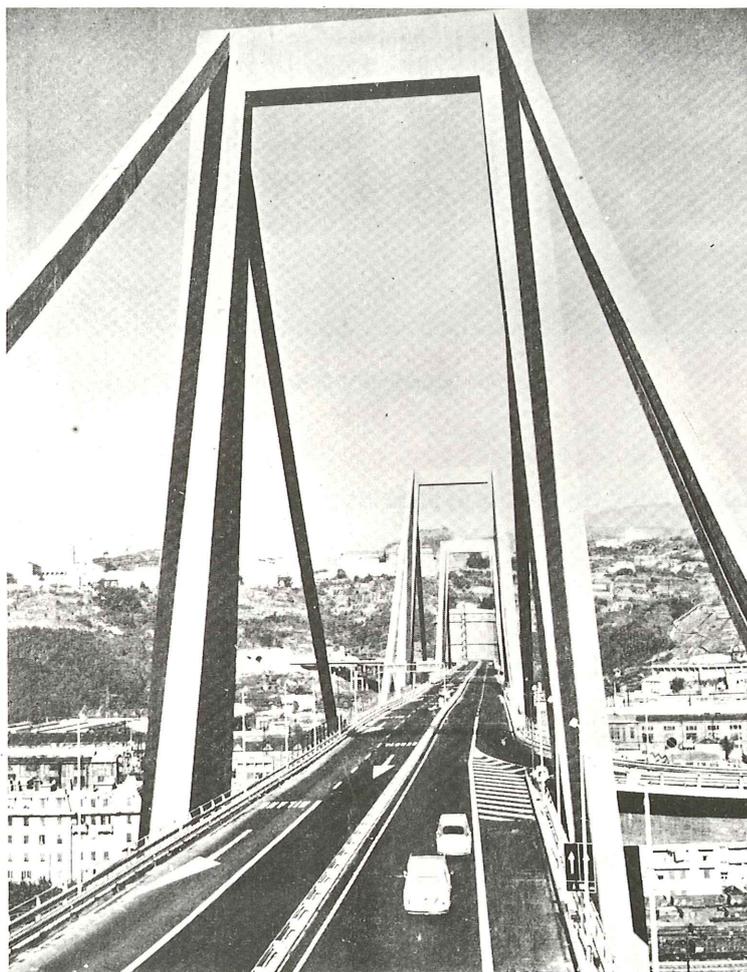


Fig. 6.—Puente de Polcevera.

El precedente histórico del acueducto de Tempul del profesor Torroja, utilizaba tirantes que una vez puestos en carga, se hormigonaban. (Fig. 7).

Es también de este tipo el puente sobre el Río Waal (Holanda).

En el caso de tirantes pretensados, hay dos sistemas de cables. Uno corresponde a un tirante metálico para absorber la mayoría de las cargas permanentes, y el otro al pretensado

del hormigón para absorber la sobrecarga.

El puente de Polcevera (1966) es el primero realizado según estos criterios, siendo un intento de mejorar el anterior puente sobre el lago Maracaibo, en que los tirantes eran torones cerrados.



Fig. 7.—Acueducto de Tempul.

El hormigonado de los tirantes se realiza bien “in situ” como en Polcevera y Ansa de la Magliana, o mediante piezas prefabricadas cuyas juntas se inyectan, como en Wadi-Kuff, Río Magdalena y Río Waal.

4 LA PROTECCION DE LOS TIRANTES

4.1 El buen funcionamiento de la estructura en servicio, y su adecuada durabilidad exige que se preste especial atención a las medidas necesarias para proteger el acero de los tirantes frente a la corrosión.

La protección debe cubrir tanto la fase constructiva como la fase definitiva de la obra, pero en algunos casos el sistema no puede ser el mismo en ambas etapas puesto que debe permitir el ajuste frecuente de tensiones durante el montaje.

4.2 Los métodos usualmente empleados son:

- a) Recubrimiento del acero con metal inoxidable
- b) Inyección con lechada de cemento
- c) Recubrimiento con resinas o plásticos
- d) Hormigonado y pretensado en segunda fase
- e) Recubrimiento o inmersión en sustancias o gases inertes.

4.2.1 *Recubrimiento con metal no oxidable*

Se utiliza el zinc, en todos los tirantes formados por torones cerrados. El recubrimiento se efectúa en los alambres durante la fabricación del torón, y el espesor es variable según sea la distancia del alambre a la superficie, siendo mayor, naturalmente, en los alambres, de formas no cilíndricas que constituyen las superficies exteriores cerradas.

Este tipo de protección es muy eficaz, y protege el torón durante toda su vida tanto en fase de montaje como en servicio. Si durante el transporte o colocación resultan zonas dañadas en el recubrimiento, deben repararse dando pintura de cinc en polvo u óxido de cinc.

Se usa también el recubrimiento con cinc de los alambres individuales, en los torones de alambres paralelos compactados, o bien en los agrupados sin vaina (puentes de Toyosato y Shueiro, en Japón).

4.2.2 *Inyección con lechada de cemento*

Este tipo de protección, habitual en el hormigón pretensado tradicional, se utiliza en los sistemas derivados de esta técnica. Así lo encontramos en los tirantes de barras paralelas (puente de Hoersch) en los de alambres paralelos tipo BBRV (Zárate-Brazo Largo) y en los de torones trenzados paralelos (Brotonne, Rande).

Naturalmente, exige la existencia de una vaina, bien metálica o bien de plástico, que aloje a los elementos individuales.

Si bien su eficacia está garantizada en el caso de pretensado tradicional, su comportamiento a largo plazo en los tirantes exentos sometidos a cargas variables, no cuenta con una sanción práctica definitiva, puesto que no ha transcurrido aún el intervalo de tiempo suficiente desde su primer empleo. Para obviar esta laguna se han realizado ensayos dinámicos, en laboratorio, comprobándose que se produce una microfisuración del mortero solidificado, análoga a la que es habitual en el hormigón armado tradicional, lo que es una garantía de su buen comportamiento futuro.

Los ensayos demuestran también que la adición de resinas limita enormemente esta fisuración; pero en la práctica el proceso es económicamente prohibitivo.

Podemos pues centrar el problema en obtener un aditivo económico, que disminuya el módulo de elasticidad de la pasta, de modo que ésta pueda seguir las deformaciones de los elementos metálicos sin que se produzcan fisuraciones.

En cuanto a la vaina, parece más recomendable utilizarla de material plástico, tipo polietileno, puesto que sigue la deformación del conjunto sin problemas de fisuración ni de roturas. Así se han adoptado en los puentes del complejo Zárate-Brazo Largo, y en Rande.

Un procedimiento para minimizar la presencia de tracciones en el mortero y limitar así su fisuración consiste en poner en carga localmente el tirante antes de su inyección, mediante la colocación en su vecindad de un lastre (camiones, etc.)

4.2.3 El recubrimiento con resinas y/o plásticos se ha utilizado en casos de alambres paralelos, como en el puente de Kurt-Schummazer. En este puente se ensayaron diversos tipos de protección, llegándose a la conclusión de que el más idóneo era el formado por:

- Protección anticorrosiva interior (de los alambres) con recubrimiento de poliure-

tano y cromato de cinc.

- Envoltura del haz mediante dos capas de tejido de rejilla de poliéster, aplicadas en movimiento contrario.
- Revestimiento exterior con una gruesa capa de poliuretano (4 mm).
- Pintada exterior para mejorar su aspecto y resistencia a la agresión atmosférica.

Naturalmente todas estas operaciones se realizaron a pie de obra; lo que complicó la colocación de los tirantes, puesto que era necesario evitar curvaturas que fisuraran por flexión el sistema protector.

Digamos que la situación del puente en inmediaciones de industrias químicas, y por tanto en un ambiente altamente agresivo, justifica no solo la complejidad de la solución adoptada, sino también el número de ensayos realizados hasta su elección.

Además se llegó a la conclusión de que el procedimiento dado a conocer por los americanos, consistente en envolver los mazos de alambre con resina acrílica reforzada de fibra de vidrio, debe considerarse inseguro, puesto que no hay protección anticorrosiva interior, y cualquier fisura accidental de la superficie es una puerta abierta a la oxidación del interior. Fig. 8.

4.2.4 *Hormigonado y pretensado en segunda fase*

Esta solución, es la clásica en tirantes de hormigón pretensado, de modo que es el propio hormigón del tirante y la inyección de las vainas en él alojadas el elemento protector.

No añade nada nuevo al sistema clásico de protección de piezas pretensadas.

Se ha utilizado en Polcevera, Waal, etc.

4.2.5 *Recubrimiento o inmersión en gases o sustancias inertes*

Este procedimiento es utilizado en las protecciones temporales. Dado que el tirante no debe de inyectarse hasta que estén completamente regulados los esfuerzos en el conjunto, puede estar mucho tiempo el tirante sin protección, sometido a un ataque del medio ambiente.

En esos casos, los elementos metálicos pueden recubrirse de grasas solubles, si éstas son después fácilmente eliminables, o bien mantenerse en soluciones líquidas inertes (puente de Hoesch) o en una atmósfera de gas inerte, con una ligera sobrepresión con respecto al exterior.

Esta protección será sustituida en fase de servicio por la inyección definitiva.

5 EL ANCLAJE DE LOS TIRANTES

5.1 Podemos distinguir entre anclaje a la pila, o anclaje al tablero, en tanto que el primero admite la continuidad física del tirante a través de la misma, mientras que el segundo es siempre un extremo del tirante.

La continuidad a través de la pila, se consigue curvando el tirante por encima de sillas,

bien empotradas, articuladas o deslizantes con respecto al fuste de las pilas.

En el extremo del tirante, bien sea en pilas o en tablero, se dispone el elemento de anclaje característico de cada sistema, que transmitirá la carga a la superestructura o al fuste. A este elemento le podemos llamar bloque de anclaje. Así pues podríamos establecer la siguiente clasificación de anclajes:

- a) Anclajes a través de sillas.
- b) Anclajes a través de bloques.

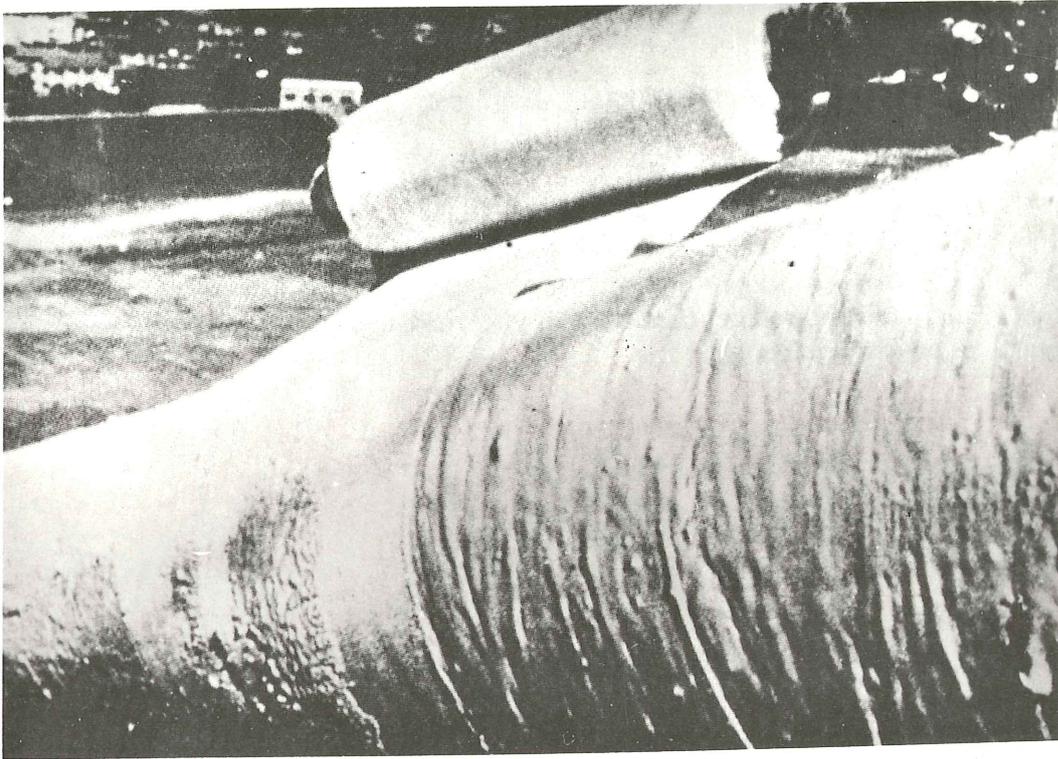


Fig. 8.—Protección de los tirantes del puente Toyonato-Ohhshi.

5.2 Sillas

5.2.1 Las sillas suelen ser elementos metálicos cilíndricos y estriados, con un radio de curvatura suficientemente amplio como para no crear tensiones adicionales excesivas en los tirantes, y en cuyas estrías se alojan los torones constitutivos del tirante. Estas estrías suelen ir revestidas de materiales más blandos que el acero (zinc o aluminio) que fluyen bajo la presión de los tirantes, dando un asiento homogéneo y adecuado a los mismos al evitar así concentración de tensiones.

Puesto que la carga horizontal del tirante se transmite a la torre a través de la silla, y a ésta por rozamiento, se dispone una mordaza en la parte superior, que aumenta la superficie de contacto entre torones y silla.

Con este criterio, cuando el tirante está compuesto por varias capas de torones, se interponen entre ellas placas solidarias al cuerpo del anclaje en silla, para aumentar su contacto.

Así ocurre en el puente de St. Severin, donde además estas placas intermedias tienen forma de cuña, para que las sucesivas capas de torones se adapten mejor a la curvatura de cada una de ellas. Fig. 9.

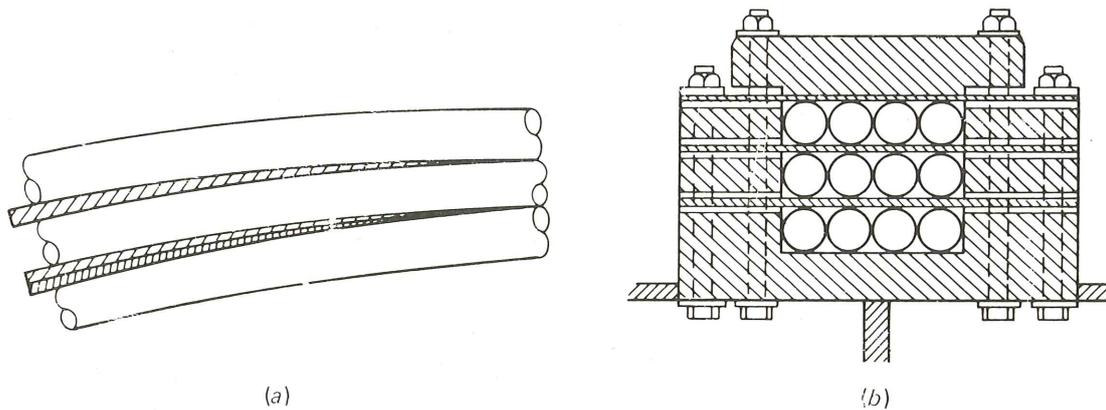


Fig. 9.—Anclaje en silla, St. Severin.

En este ejemplo, las sillas están rígidamente fijadas a la torre, y citemos aquí que no todos los torones son continuos, sino que algunos del mismo haz se anclan mediante bloque a la pila, para conseguir que el cable lateral en correspondencia con el central homólogo, tenga mayor o menor potencia.

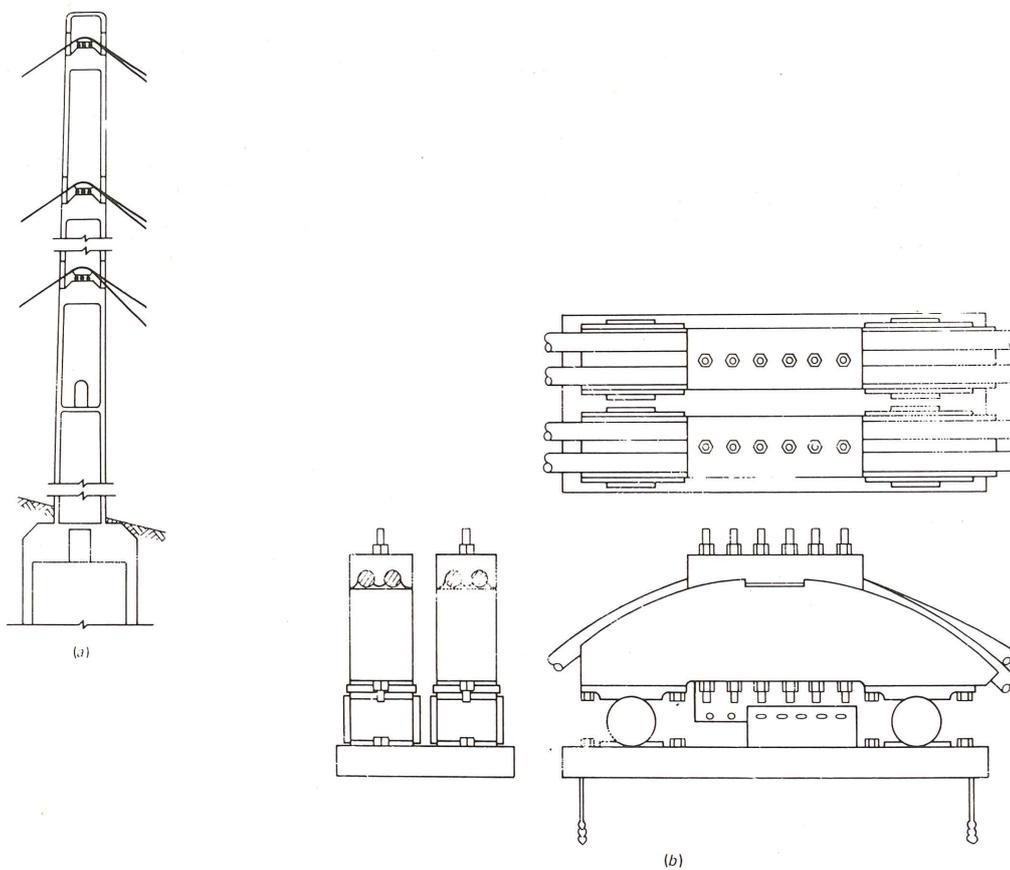


Fig. 10.—Anclaje en silla, George Street.

En contraste, el puente de George Street (Inglaterra) tiene las sillas montadas sobre rodillos deslizantes, dentro de la sección hueca de la pila; con lo cual se igualan las tensiones horizontales de los cables compensándose las distintas acciones de sobrecarga y de temperatura. Fig. 10.

Las sillas descritas son ampliamente utilizadas en puentes de tablero y pila metálicas, pero también se han utilizado asociadas al hormigón, como en el puente sobre el Lago Maracaibo.

5.2.2 Otras veces, en puentes de hormigón, las sillas quedarán incorporadas en la masa de la pila, hormigonándose conjuntamente con ésta. En tales casos el elemento puede ser menos elaborado, limitándose a un castillete metálico que sirve de soporte a los cables. Fig. 11.

Así ocurre en la serie de puentes de Polcevera, Wadi Kuff, etc.

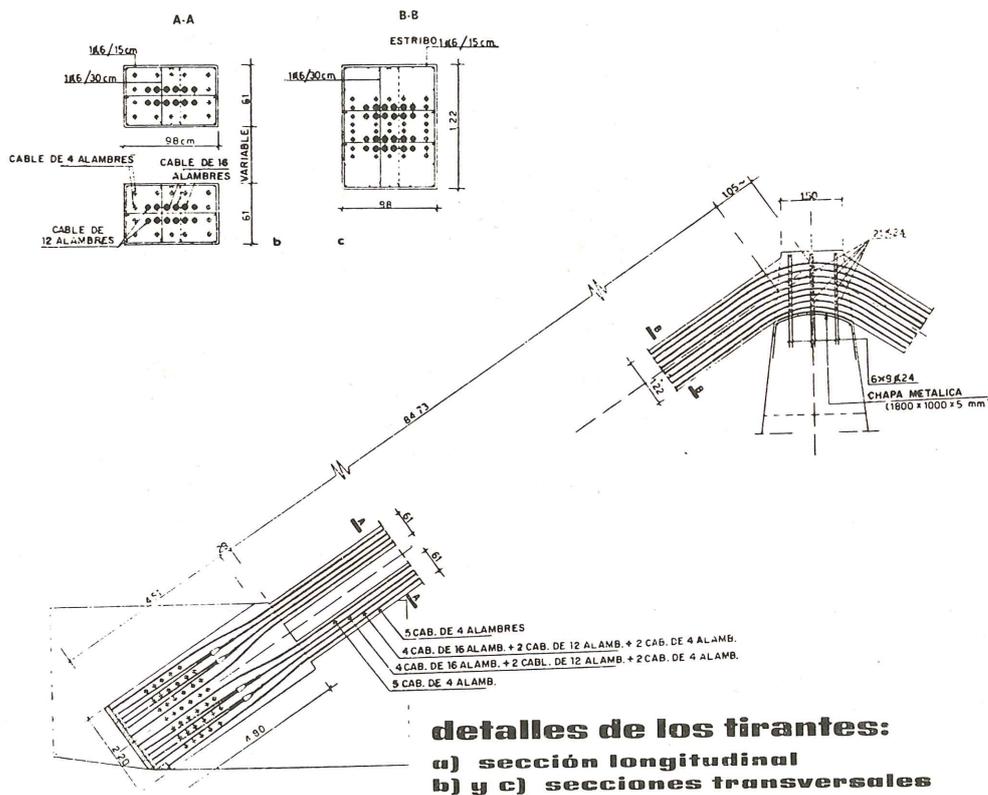


Fig. 11.—Anclajes al tablero, cables y anclajes a pila, del Puente de Polcevera.

5.3 Bloques de anclaje

Existe gran número de soluciones para dotar al extremo de cada torón constitutivo de un tirante, del elemento de transmisión de su carga, bien a la pila o al tablero.

5.3.1 En torones cerrados, es común la solución de disponer una mazarota metálica, en cuyo interior los alambres abanicados se embeben en una aleación de zinc y manganeso (zamac).

Esta mazarota apoyará sobre una placa o cajón metálico fijo a la pila o al tablero, regulándose la tensión mediante la interposición de calces. Fig. 12.

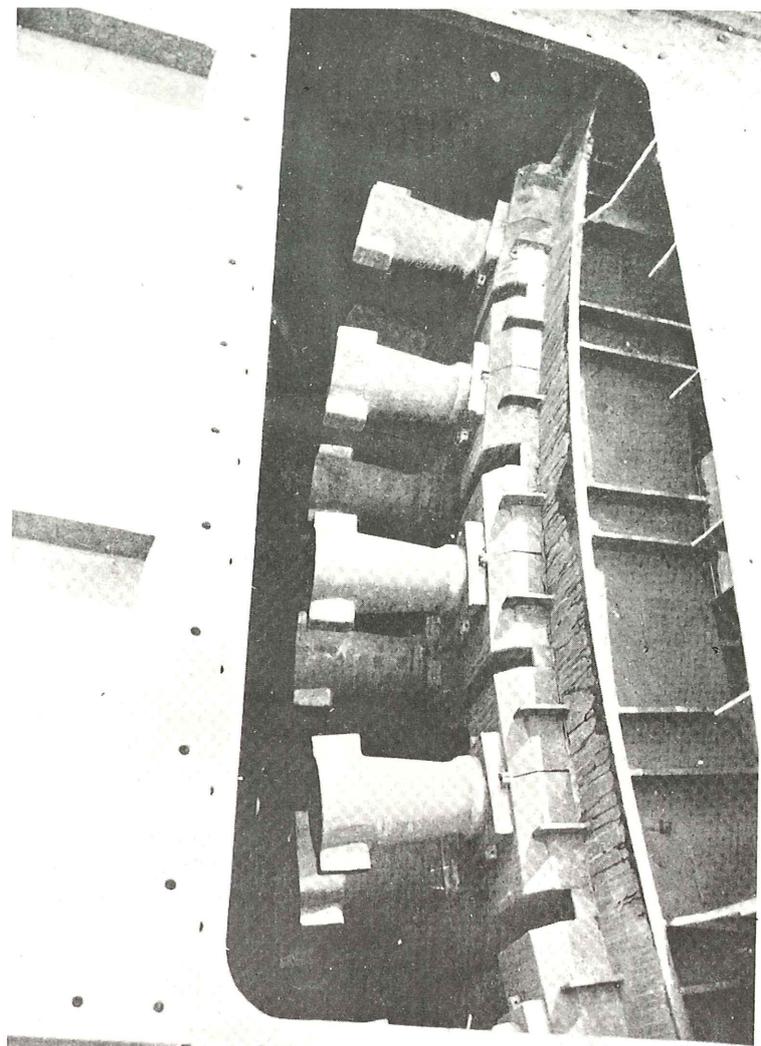


Fig. 12.—Anclajes en tablero, Puente sobre el Ríó Elba.

Sin embargo, pueden adoptarse una amplia gama de dispositivos alternativos para la transmisión de la carga de la mazarota a la estructura. Así, podemos dotarla de orejas a través de las cuales se introduce un bulón, consiguiendo una articulación fija (puente de Stromsund). Puede roscarse exterior o interiormente, y prolongarse mediante barras (puente de Papineau Leblanc, Canada), o bien apoyar a través de una tuerca exterior en la placa o cajón de anclaje (Puente de Sitka Harbor, Japón). Fig. 13.

Esta solución, si bien es de gran facilidad constructiva y de notable economía, tiene el inconveniente de que el anclaje es el punto más débil del sistema de suspensión frente a fatiga. Además, en tirantes de gran potencia, exige un amplio espacio para la colocación de los sucesivos bloques de los torones individuales.

5.3.2 Para evitar los inconvenientes mencionados, han surgido los anclajes para tirantes de alambres paralelos o de torones trenzados paralelos.

El anclaje de alambres paralelos permite la realización en reducido espacio de unidades muy potentes, y presenta un comportamiento satisfactorio frente a fatiga.

Consiste en un cilindro metálico con una oquedad cónica interior, que contiene a los alambres abanicados. Los alambres, se recalcan sobre una placa metálica que se sitúa en el borde más ancho del cono.

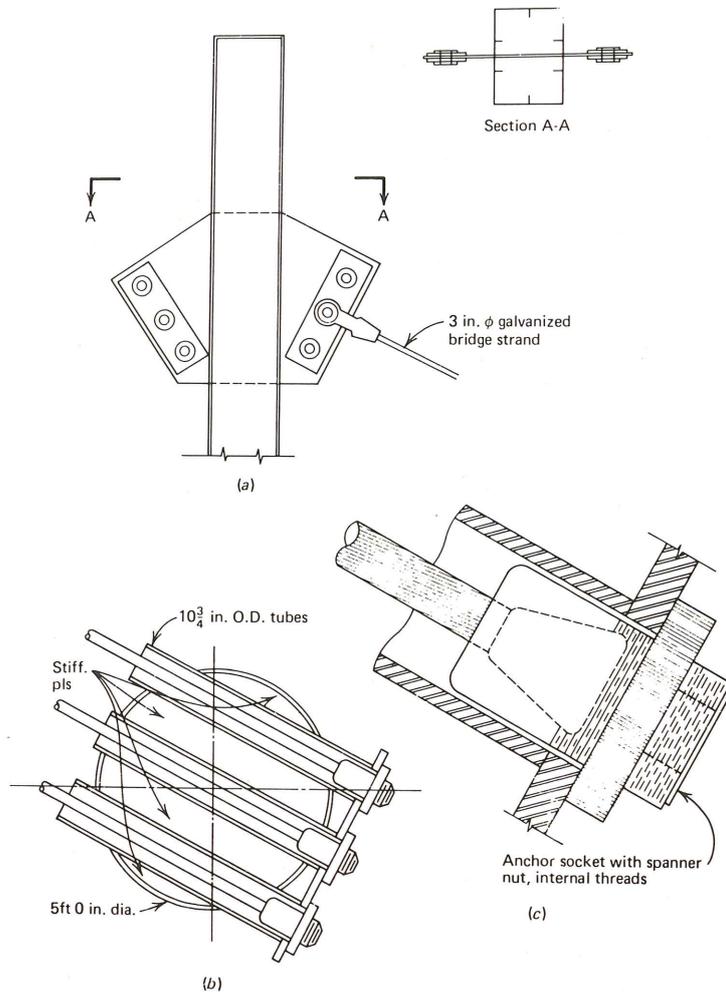


Fig. 13.—Anclajes del puente de Sitka Harbor.

La cavidad cónica se rellena con una mezcla de resina epoxi y bolas de acero de modo que, una vez endurecida, asegura la transmisión gradual por rozamiento entre los alambres y la pared del cono.

El extremo más ancho del cono, en el bloque activo, se prolonga en un cilindro roscado, donde se inserta la barra de tiro. El extremo más estrecho se prolonga en la vaina.

La superficie frontal del cilindro, apoya sobre las placas o cajones del anclaje transmitiendo la carga. La tensión se regula interponiendo calces entre ambas superficies. Este tipo de anclaje, comercializado por la firma suiza BBRV, se denomina "High Amplitude" (Hi-Am). Su fabricación debe ser muy precisa, en taller, montándose el conjunto alambre-bloque que luego se transporta a obra. Fig. 14.

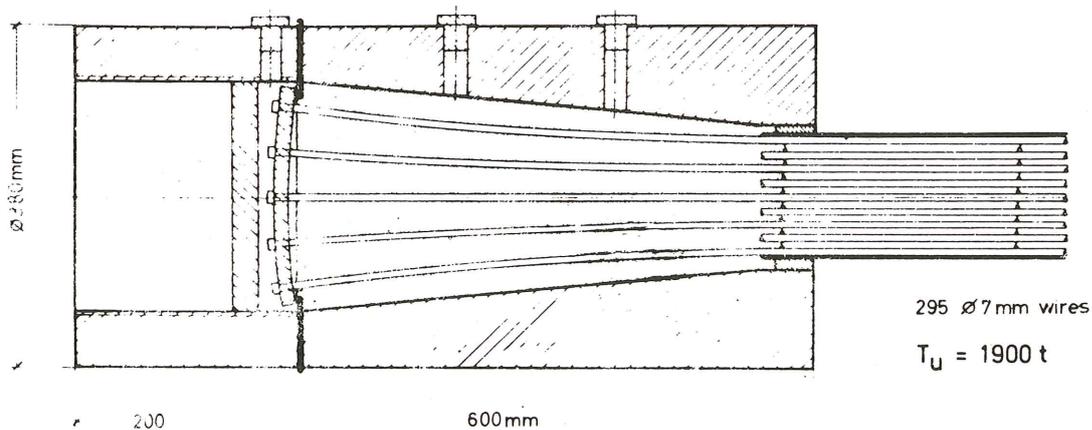


Fig. 14.—Anclaje para alambres paralelos tipo "Hi-Am".

Ha sido utilizado en el puente de Kurt-Schummazer, y en los puentes del río Paraná (Zárate-Brazo Largo).

5.3.3 En la misma línea se encuentra el anclaje de torones trenzados paralelos, en cuanto que permite la transmisión de grandes cargas en espacio reducido y presenta un buen comportamiento frente a la fatiga.

Sin embargo, el mecanismo de transmisión de cargas es totalmente distinto, así como su fabricación.

Cabe distinguir dos zonas: la dedicada a la transmisión de las cargas, y la que elimina los efectos dinámicos y de fatiga. Para el anclaje activo, la primera consiste en un cilindro, roscado interior y exteriormente en uno de sus extremos. La rosca interior conecta con la barra de tiro del gato. La exterior sirve para roscar un anillo que será el que apoye sobre la placa de anclaje de la estructura.

En el extremo opuesto del cilindro, se conecta éste con una placa agujereada, a través de la cual pasan los torones trenzados y a la que se anclan mediante manguitos de extrusión. En el anclaje pasivo, desaparece el cilindro, y en su lugar está tan solo la placa agujereada en donde se anclan, mediante cuña, los torones individuales. Esta placa transmite la carga a la estructura.

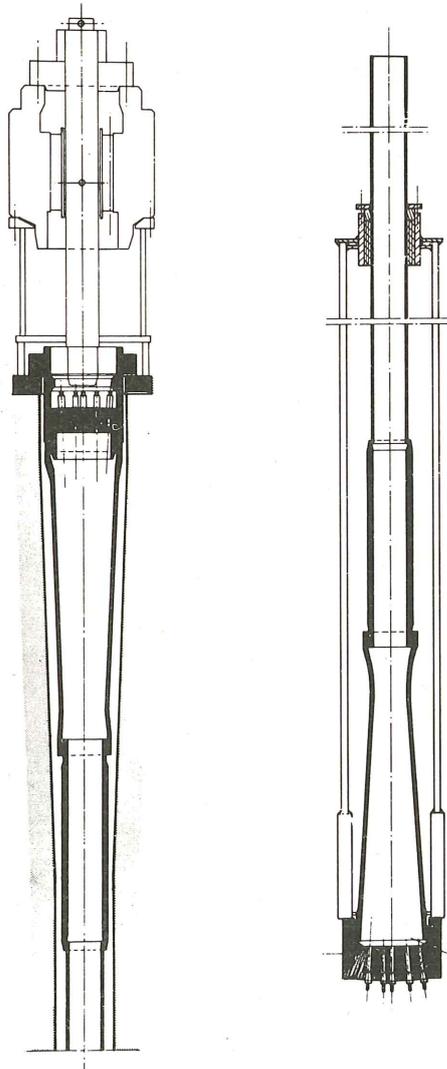


Fig. 15.—Anclaje para torones paralelos tipo Freyssinet.

ANCLAJE SUPERIOR E INFERIOR Y GATO DE TENSION

Tanto en el anclaje activo como en el pasivo, entre la placa de anclaje de los torones y la vaina, se dispone una trompeta metálica solidaria, en cuyo interior se abanican los torones, rellenándose de resina. Esta parte asegura el buen comportamiento del anclaje a fatiga. Fig. 15.

El montaje puede realizarse en obra, enhebrando torón a torón a través del anclaje de la pila, y dando una primera tensión para anclar las cuñas en el anclaje pasivo.

El procedimiento ha sido comercializado por la firma FREYSSINET, habiéndose utilizado en los puentes de Brotonne y de Rande.

5.3.4 Finalmente, indicaremos que en los tirantes de hormigón pretensado se usan los anclajes habituales de esta técnica, y que no son válidos en los tirantes metálicos exentos, cuando hay problemas de gran alternancia de cargas. Como se ha indicado, pueden utilizarse, libres, en casos de poca sobrecarga (Pasarelas de peatones, como en Schillerstrasse). Fig. 16.

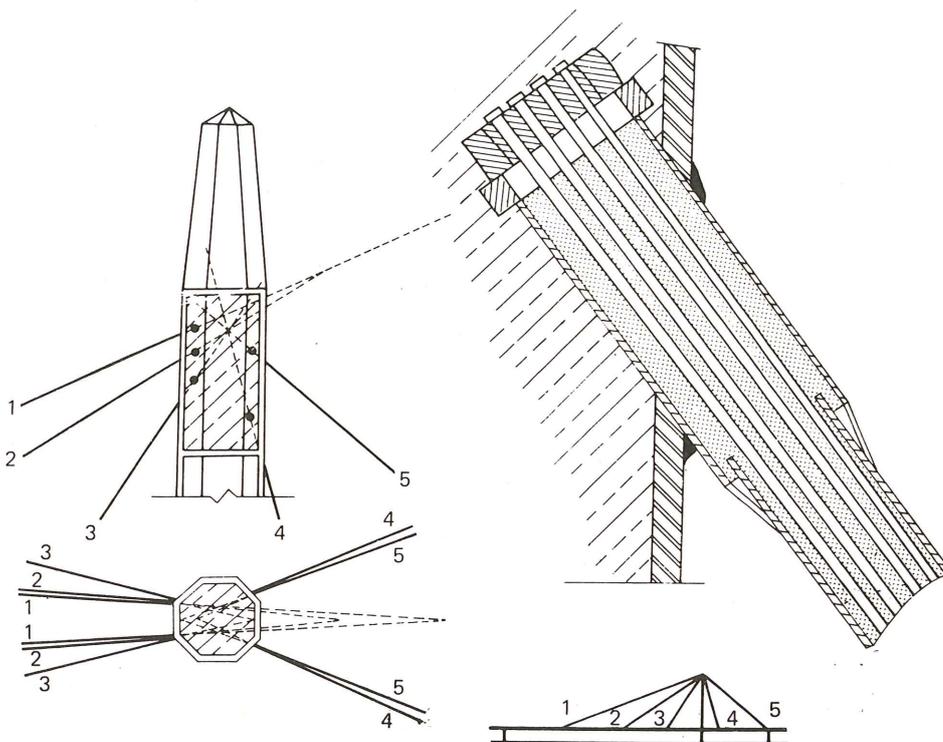


Fig. 16.—Anclaje de pretensado convencional. Pasarela Schiller-Strasse.

6 PUESTA EN CARGA DE LOS TIRANTES

Hay dos procedimientos: mediante gatos sobre los bloques de anclaje activos, o elevando la silla en la pila.

En el caso de Tempul, se utilizó de un modo genial esta última solución, que sigue utilizándose en la actualidad (puente de Massena, Paris, etc.).

7 DIMENSIONAMIENTO DE LOS TIRANTES

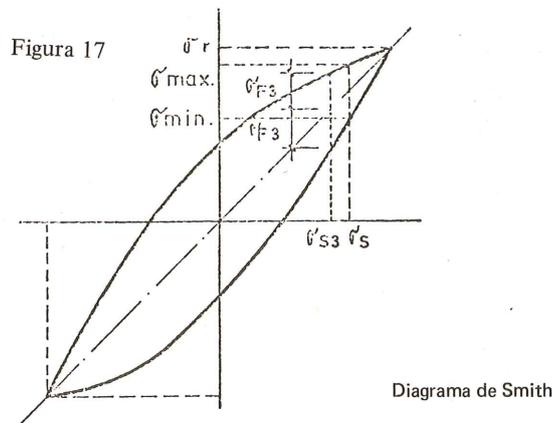
7.1 Para el dimensionamiento de los tirantes, deben determinarse, no solo los valores máximos de los esfuerzos actuantes sino también los valores mínimos y los debidos a cargas permanentes. Con estos datos podremos adoptar la sección adecuada para tener la debida seguridad, tanto a rotura como a fatiga.

El esfuerzo máximo nos proporcionará un primer resultado, el límite inferior de la sección de acero necesaria, al dividirlo por la tensión admisible estática. La tensión admisible estática suele variar entre $\frac{1}{2,5}$ y $\frac{1}{2}$ de la tensión de rotura estática del elemento que forma el tirante (alambre o torón).

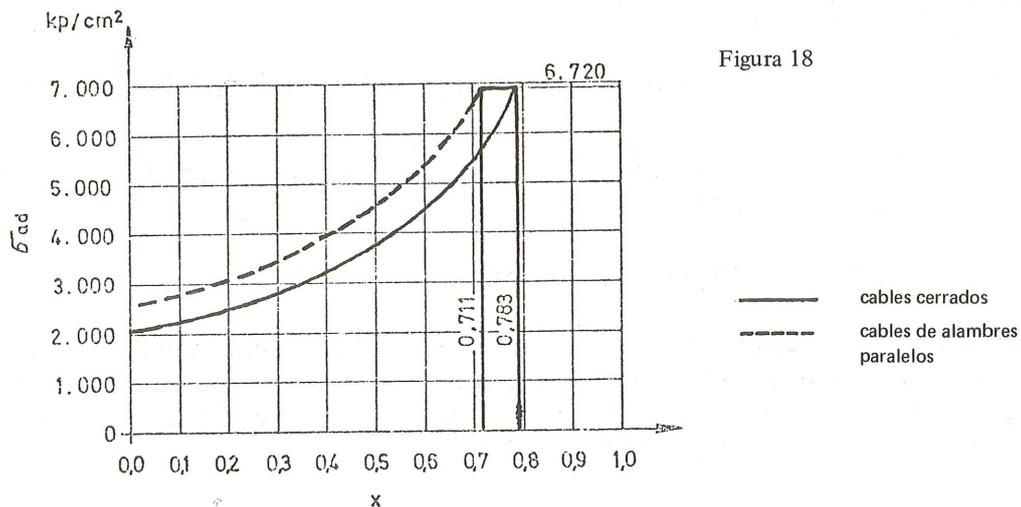
7.2 En cuanto al fenómeno de fatiga, se obtiene la adecuada seguridad adoptando, para cada tirante, una tensión admisible (σ_{ad}) que es función de la relación $X = \frac{\sigma_{mín}}{\sigma_{máx}}$.

La $\sigma_{mín}$ corresponde a la actuación de cargas permanentes y sobrecargas que tienden a descargar el tirante. La $\sigma_{máx}$ se deduce en la hipótesis de carga permanente y sobrecarga del signo adecuado. En la evaluación del efecto de sobrecarga, debe tenerse en cuenta que, a fatiga, solamente intervienen las sobrecargas de gran número de repeticiones, pudiendo no considerarse a tal efecto alguna sobrecarga excepcional en magnitud, pero de escasa frecuencia de actuación.

La función $\sigma_{ad} = f\left(\frac{\sigma_{mín}}{\sigma_{máx}}\right)$ depende de la naturaleza de los elementos constitutivos del tirante, y suele estar recogido en la normativa de cada país. Deriva de la interpretación del diagrama de Smith que recoge, para un número determinado de oscilaciones de tensión, los límites inferior y superior para los que se produce la rotura con una tensión significativa σ_s .



A título de ejemplo, digamos que la Norma 1073 DIN, da las siguientes curvas de tensión admisible para cables de alambres paralelos y cables cerrados, con resistencia a rotura de 160 K/mm^2 .



7.3 Normalmente, estas características se deducen para 2×10^6 ciclos de oscilación entre los límites superior e inferior, cifra que representa un número equivalente a “infinitas” actuaciones.

Por ello es conveniente, si no existen ensayos o experiencias previas de un sistema de suspensión, que se verifique que tanto el tirante como los anclajes son capaces de resistir la fluctuación de tensiones obtenidas en los cálculos, un número de veces igual a 2×10^6 . Este criterio se encuentra, generalmente, recogido en las normas.

8 LA INFLUENCIA DE LOS TIRANTES EN EL CALCULO DE LA ESTRUCTURA

8.1 Es bien conocido que el comportamiento de los puentes atirantados es fuertemente no lineal, debiéndose principalmente al hecho de que el efecto de las deformaciones de la estructura no es despreciable. Esto no solo es cierto para el tablero y pilas, sino también, y quizás más acusadamente, para los tirantes.

En efecto; si bien con una o dos iteraciones se tiene en cuenta el efecto del desplazamiento de los nudos de la estructura, deben considerarse varios casos de aproximaciones sucesivas para tener en cuenta el efecto de los tirantes. En éstos, su cambio de situación geométrica, según sea la tensión que sobre ellos actúe, se asimila a una variación de su módulo de elasticidad. En consecuencia, su alargamiento depende no sólo de la tensión real existente, sino de la variación de la geometría de la catenaria que, irremediamente, describen siempre que tengan proyección en horizontal.

8.2 Llamemos “módulo de elasticidad ficticio” E_f a la relación:

$$E_f = \frac{d\sigma_1}{d\epsilon_1} = \frac{d(T_1/S)}{d\left(\frac{\Delta L^T}{L}\right)}$$

siendo T_1 , la tensión en el extremo inferior, S el área, L la longitud del tirante (según la catenaria) y ΔL^T la longitud “recuperada” a partir del punto A cuando incrementamos T_1 , en ΔT_1 . Se supone que A y B son dos puntos fijos, por los que pasan los extremos del cable.

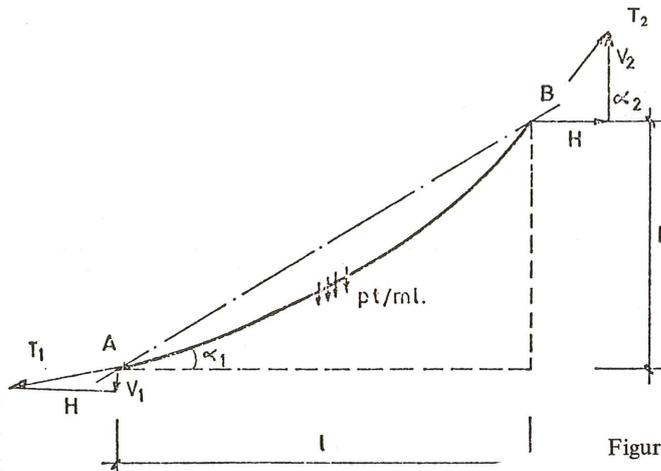


Figura 19

Al dar un ΔT_1 , (suponiendo A y B fijos) se produce ΔL^T que se compone de dos sumandos: ΔL_C debido a la variación de la catenaria y ΔL_e , elástico.

Para un cable inextensible, de peso P (t/m) sin rigidez a flexión, que subtiende la cuerda AB (proyección horizontal ℓ , vertical h) rigen las siguientes relaciones:

$$L = \sqrt{h^2 - 2 \frac{H^2}{P^2} \left(1 - \cosh \frac{P \ell}{H}\right)} \dots \text{ longitud en desarrollo entre A y B.}$$

$$T_1 = H \cosh \left[\operatorname{arg th} \left(\frac{h}{L} \right) - \frac{P \ell}{2H} \right] = H \cosh a_1 \dots \text{ tensión inferior.}$$

$$T_2 = H \cosh \left[\frac{P \ell}{H} + \operatorname{arg th} \left(\frac{h}{L} \right) - \frac{P \ell}{2H} \right] = H \cosh \left(a_1 + \frac{P \ell}{H} \right) \dots \text{ tensión superior}$$

$$\cos \alpha_1 = \frac{1}{\cosh a_1} \dots \text{ ángulo inferior}$$

$$\cos \alpha_2 = \frac{1}{\cosh \left(a_1 + \frac{P \ell}{H} \right)} \dots \text{ ángulo superior}$$

$$\text{Siendo } a_1 = \operatorname{arg th} \left(\frac{h}{L} \right) - \frac{P \ell}{2H}$$

Así pues:

$$E_f = \frac{\frac{dT_1}{S}}{d \left(\frac{\Delta L^T}{L} \right)} \text{ puesto que } S = \text{constante}$$

o bien:

$$E_f = \frac{dT_1/dH}{S \frac{d}{dH} \left(\frac{\Delta L^T}{L} \right)}$$

Desarrollando el denominador tenemos:

$$\frac{d}{dH} \left(\frac{\Delta L^T}{L} \right) = \frac{\frac{d \Delta L^T}{dH} (L) - (\Delta L^T) \frac{dL}{dH}}{L^2} \cong \frac{d \Delta L^T}{dH} \cdot \frac{1}{L}$$

puesto que es $\Delta L^T \ll L^2$

Así pues:

$$E_f = \frac{dT_1/dH}{d \Delta L^T / dH} \cdot \frac{L}{S}$$

y como: $\Delta L^T = \Delta L_c + \Delta L_e$

resulta:
$$\frac{d\Delta L^T}{dH} = \frac{d\Delta L_c}{dH} + \frac{d\Delta L_e}{dH}$$

Ahora bien, si consideramos que la función $L(H)$ está acotada:

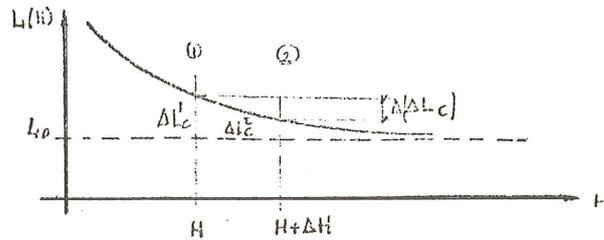


Figura 20

ya que para $H \rightarrow \infty$ $L(H) \rightarrow L_0 = \sqrt{h^2 + \ell^2}$ resultará:

$$L(H)_{(1)} = L_0 + \Delta L_c^1$$

$$L(H + \Delta H)_{(2)} = L_0 + \Delta L_c^2$$

$$\text{Luego } \frac{d\Delta L_c}{dH} = \lim_{\Delta H \rightarrow 0} \left(\frac{\Delta L_{1c} - \Delta L_{2c}}{\Delta H} \right) = \lim \left(- \frac{L(H + \Delta H) - L(H)}{\Delta H} \right) = - \frac{dL(H)}{dH}$$

Por otra parte:

$$\Delta L_e = \int_0^L \frac{T ds}{E_0 S}$$

siendo E_0 el módulo de elasticidad básico del material.

$$\Delta L_e = \frac{1}{E_0 S} \int_0^L \frac{H}{\cos^2 \alpha} dx = \frac{H}{E_0 S} \int_0^\ell \cosh^2 \left(\frac{P}{H} x + a_1 \right) dx$$

Realizando la integración, y derivando con respecto de H obtenemos:

$$\frac{d\Delta L_e}{dH} = \frac{H}{2 p E_0 S} \left[\sinh 2(a_1 + a_2) - \sinh 2 a_1 + 2 a_2 - a_2 (1 - \cosh 2(a_1 + a_2)) + \right. \\ \left. + H \frac{\partial a_1}{\tau \partial H} (\cosh 2(a_1 + a_2) - \cosh 2 a_1) \right]$$

siendo: $a_2 = \frac{P \ell}{H}$, y $a_1 = \operatorname{argth} \left(\frac{h}{L} \right) - \frac{P \ell}{2H} = \operatorname{argth} \left(\frac{h}{L} \right) - \frac{a_2}{2}$

Así pues tendremos:

$$E_f = \frac{dT_1/dH}{-\frac{dL(H)}{d(H)} + \frac{d\Delta L_e}{dH}} \cdot \frac{L}{S}$$

con:

$$\frac{dT_1}{dH} = \cosh a_1 + H \cdot \frac{\partial a_1}{\partial H} \operatorname{senh} a_1 ;$$

$$-\frac{dL(H)}{d(H)} = + \frac{1}{2L} \left[\frac{4H}{P^2} (1 - \cosh a_2) + \frac{2\ell}{P} \operatorname{senh} a_2 \right] ;$$

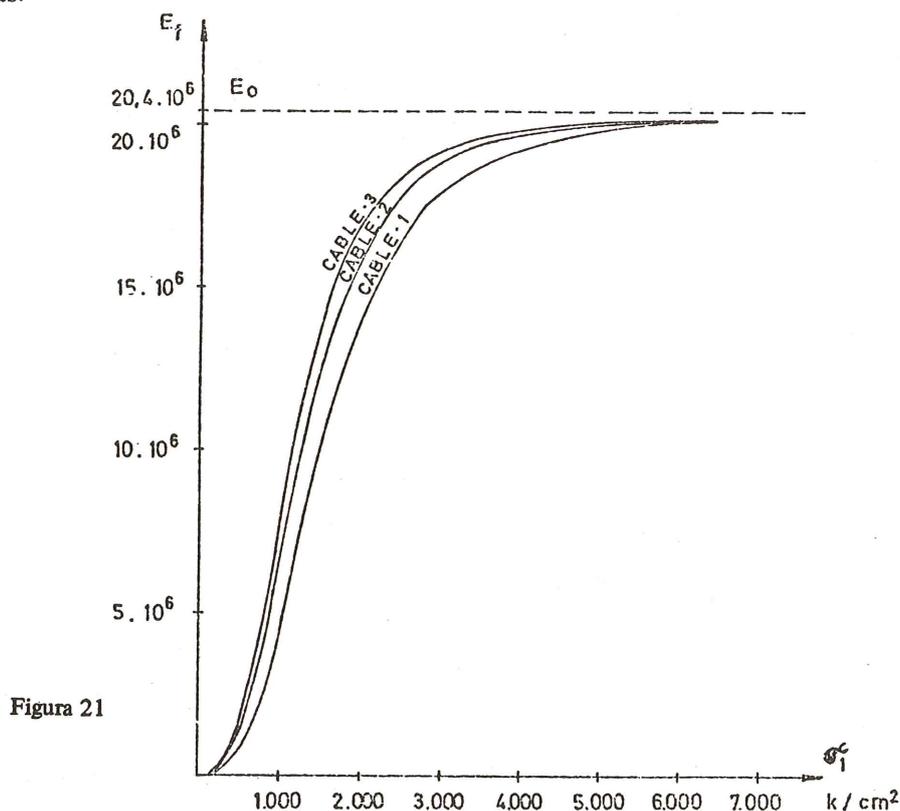
$$L = \sqrt{h^2 - 2 \frac{H^2}{P^2} (1 - \cosh a_2)} ;$$

y $\frac{d\Delta L_e}{dH}$ el valor indicado anteriormente.

Dando valores al parámetro H (componente horizontal de la tensión del cable, constante, obtendremos dT_1/dH , dL/dH , $d\Delta L_e/dH$ y L.

Con ello, aplicando $E_f = \frac{dT_1/dH}{-\frac{dL}{dH} + \frac{d\Delta L_c}{dH}} \cdot \frac{L}{S}$ se dibujarán las leyes $E_f(H)$ o bien

$E_f(T_1)$ ó $E_f(\sigma_1)$. A continuación se incluyen tres ejemplos de cables, con distintas relaciones h/ℓ y áreas.



El cable 1 tiene mayor proyección horizontal que el cable 2, y éste mayor que el 3, a igualdad de alturas. Se observa que para una misma tensión σ , el módulo de elasticidad ficticio disminuye al aumentar la proyección horizontal.

8.3 Si en las expresiones anteriores realizamos las siguientes simplificaciones:

a) Suponemos que la tensión en la catenaria es constante e igual a la proyección de la componente horizontal sobre la cuerda:

$$T_1 \simeq T_2 \cong H/\cos \alpha$$

b) Admitimos que $L \simeq L_0 = \sqrt{h^2 + \ell^2}$ de modo que:

$$\ell/L = \cos \alpha$$

Podremos escribir: $dT_1/dH = 1/\cos \alpha$;

$$-\frac{dL}{dH} = \frac{P^2 \ell^4}{12 L H^3} \quad (\text{tomando 3 términos del desarrollo en serie})$$

$$\frac{d\Delta L_e}{dH} = \frac{d}{dH} \left(\frac{\sigma L}{E_0} \right) = \frac{d}{dH} \left(\frac{H L}{S E_0 \cos \alpha} \right) = \frac{L}{S E_0 \cos \alpha}$$

Sustituyendo:

$$E_f = \frac{\frac{L}{S \cos \alpha}}{\frac{L}{E_0 S \cos \alpha} + \frac{P^2 \ell^2}{12 H^3} \frac{\ell^2}{L}} = \frac{E_0}{1 + \frac{P^2 \ell^2}{12 H^3} S E_0 \cos^3 \alpha}$$

Puesto que $P =$ peso de la unidad de longitud, si escribimos $P = \gamma S$, siendo γ el peso específico del material, será:

$$E_f = \frac{E_0}{1 + \frac{(\gamma \ell)^2 E_0}{12 \frac{H^3}{S^3 \cos^3 \alpha}}}$$

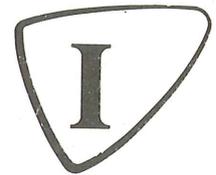
y finalmente llamando: $\frac{H^3}{S^3 \cos^3 \alpha} = \frac{T^3}{S^3} = \sigma^3$ obtenemos:

$$E_f = \frac{E_0}{1 + \frac{(\gamma \ell)^2}{12 \sigma^3} E_0}$$

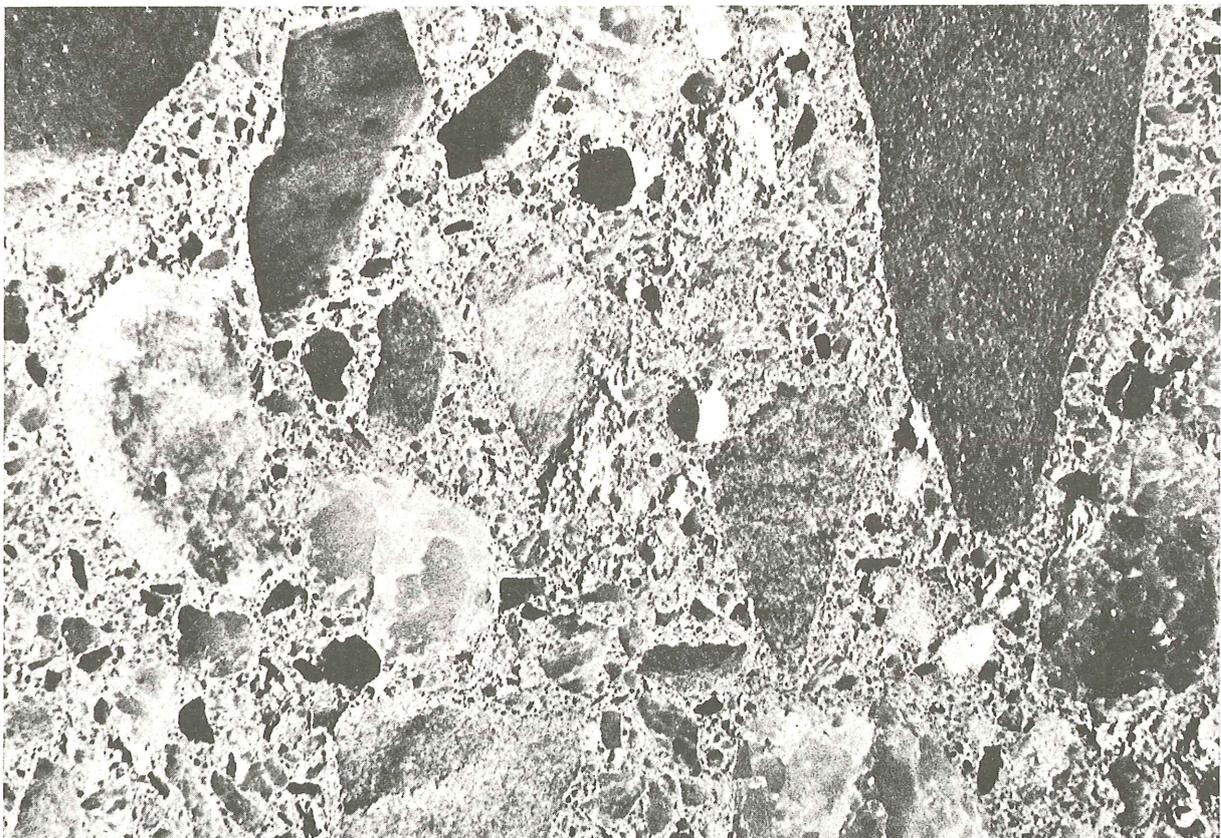
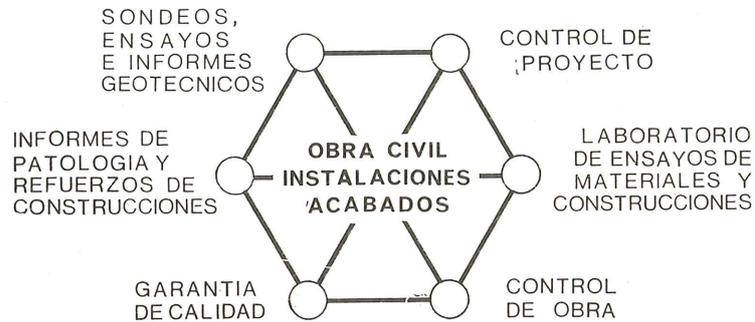
expresión simplificada que se atribuye a Ernst y que nos demuestra como disminuye el módulo de elasticidad ficticio al aumentar la proyección horizontal del cable, y aumenta con la tensión.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 30 del próximo mes de noviembre.

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Fotomicrografía de un testigo de hormigón.

MADRID

Central:

Monte Esquinza, 30 - 4.º D
Tels. (91) 410 51 58/62/66

MADRID

Laboratorio

Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. 675 31 00/04/08

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37

CORNELLA DE LLOBREGAT

Tels. (93) 377 43 58/62

SANTANDER

Félix Apellániz, 11

TORRELAVEGA

Tel. (942) 89 02 01

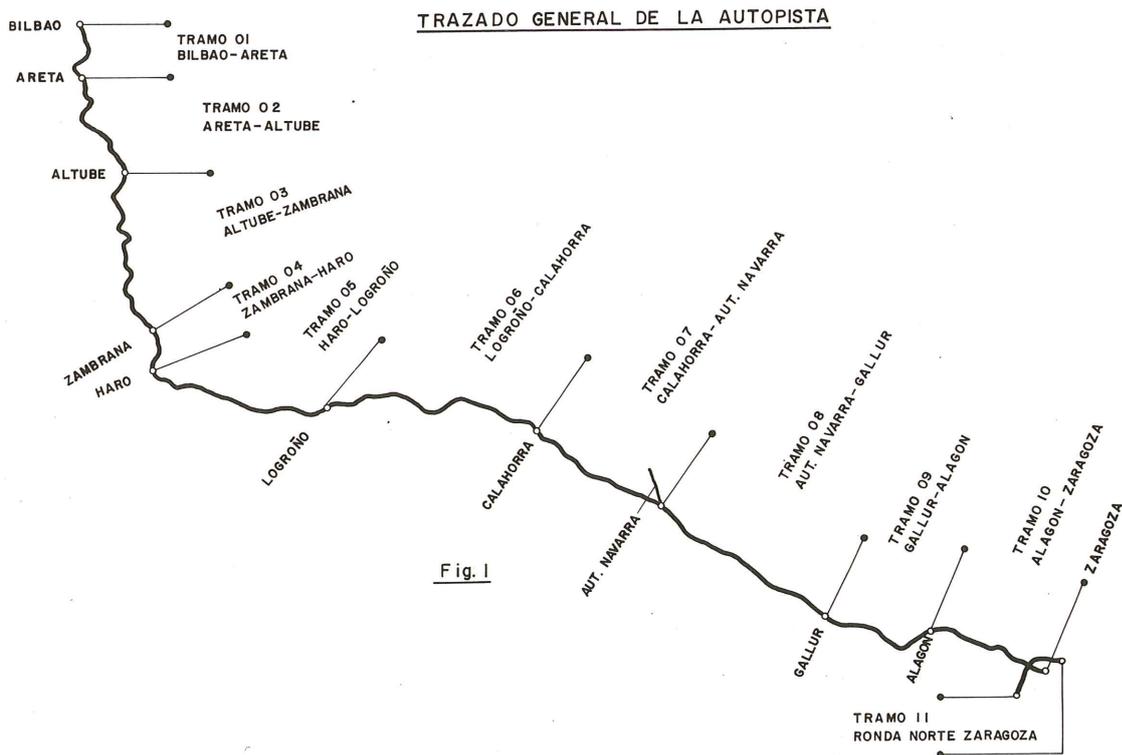
Dos pasos superiores en el enlace de la Ronda Norte de Zaragoza con la Autopista del Ebro.

Carlos Siegrist, Avelino Samartín, Manuel Martínez Lafuente, Arturo del Tiempo
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

1. INTRODUCCION

La autopista del Ebro, en el itinerario Bilbao-Zaragoza, ha sido objeto de concurso para su construcción y explotación en régimen de peaje, siendo adjudicataria de la misma la empresa Autopista Vasco-Aragonesa, Concesionaria Española, S.A. La concesión de la construcción y explotación del mencionado itinerario, incluía la obligación de construir la Ronda Norte de Zaragoza, que se desarrolla a lo largo de 11 km. entre la Carretera Nacional II, de Madrid a Barcelona, y la autopista de Alfajarín, comienzo del itinerario Zaragoza-Vendrell que completa la Autopista del Ebro.

El itinerario total está dividido en once tramos, de los que el décimo se desarrolla entre el enlace de Alagón y Zaragoza, y el undécimo es la propia Ronda Norte de Zaragoza. Estos dos tramos se cruzan prácticamente en ángulo recto a unos 4 km. de la Avenida de M^a Agustín, donde finaliza la Autopista (Fig. 1).



ANTEPROYECTO DE ENLACE EN RONDA NORTE

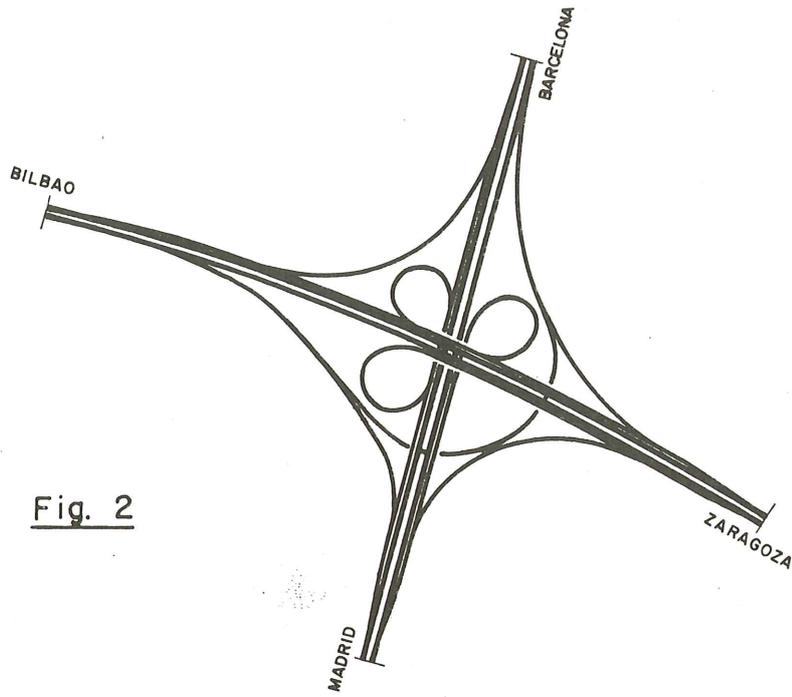


Fig. 2

PROYECTO DEFINITIVO DE ENLACE EN RONDA NORTE

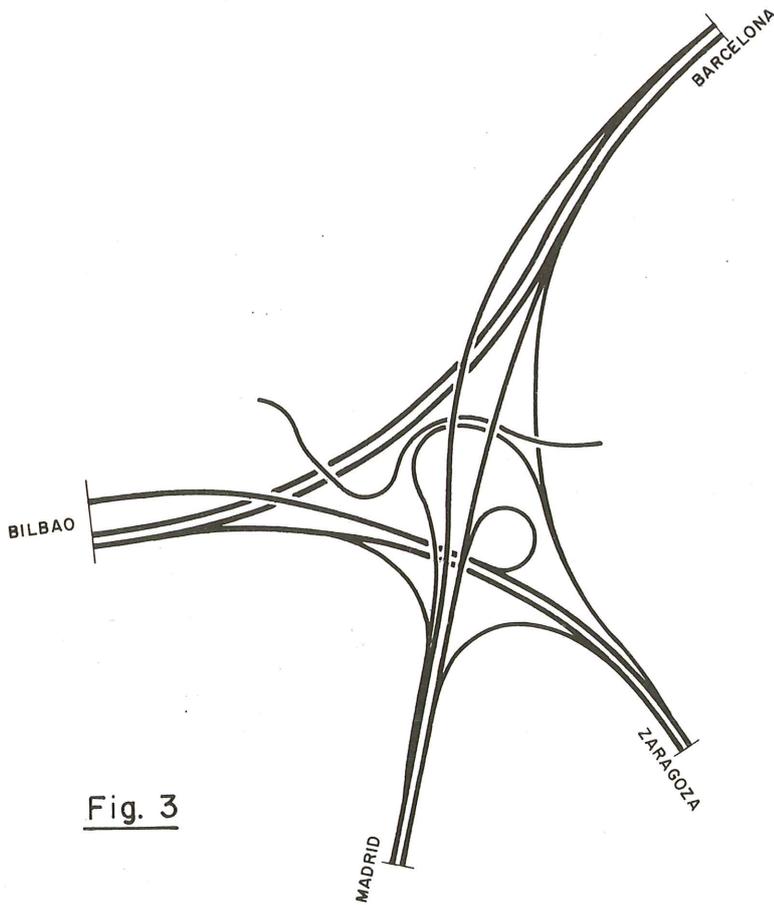


Fig. 3

En el Anteproyecto de la Administración se daba continuidad a la Ronda Norte y a la penetración de la Autopista en Zaragoza, dejando el recorrido Bilbao-Barcelona como un ramal del enlace (Fig. 2). La Sociedad Concesionaria introdujo una modificación sustancial en éste, que fue aprobada por la Administración, dando continuidad geométrica y funcional a la Autopista del Ebro, a través del tramo de Ronda Norte, hacia la autopista ya existente Zaragoza-Alfajarín, y con la que estaba entonces en construcción y hoy ya está en funcionamiento, de Alfajarín a Vendrell.

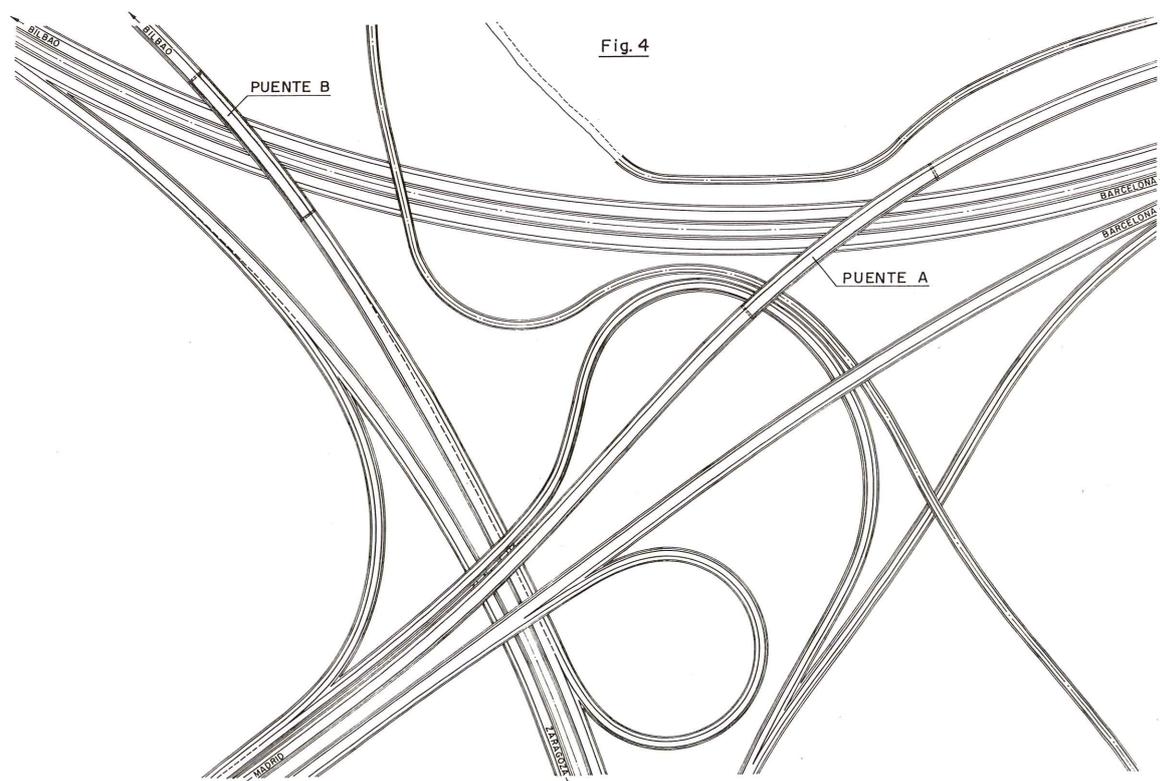
De esta forma, la penetración en Zaragoza, del itinerario Bilbao-Zaragoza, se desprende del tronco principal como un ramal de acceso, e igualmente lo hace la propia Ronda Norte, en su dirección hacia la carretera N-II (Fig. 3).

El enlace entre las cuatro direcciones, Bilbao, Alfajarín, Zaragoza y Carretera N-II, es completo, a excepción del movimiento Alfajarín-Zaragoza, que se ha omitido por su escaso interés, dado que ya existe en el inmediato enlace de la Ronda Norte con la carretera N-232, a 1 Km. de distancia.

La complicación geométrica del enlace, y de las estructuras que se originan en el cruce de los diversos sentidos de circulación, viene agravada por la existencia del camino de Monzalbarba, que cruza todos los ramales del enlace por el lado Norte, y la propia Autopista del Ebro.

El enlace da lugar a la existencia de ocho estructuras, de las cuales, tres son losas macizas de canto constante, dos son puentes de vigas-cajón isostáticas prefabricadas, una a base de vigas de sección en doble "T" prefabricadas, y las otras dos, que son de las que se va a tratar a continuación, son losas continuas aligeradas.

Corresponden estas dos últimas estructuras al paso de los ramales Alfajarín-Carretera N-II y Zaragoza-Bilbao, sobre la autopista del Ebro. Ambas tienen un ancho total de 13 metros, distribuidos en una calzada de dos carriles de 3,75 m., cada uno, un arcén derecho de 2,50 metros, un arcén izquierdo de 1 metro y dos aceras de 1 metro cada una. El ancho total de la autopista del Ebro es de 34 metros entre bordes exteriores de bermas, correspondiente a dos



calzadas de dos carriles de 3,75 m. cada uno, con arcenes de 2,50 m., el exterior y 1 metro el interior, y una mediana de 10 metros. Los dos cruces están fuertemente esviados, desarrollándose las estructuras en ambos, en curvas circulares de 800 m., de radio. En lo que sigue se designará por "Puente A" el primero y "Puente B" el segundo. (Fig. 4).

2. DESCRIPCION DE LA SOLUCION ADOPTADA

Desde el primer momento se desechó la posibilidad de hacer los puentes en esviaje, puesto que éste es acusadísimo, y origina grandes problemas en las esquinas y en los apoyos, además de alargar fuertemente la longitud de los muros de estribos. Además, en el "Puente A", existía la necesidad de salvar el camino de Monzalbarba y el ramal Zaragoza-Carretera N-II, con un ángulo de esviaje mucho menor; por todo ello se decidió disponer las líneas de apoyos normales al puente.

Se tanteó la posibilidad de disponer apoyo único, en las pilas, pero, dado que las condiciones de los cruces imponen luces muy diferentes, y dan lugar a estructuras de bastante longitud, sobre todo en el Puente A, así como por el ancho de 13 metros, se decidió poner apoyo doble, aún a costa de aumentar un poco la longitud de los vanos centrales, empotrando elásticamente a torsión el tablero sobre las pilas.

Las luces resultantes en los dos puentes son las siguientes:

Puente A: 28,00-41,00-37,50-32,75-26,75 metros.

Longitud total: 166,00 metros.

Puente B: 25,45-41,00-35,50-23,35 metros.

Longitud total: 125,30 metros.

(Figs. 5a y 5b).

2.1 Tablero

La elección de la sección transversal venía condicionada por aspectos resistentes (luz máxima de 41 metros, y apoyos dobles pero con poca separación transversal en cada pila) y por aspectos estéticos (son puentes de altura estricta, con gálibo de 5 metros sobre la autopista inferior). Por otra parte, la diferencia de luces y la curvatura en planta de las estructuras aconsejaba realizar tableros continuos, eliminando asimismo las juntas de dilatación intermedias, siempre molestas para el tráfico, de conservación difícil y, a menudo, con problemas de estanquidad.

Conjugando todos los aspectos anteriores se decidió la adopción de una sección en artesa, trapecial, con voladizos laterales de 4 metros de longitud que contribuyen a aumentar la sensación de esbeltez del tablero.

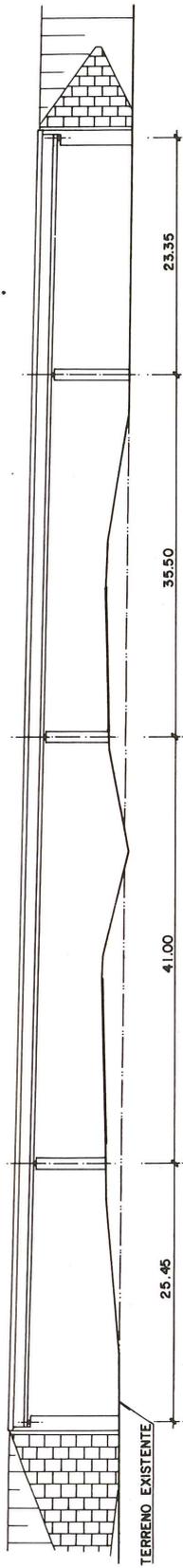
La sección tiene 1,65 metros de canto constante, lo que representa una esbeltez de 1/25 respecto a la luz máxima de 41 metros.

Está aligerada con cuatro alveolos, de los que dos corresponden a las zonas laterales, en orden a reducir al máximo el peso propio, con espesores de 20 cm. en las tablas inclinadas laterales y en la zona central del forjado superior, y de 25 cm. en los laterales del forjado superior y en la losa inferior. El espesor de las tres almas verticales es de 50 cm.

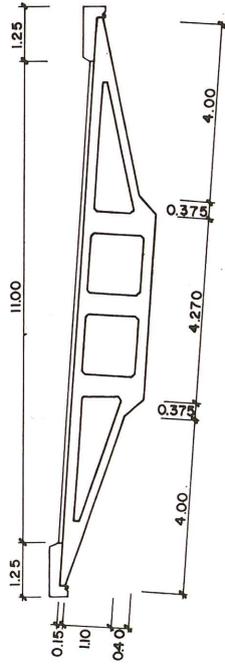
Los paramentos laterales inclinados tienen un quiebro a 40 cm. del plano inferior con objeto de disimular la posible junta de hormigonado en esta zona; sin embargo, como se explicará más adelante, la primera fase de hormigonado ha abarcado la losa inferior y las inclinadas en toda su longitud haciendo innecesaria la mencionada junta de hormigonado.

La sección transversal se maciza en las zonas de apoyo, en una longitud de 3 metros sobre las pilas y de 2,45 m sobre los estribos.

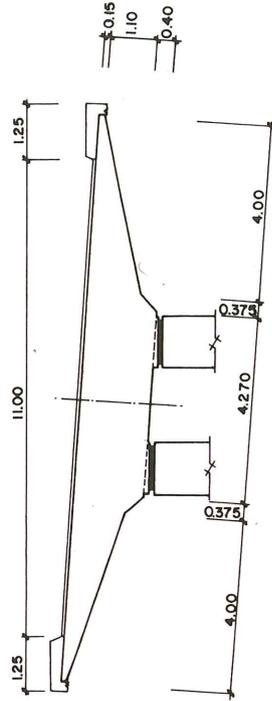
PUENTE-B
ALZADO



SECCION A-A



SECCION B-B



PLANTA

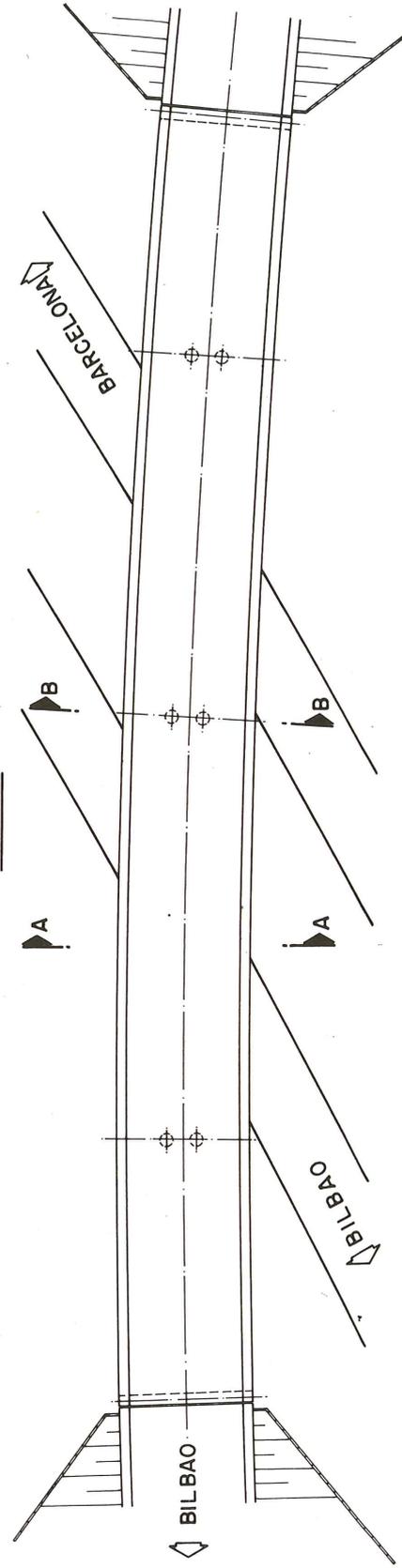
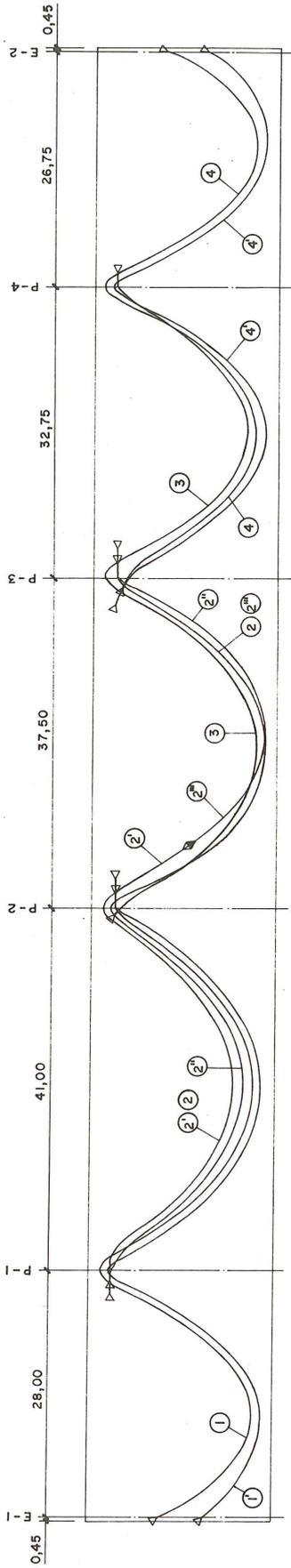


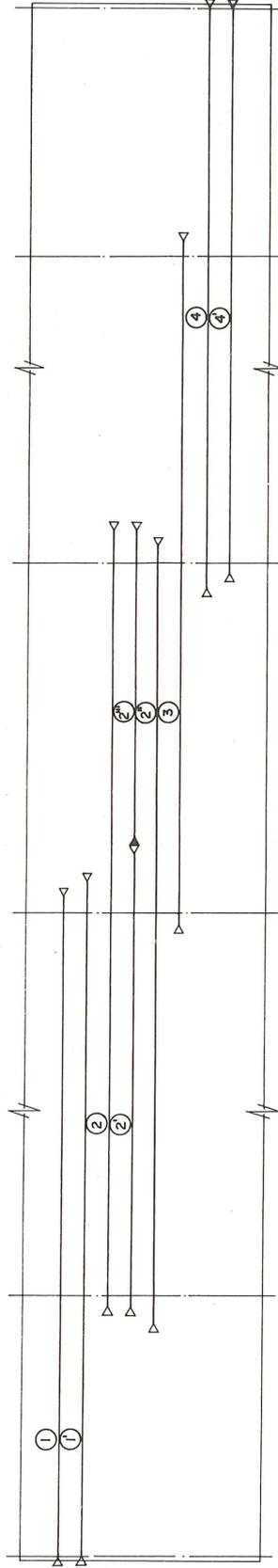
Fig. 5 b

PUENTE A: ESQUEMA DE PRETENSADO

ALZADO



PLANTA



▷ ANCLAJE ACTIVO
 ▲ ANCLAJE PASIVO

FAMILIA - I	6 CABLES
" 1'	6 "
" 2	3 "
" 2'	3 "
" 2''	6 "
" 2'''	3 "
" 3	6 "
" 4	6 "
" 4'	6 "

COMPOSICION DE CABLES POR FAMILIAS

Fig. 7

totalidad, el "Puente A" se ha ejecutado en dos fases, cimbrando en la primera los dos vanos de 25, 45 y 41,00 metros y 7,50 metros del tercer vano, y en la segunda fase el resto.

En ambos puentes se utilizan cables de 18 torones de 0,5" de diámetro, de acero superestabilizado de 190 kg/mm² de tensión de rotura, tesados a 254 toneladas, lo que representa el 75 por 100 de la carga de rotura.

En el "puente B" existen siete familias de cables de las que 6 tienen sus anclajes en los extremos del tablero; la séptima familia se ancla sobre las pilas 1 y 3, pretensando sólo los dos vanos centrales. Existen 6 cables en esta familia, y en total, 21 (Fig. 6).

En el "Puente A", por el contrario, el cableado es mucho más complicado, como es lógico. Por un lado existen 15 cables distribuidos en 3 familias que se tesan en la 1^a fase de hormigonado, de las cuales, una se prolonga en la 2^a fase mediante conexión con un acoplador de tipo fijo. En esta 2^a fase de hormigonado se tesan 30 cables distribuidos en 6 familias. El trazado está hecho de modo que ningún cable abarque más de dos vanos, con objeto de evitar las fuertes pérdidas de pretensado que se producen al acumularse los cambios de sentido de curvatura. (Fig. 7).

De esta forma, las cuantías de acero de pretensado obtenidas son las siguientes:

Puente A: 18,87 kg/m² de tablero.

Puente B: 20,21 kg/m² de tablero.

2.3 Pilas y cimentación

El ancho inferior del tablero es de 4,27 metros. Para darle apoyo doble cabe la posibilidad de disponer una pila única, ensanchada en su coronación para disponer los dos apoyos, o bien desdoblar la pila en dos fustes independientes.

La primera solución exige pilas de forma trapezoidal o en "V", muy adecuadas cuando la altura de todas es prácticamente la misma. Sin embargo, en nuestro caso, aunque la altura desde la coronación de zapata hasta el tablero es semejante, la altura visible de las pilas varía considerablemente a causa del peralte de la autopista inferior, y de las diferencias de cotas de ra-

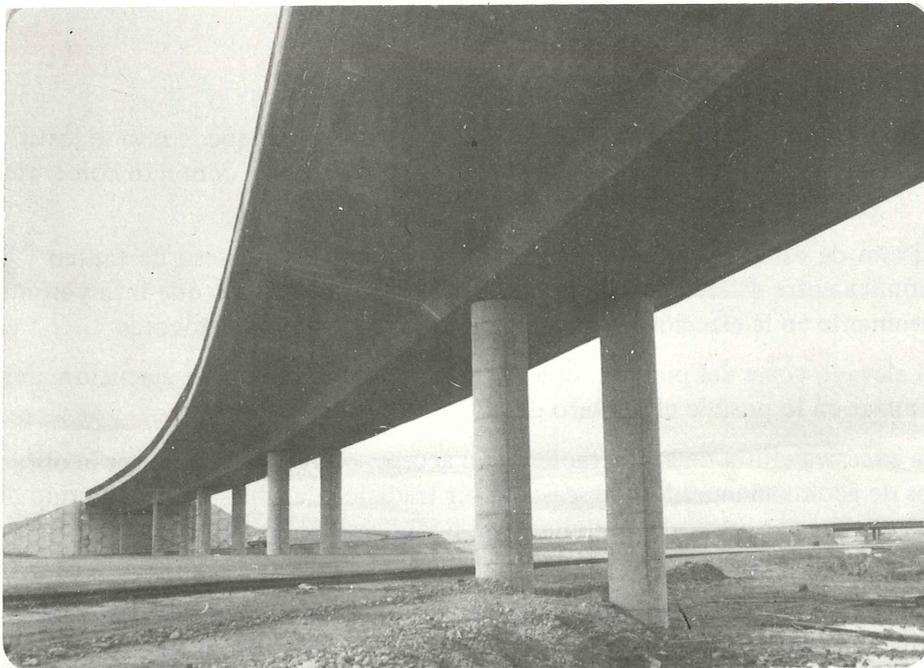


Fig. 8.

sante entre ésta y el camino y ramal salvados. Por otra parte, el peralte de las estructuras, que es del 6 por 100 en el puente A y del 5,5 por 100 en el puente B, obliga a coronar las pilas a diferente altura en sección transversal, o por el contrario, a disponer tacones de apoyo de altura distinta en el tablero, para coronar la pila en horizontal, lo que no contribuye a realzar el aspecto estético del puente.

Por todo ello se ha decidido disponer pilas formadas por dos fustes cilíndricos circulares, de 1,20 m. de diámetro, separados 2,90 m. entre ejes. A ello ha contribuido también un deseo de uniformidad con los otros pasos superiores del enlace, que van apoyados sobre pilas cilíndricas circulares (Fig. 8).

En cuanto al terreno de cimentación es semejante en ambos pasos, pues ambos están situados en el lecho de inundación del Ebro, en zona afectada por meandros actualmente abandonados.

En ambos casos aparecen tres niveles, con espesores y características variables a causa del continuo proceso de erosión y deposición efectuado por el río:

- Tierra vegetal y limos arenosos blandos con espesores comprendidos entre 2 y 8 metros.
- Gravas en matriz limo-arenosa, con espesores variables entre 6,50 y 12 metros.
- Margas arcillosas grises con nódulos de yeso y algún banco métrico de yeso masivo, perteneciente al Mioceno. En el contacto con las gravas hay una capa de arcilla margosa alterada, con un espesor de 1 a 2 metros.

Dada la deficiente calidad del estrato superficial, y su espesor, y la existencia de la capa de arcilla margosa alterada bajo las gravas, se decidió disponer una cimentación profunda, que redujera claramente la posibilidad de aparición de asientos diferenciales, con su repercusión sobre las estructuras hiperestáticas proyectadas.

En total, cada pila del Puente A va cimentada sobre 10 pilotes de 1 metro de diámetro y unos 19 metros de longitud, y las de la estructura B sobre 8 pilotes de 1 m de diámetro, y longitudes comprendidas entre 12 y 17 metros. Todos los pilotes se empotran 8 metros en las margas arcillosas.

2.4 Estribos

Mención especial merecen los estribos de estas estructuras que, como se justifica a continuación, presentan la particularidad de no estar físicamente en contacto con el terraplén de acceso.

El diseño de estos estribos, fue consolidándose tras un proceso de tanteo y comparación económica entre diferentes soluciones. Como factores de peso que influyeron de forma más determinante en la elección de la solución, intervinieron los siguientes:

- a) El elevado coste del pilotaje, unido a la brevedad del plazo de ejecución, exigían minimizar en lo posible el número de pilotes de estos estribos.
- b) La excesiva altura de los terraplenes de acceso, obligaba a prolongar la obra con muros de acompañamiento que, caso de ser tradicionales, hubieran requerido de una cimentación por pilotes o pantallas para poder resistir los elevados empujes a que se veían solicitados.
- c) La cuantía de armadura de los pilotes del muro de contención del estribo resultaba muy elevada ya que estaban solicitados por fuertes esfuerzos de flexión originados por el empuje del relleno de trasdós.

Por estos motivos, se decidió independizar la cimentación propia del puente, de la contención de tierras del relleno, lo que podía conseguirse interponiendo un muro de Tierra Armada que aislase el trasdós del estribo, del terraplén (Fig. 9).

El hueco que quedaba abierto entre ambos elementos se salvaba en coronación mediante un murete de guarda que se prolongaba hacia atrás hasta tomar contacto con el terraplén permitiendo así salvar la discontinuidad de la rodadura.

Para cimentación de los tabiques de 4,00 x 1,30 metros de apoyo extremo del tablero, se dispusieron seis pilotes de 1,00 metro de diámetro en ambos puentes.

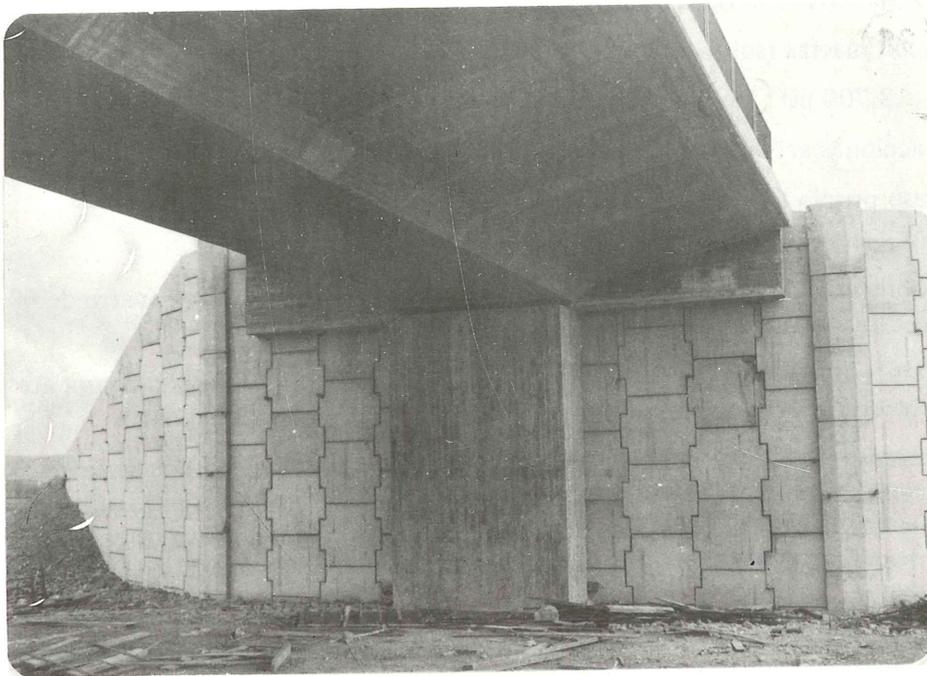


Fig. 9

3. ANALISIS ESTRUCTURAL

Se comentan a continuación los aspectos más importantes considerados en el cálculo del puente. En particular se describen los modelos estructurales utilizados, el análisis propiamente dicho y los resultados obtenidos. Con este objeto se supone el puente, dividido en tres partes diferenciadas:

- 1) tablero, 2) pilas, estribos y cimentación. 3) Apoyos y detalles constructivos.

3.1 Tablero

Estructuralmente constituye una losa continua de sección constante muy aligerada. Como es habitual en este tipo de tableros, se suele considerar separado el cálculo en dos fases.

- a) Análisis de los esfuerzos totales "a todo ancho", es decir, como estructura monodimensional (viga).
- b) Estudio transversal.
 - a) *Cálculo longitudinal.*

En el estudio longitudinal a todo ancho, se ha supuesto el tablero, dada su pequeña curvatura en planta, como una viga recta continua de varios vanos, con las luces siguientes:

ESTRUCTURA A 28,00 - 41,00 - 37,50 - 32,75 - 26,75

ESTRUCTURA B 25,45 - 41,00 - 35,50 - 23,35

Las características mecánicas de la sección transversal utilizadas, han sido:

– Sección normal

A = Area = 7,5222 m²

I = Inercia = 2,13305 m⁴

Posición del centro de gravedad.

V = Distancia a la fibra superior = 0,627 m.

V' = Distancia a la fibra inferior = 1,023 m.

Sección maciza (sobre apoyos).

A = 13,700 m²; I = 2,4738 m⁴; V = 0,652 m; V' = 0,998 m.

Las acciones actuantes consideradas, fueron:

– Peso propio (suponiendo un peso específico del hormigón de 2,5 T/m³).

– Superestructura (barandillas, acera y pavimento).

– Sobrecarga de la Instrucción Española de Puentes de Hormigón (carro de 60 T y sobrecarga uniforme de 0,400 T/m²).

Mediante un programa de cálculo por computador, realizado específicamente para este tipo de estructuras de tableros, se han obtenido los siguientes resultados:

Esfuerzos (momentos flectores y cortantes) en secciones a décimos de la luz de cada vano y reacciones de apoyos producidas por las anteriores acciones. En particular, para la sobrecarga, se han calculado para cada esfuerzo y reacción pésima (máximas y mínimas), la posición del tren que la alcanza, así como los esfuerzos acompañantes, que el tren en dicha posición produce.

El pretensado se ha considerado en el cálculo como una acción exterior y es tratado también dentro del programa anterior de computador, a partir de los datos de la geometría del trazado de los cables y sus características (resistencia, tensión inicial y tipo de tesado, etcétera).

Los cables de pretensado utilizados han sido tendones de cordón de 18 ϕ 0,5" sistema Stronghold.

Dos situaciones extremas se han previsto en el estado tensional del pretensado:

- 1) Inicial: obtenida a partir de la situación de tesado, deducidas las pérdidas de tensión debidas al rozamiento y penetración de los anclajes y no simultaneidad de la puesta en tensión.
- 2) Final: igual a la situación inicial, deduciendo las pérdidas debidas a la relajación del acero, retracción y fluencia del hormigón.

El estudio tensional ha sido dividido en dos grandes apartados:

Tensiones longitudinales de flexión

En las secciones a décimos de luz de cada vano, se combinan los esfuerzos anteriores, en las distintas etapas funcionales (construcción y servicio) del tablero.

A efectos indicativos, se calcularon las tensiones medias longitudinales de flexión de las secciones anteriores, obteniéndose los siguientes valores extremos:

Fase constructiva	$\sigma_{\min} = 20,4 \text{ kg. cm}^{-2}$	$\sigma_{\max} = 75,1 \text{ kg. cm}^{-2}$
Fase servicio	$\sigma_{\min} = 10,7 \text{ ''}$	$\sigma_{\max} = 112,5 \text{ ''}$

Sin embargo, como es bien conocido, la distribución transversal de tensiones longitudinales no es uniforme, al existir una excentricidad de la sobrecarga y una distinta colaboración de los elementos estructurales en esta flexión (ancho eficaz del ala). Con objeto de determinar esta distribución transversal, se han obtenido a partir del estudio transversal, que se describe más tarde, los coeficientes k_i de excentricidad de flexión en las fibras 1, 2, 3, 7 y 8 (figura 10); es decir, las relaciones entre las tensiones reales en dichas fibras σ_i y la tensión media, σ_m .

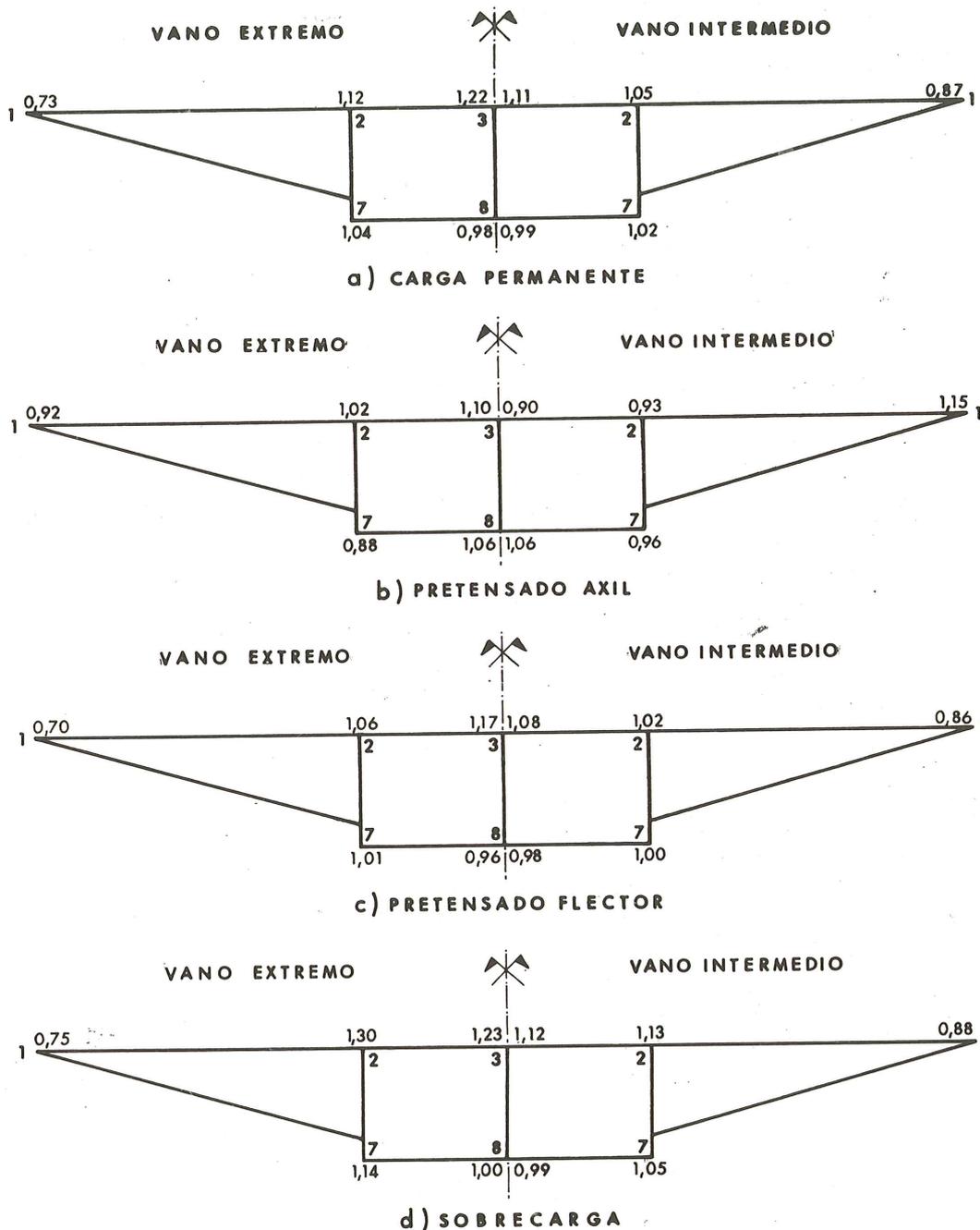


Figura 10 - k_i COEFICIENTES DE EXCENTRICIDAD DE FLEXION LONGITUDINAL

Conviene observar que estos coeficientes de excentricidad son distintos para cada solici-tación (pretensado, carga permanente, peso propio, sobrecarga).

Considerando esta variación transversal, los valores máximos y mínimos de las tensio-nes son los siguientes, en Kg/cm².

FIBRA	$\sigma_{m\acute{a}x}$	$\sigma_{m\acute{i}n}$
1	74,9	9,5
2	74,1	-10,3
3	72,1	-11,8
4	110,7	-12,4
5	108,4	- 6,1

Valores considerados totalmente admisibles ya que el hormigón del tablero es del tipo H-350.

Además de esta comprobación de las tensiones de servicio, se han estudiado las situa-ciones de fisuración y rotura, deduciéndose respectivamente la armadura pasiva y el margen de seguridad, según las recomendaciones francesas de la A.S.P. -65.

Tensiones tangenciales de flexión y torsión

El flujo de tensiones tangenciales que aparecen a lo largo de cada sección transversal, procede de la acción conjunta del esfuerzo cortante y el momento torsor actuante en dicha sección. Para su determinación es necesaria la utilización de ciertos resultados deducidos de un estudio transversal.

En particular se precisa conocer los coeficientes K_I de cada fibra i , que representan la relación entre la tensión tangencial en dicha fibra y el esfuerzo cortante total actuante en la sección, es decir, $K_I = T_I/Q$. Conviene observar que en este valor del coeficiente K_I está in- cluido el efecto de la posible excentricidad de la sobrecarga (torsión), y además depende de la situación de la sección transversal estudiada.

A partir de los coeficientes K_I , se calcularon las tensiones tangenciales en las secciones situadas a décimos de la luz de cada vano, producidas por las acciones de peso propio, super-estructura, sobrecarga en sus situaciones extremas (máxima y mínima), y pretensado en sus fases inicial y final. Así como el valor acompañante de la tensión longitudinal de flexión, ne-cesario para la comprobación según las recomendaciones citadas. Esta comprobación ha sido realizada mediante un programa específico de cálculo por computador, obteniéndose la ar- madura de las distintas fibras y su variación a lo largo del tablero.

b) Estudio Transversal.

Lámina plegada prismática

El elevado aligeramiento de la losa, exige para su estudio transversal adecuado, su mo- delización como estructura tridimensional (West, 1973). Sin embargo, a efectos comparati- vos, se ha estudiado asimismo como una estructura bidimensional, mediante emparrillado pla- no.

La lámina plegada ha constituido la estructura tridimensional utilizada como modelo del tablero. La adecuación, en el estudio de puentes ha sido mostrada por numerosos autores (Scordelis 1966, Samartin 1974) por lo que no se repiten sus argumentos aquí.

La idealización de la losa real en lámina plegada, es directa, ya que impone el mínimo

de artificio. En este caso, la lámina plegada tiene las siguientes características (figura 11) y los siguientes espesores de las placas:

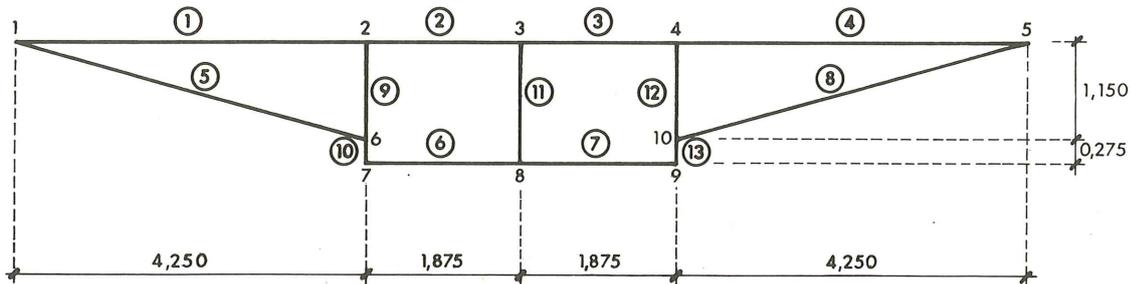


Figura 11.- LAMINA PLEGADA. SECCION TRANSVERSAL

LOSA	ESPEJOR DE EXTENSION (laja)	ESPEJOR DE FLEXION (placa)
1 y 4	0,250 m	0,324 m
2 y 3	0,200	0,246
5 y 8	0,200	0,259
6 y 7	0,250	0,307
11 y 12	0,500	0,500
10 y 13	0,750	0,750

El espesor de flexión se ha obtenido mediante consideración de la luz libre existente para la flexión entre nudos.

Si bien un cálculo como lámina plegada continua es posible, para el estudio transversal no se ha considerado preciso tal refinamiento, habiéndose supuesto la consideración de láminas plegadas simplemente apoyadas de luz igual a la distancia entre puntos de inflexión. En este caso, se han considerado las dos luces (casos extremos), de las láminas plegadas biapoyadas siguientes:

1) $L_1 = 25,00$ m

2) $L_2 = 17,00$ m

Los casos de carga estudiados se esquematizan en la figura 12.

Los resultados obtenidos mediante un programa de computador, son los movimientos a lo largo de las aristas (tres desplazamientos y un giro), y los esfuerzos en los extremos de cada losa (flector, cortante transversal, axil y cortante en el plano de la losa o rasante).

A partir de estos resultados se obtuvieron los siguientes valores característicos del estudio transversal de la sección:

- 1) Coeficiente de excentricidad de momentos longitudinales.
- 2) Coeficiente de cortantes.
- 3) Esfuerzos transversales. Momentos flectores.
- 4) Esfuerzos transversales. Axiles,

para las diferentes acciones (peso propio, superestructura, pretensado y sobrecarga) en todas las fibras de la sección transversal.

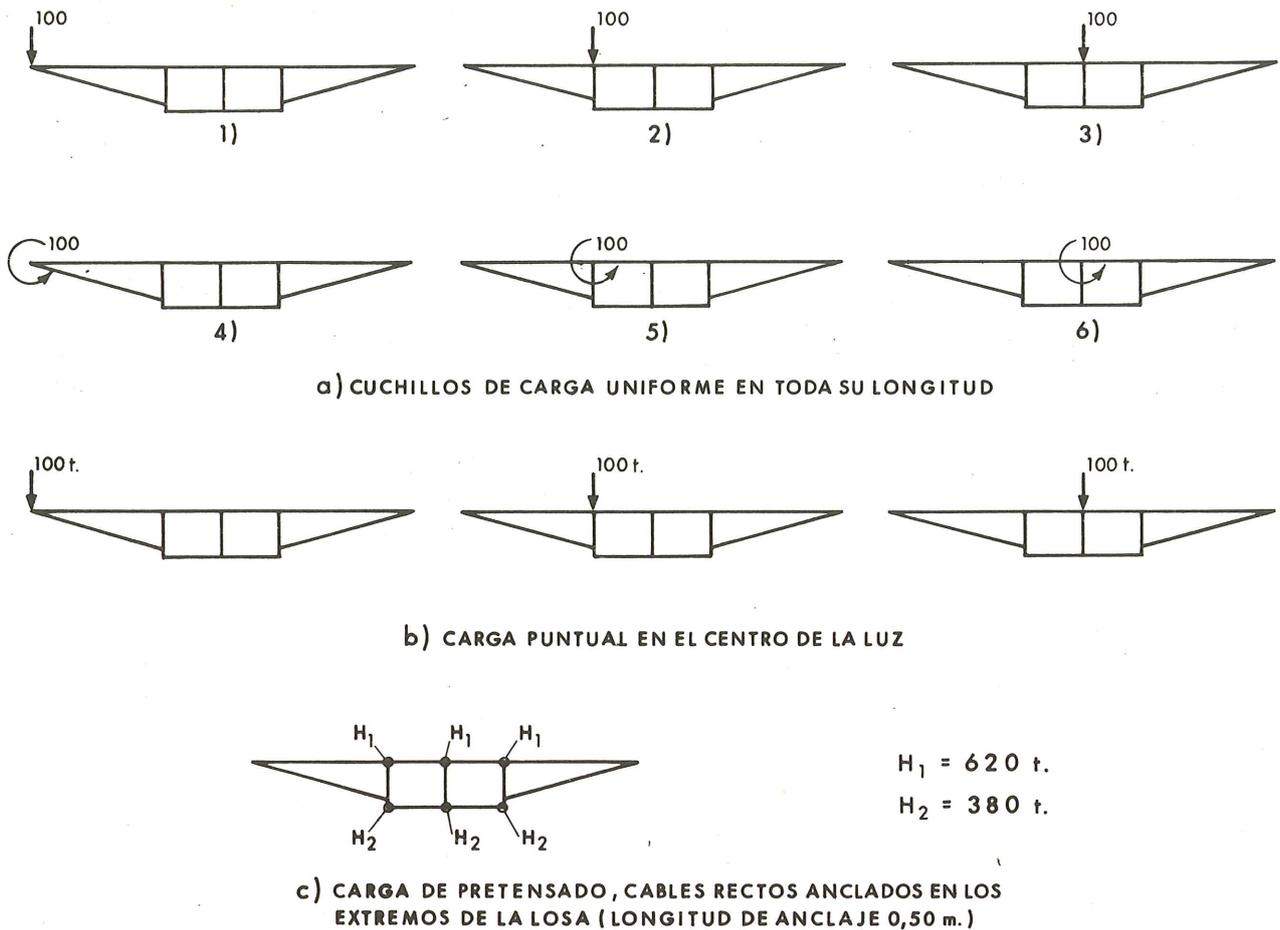


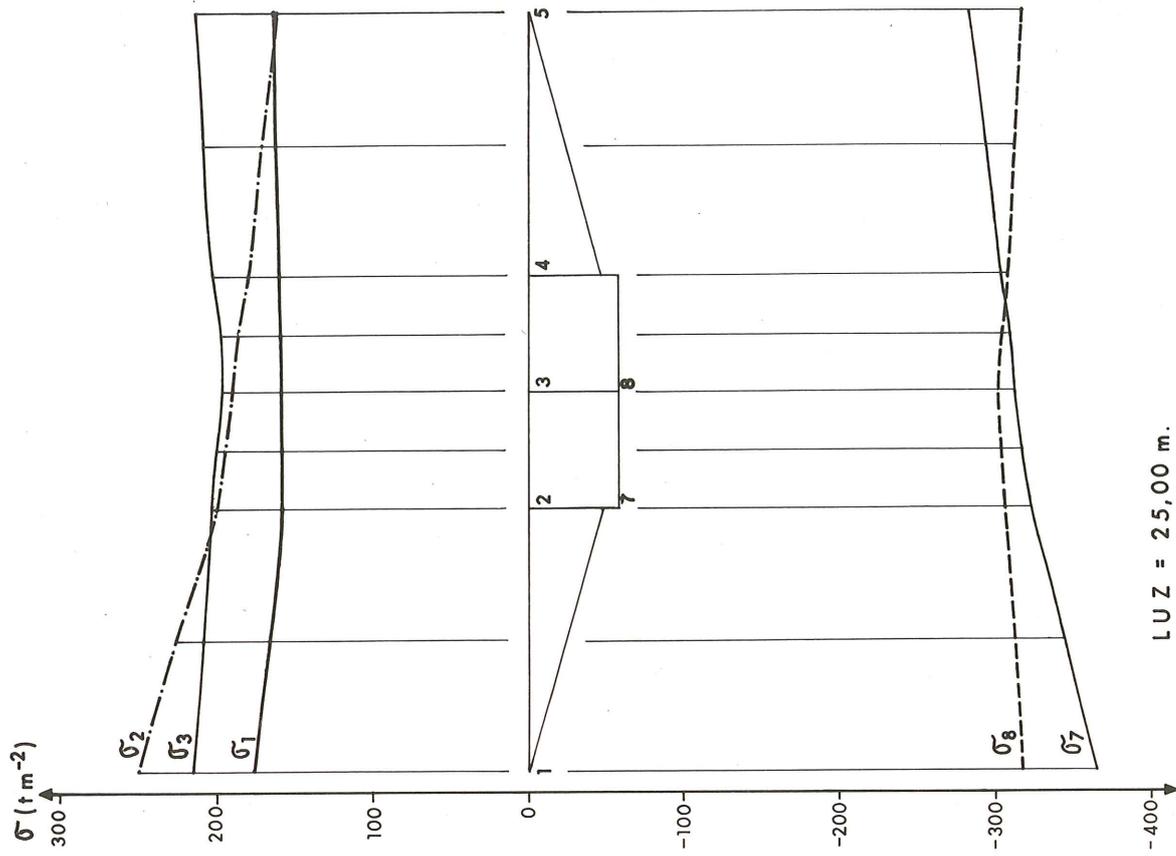
Figura 12.- LAMINA PLEGADA. CASOS DE CARGA ESTUDIADOS

Conviene observar que los valores de los esfuerzos transversales (momentos flectores) obtenidos de este cálculo como lámina plegada, son de carácter global y deben de ser sumados a los producidos localmente por la carga. En particular, si actúa la sobrecarga, el cálculo en lámina plegada, determina los momentos flectores transversales producidos por las posibles desnivelaciones entre apoyos. El otro sumando del momento transversal corresponde a la actuación directa de la sobrecarga sobre el forjado. Su cálculo puede realizarse mediante Westergaard o los ábacos de Pigeaud. Este último procedimiento fue el utilizado en este caso.

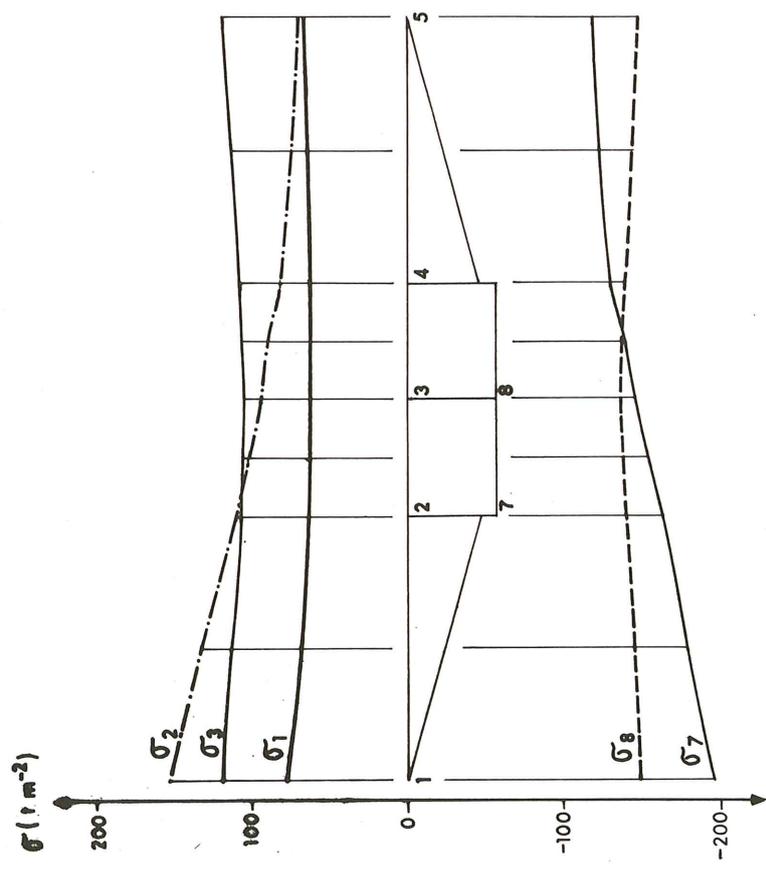
A continuación se exponen brevemente los resultados obtenidos en el cálculo como lámina plegada y el procedimiento seguido para la obtención de los coeficientes de excentricidad y esfuerzos citados anteriormente, que han constituido el objetivo fundamental de este estudio transversal.

1. Coeficientes de excentricidad de momentos longitudinales

De los resultados del cálculo como láminas plegadas se deducen las líneas de influencia de las tensiones longitudinales de flexión en las fibras 1, 2, 3, 7 y 8, que se denominan: σ_1 , σ_2 , σ_3 , σ_7 y σ_8 , cuando un cuchillo de carga uniforme de 100 tm^{-1} actúa a lo largo del tablero. (Fig. 13).



LUZ = 25,00 m.



LUZ = 17,00 m.

Figura 13. - LAMINA PLEGADA. LINEAS DE INFLUENCIA DE TENSIONES LONGITUDINALES DE FLEXION

De modo análogo se procedió en los restantes casos de carga (puntual) y pretensado:

Para la fibra i y una acción determinada, se definen los coeficientes de excentricidad como sigue:

$$k_i = \frac{\sigma_i}{\sigma_m}$$

σ_i = Tensión real longitudinal que aparece en la fibra i .

σ_m = Tensión media de todas las fibras situadas a la misma distancia de la fibra neutra, que la fibra i .

Los coeficientes de excentricidad de momentos obtenidos son los siguientes:

– Peso propio y superestructura.

Coeficientes	k_1	k_2	k_3	k_7	k_8
Fibra	1	2	3	7	8
Luz = 17,00	0,73	1,12	1,22	1,04	0,98
Luz = 25,00	0,87	1,05	1,11	1,02	0,99

– Sobrecarga (vehículo de 60 t y carga repartida)

Coeficientes	k_1	k_2	k_3	k_7	k_8
Fibra	1	2	3	7	8
Luz = 17,00	0,75	1,30	1,23	1,14	1,00
Luz = 25,00	0,88	1,13	1,12	1,05	0,99

– Pretensado (esfuerzos axiales)

Coeficientes	k_1	k_2	k_3	k_7	k_8
Fibra	1	2	3	7	8
Luz = 17,00	0,92	1,02	1,10	0,88	1,06
Luz = 25,00	1,15	0,93	0,90	0,96	1,02

– Pretensado (momentos flectores)

Coeficientes	k_1	k_2	k_3	k_7	k_8
Fibra	1	2	3	7	8
Luz = 17,00	0,70	1,06	1,17	1,01	0,96
Luz = 25,00	0,86	1,02	1,08	1,00	0,98

2. Coeficientes de excentricidad de cortantes

De los resultados del análisis de láminas plegadas se obtienen las líneas de influencia de los esfuerzos tangenciales T_I (tm^{-1}), que aparecen en la sección de apoyos, en las

diferentes fibras de la sección transversal, cuando actúa un cuchillo de carga de 100 tm^{-1} en toda la longitud del tablero.

De modo análogo se podrían dibujar las líneas de influencia, cuando actúan las cargas puntuales.

La tensión tangencial T_I en la fibra i , puede expresarse, en función del cortante total Q existente en la sección, mediante la fórmula:

$$T_I = k_I Q \quad (T_I \text{ en } \text{tm}^{-1} \text{ y } Q \text{ en } t)$$

en donde k_I incluye los efectos de torsión, y no homogeneidad de distribución del cortante en la sección.

Estos coeficiente k_I se deducen para cada clase de acción y cada fibra i —que se define, aquí, por conveniencia como extremo 1 ó 2 de la losa, mediante la notación 1-j ó 2-j respectivamente. De modo análogo al caso de k_i , a partir de los resultados de la fig. 16 se obtiene:

— Carga permanente ($k_I \times 10^3$).

FIBRAS	1-1	2-1	1-2	2-2	1-5	2-5	1-6	2-6	1-9	2-9	1-10	2-10	1-11	2-11
	1-4	2-4	1-3	2-3	1-8	2-8	1-7	2-7	1-12	2-12	1-13	2-13		
Luz = 17,00	80	120	38	57	85	33	125	43	122	123	125	190	91	120
Luz = 25,00	67	142	24	64	67	29	125	44	160	166	125	184	88	188

— Sobrecarga ($k_I \times 10^3$)

FIBRAS	1-1	2-1	1-2	2-2	1-5	2-5	1-6	2-6	1-9	2-9	1-10	2-10	1-11	2-11
	1-4	2-4	1-3	2-3	1-8	2-8	1-7	2-7	1-12	2-12	1-13	2-13		
Luz = 17,00	150	161	179	174	162	93	252	156	224	220	252	322	115	143
Luz = 25,00	127	183	162	182	130	86	242	165	220	224	242	302	104	144

3. Momentos flectores transversales (M_i)

El cálculo de la lámina plegada se puede aplicar directamente para la evaluación de estos esfuerzos M en la sección central del puente. Estos esfuerzos, así obtenidos, proceden de las desnivelaciones o diferencias de flechas entre las distintas almas de la sección transversal, (esfuerzos globales), por lo que deben de ser incrementados en los esfuerzos directos de transmisión de las cargas a las almas (esfuerzos locales) que se han obtenido, como se ha indicado antes, mediante los ábacos de Pigeaud.

La envolvente de momentos flectores globales máximos y mínimos que aparecen en el tablero se representa a continuación, para la luz de 25,00 m y carga del carro de 60 t. (Véase fig. 14).

Los efectos locales de las ruedas se deducen mediante los ábacos de Pigeaud. (Véase fig. 14). Obteniéndose los momentos transversales $M_i = 4,9$ y $3,1 \text{ mt/m}$ en las losas 1 y 2 respectivamente.

4. Axiles transversales (P_i)

De modo análogo al cálculo anterior se obtienen directamente de las líneas de influencia

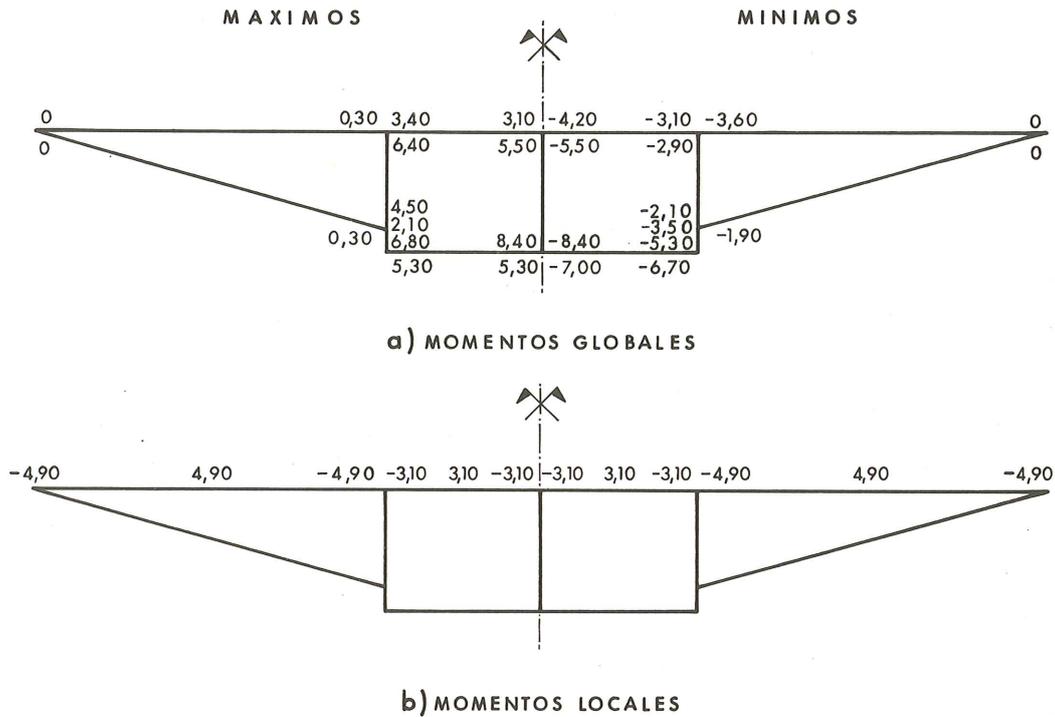


Figura 14.- LAMINA PLEGADA. RESULTADOS. MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES (LUZ = 25,00 m)

del cálculo de lámina plegada, la envolvente de axiles transversales máximos que aparecen en la sección central del tablero; se indican, con fines ilustrativos, los resultados correspondientes a la luz de 25,00 m. (Véase fig. 15).

Siendo: P_1 (tm^{-1}), las tracciones máximas que aparecen debidas a la carga permanente y la sobrecarga uniforme en la situación más desfavorable y P_2 la tracción (tm^{-1}) producida por la sobrecarga del tren en la posición más desfavorable.

Emparrillado Plano

Como se ha indicado anteriormente, se procedió asimismo al cálculo transversal del ta-

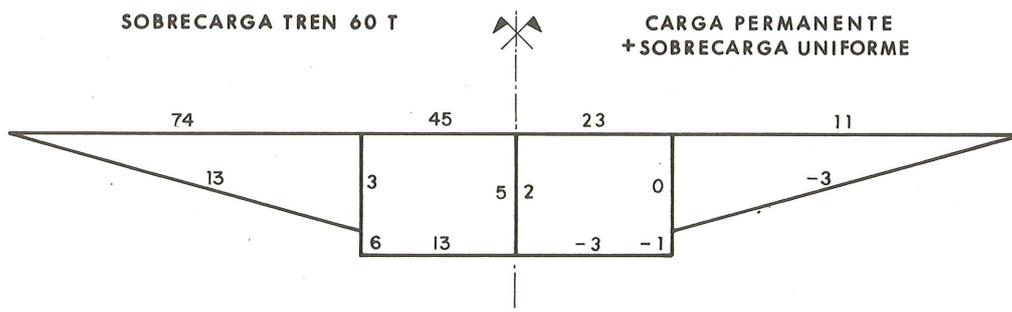


Figura 15. - LAMINA PLEGADA. RESULTADOS. AXILES TRANSVERSALES (tm^{-1})

blero como un emparrillado plano, que ha servido a efectos comparativos, con relación al modelo anterior de lámina plegada.

La aplicación del método del emparrillado al análisis de puentes, constituye un procedimiento tradicional, si bien algunas dificultades han sido apuntadas (West 1973, Samartín 1971) en relación con la idealización de las características reales de la losa al esquema del emparrillado. Un extensivo estudio de esta problemática puede verse en West. Aquí sólo se presenta el emparrillado utilizado (figura 16), que contiene 176 nudos y 295 barras para la estructura A. Se han dispuesto cuatro vigas longitudinales, correspondientes a los centros de gravedad de cada alveolo.

Las características de flexión se han determinado con la condición de que la energía total real del tablero, se conservase en el modelo emparrillado. Con relación a la torsión, se procedió de modo análogo, considerando la sección transversal de la losa como rígida (se comprobó, en el estudio mediante lámina plegada la adecuación de esta hipótesis). Para la deducción del módulo de torsión de la sección completa se ha procedido de acuerdo con la teoría de torsión de piezas multicelulares. Para la distribución de esta inercia a torsión entre los cuatro nervios de las vigas longitudinales del emparrillado se ha procedido mediante criterios energéticos (conservación de la energía de deformación de torsión en la estructura real y el emparrillado supuesto).

De esta forma se obtienen los siguientes valores:

Inercia a torsión total: $J_t = 4,605138 \text{ m}^4$.

Que se distribuye entre las cuatro vigas longitudinales del emparrillado, según los valores:

$J_t = 0,780110$ (vigas extremas).

$J_t = 1,526327$ (vigas intermedias).

El estudio de la distribución de la tensión tangencial τ a lo largo de los nervios de la sección multicelular se obtuvo, en función del cortante Q vertical total y del torsor M_T actuante en la sección transversal.

Los resultados obtenidos, en el supuesto de sección rígida transversalmente, son los valores que se indican a continuación (tabla I), correspondientes a las tensiones tangenciales τ producidas por $Q = 1 \text{ t}$ y $M_T = 1 \text{ mt}$, y que se representan por τ_Q y τM_T respectivamente. A partir de estos valores, se pueden deducir los coeficientes de cortante k_I , calculados anteriormente en el método de la lámina plegada, para la carga permanente k_{cp} y sobrecarga K_{sc} . El primero se deduce multiplicando el valor de τ_Q por el espesor de la sección del nervio que se considere y el segundo, la suma $\tau_Q + 2,42 \tau M_T$, por el espesor citado. Esta suma corresponde a la situación de carro excéntrico (con una excentricidad de 4,0) y carga uniforme en todo el ancho del tablero, ya que se comprueba que en este caso la relación M_T/Q puede adoptar a efectos comparativos el valor aproximado de 2.4, independiente de la sección transversal.

Se pueden comparar estos valores de k_I , tabla 1, con lo deducido anteriormente en la lámina plegada, y si bien en general son acordes, se observan algunas diferencias, dadas las distintas hipótesis utilizadas.

3.2 Pilas y estribos

El cálculo estructural de las pilas y estribos, se ha realizado considerando de un modo conjunto dentro de un emparrillado espacial, las pilas, estribos y el tablero como elementos bidimensionales. Se han incluido asimismo, en el cálculo, los soportes de neopreno.

Las acciones tenidas en cuenta en el análisis, han sido: Acciones verticales de sobrecarga

TABLA 1

Fibras	1-1 1-4	2-1 2-4	1-2 1-3	2-2 2-3	1-5 1-8	2-5 2-8	1-6 2-7
τ_Q	0,114	0,726	0,040	0,432	0,490	0,128	0,589
τ_{M_T}	0,140	0,140	0,312	0,312	0,175	0,175	0,250
$10^3 k_{cp}$	29	182	8	86	98	26	147
$10^3 k_{sc}$	115	266	158	236	182	110	297

TABLA 1

Fibras	2-6 2-7	1-9 1-12	2-9 2-12	1-10 1-13	2-10 2-13	1-11	2-11
τ_Q	0,215	0,320	0,369	0,284	0,371	0,205	0,336
τ_{M_T}	0,250	0,055	0,055	0,125	0,125	0	0
$10^3 k_{cp}$	54	160	185	221	278	103	168
$10^3 k_{sc}$	206	227	252	456	505	103	168

móvil, frenado, retracción y fluencia, cambio de temperatura, viento longitudinal y transversal. El choque accidental de vehículos sobre las pilas no se ha considerado, ya que se ha previsto la colocación de una barrera de protección alrededor de cada una de ellas. La carga sísmica correspondiente a una aceleración horizontal de 0,03 g sobre todos estos elementos estructurales ha sido introducida como acción estática equivalente. La cimentación ha sido analizada mediante las técnicas usuales de cálculo de grupos de pilotes. La carga máxima admisible de trabajo por pilote (de diámetro ϕ 1,00 m) se ha supuesto alcanzaba un valor de 300 t.

3.3 Detalles constructivos

Los apoyos de neopreno han sido comprobados para las cargas (máximas y mínimas), ángulo máximo y distorsiones máximas admisibles. Las solicitaciones y movimientos sobre cada apoyo se han obtenido del cálculo tridimensional del puente completo como emparrillado, que se ha descrito anteriormente.

Las barreras, desagües y juntas de dilatación han sido estudiadas dentro de la normativa general de todo el proyecto de la autopista.

4. ASPECTOS SINGULARES DE PROYECTO Y CONSTRUCCION

4.1 Generalidades

Se van a comentar en este apartado más en detalle, algunas de las características particu-

**ESTRUCTURA - A -
PLANTA DEL EMPARRILLADO**

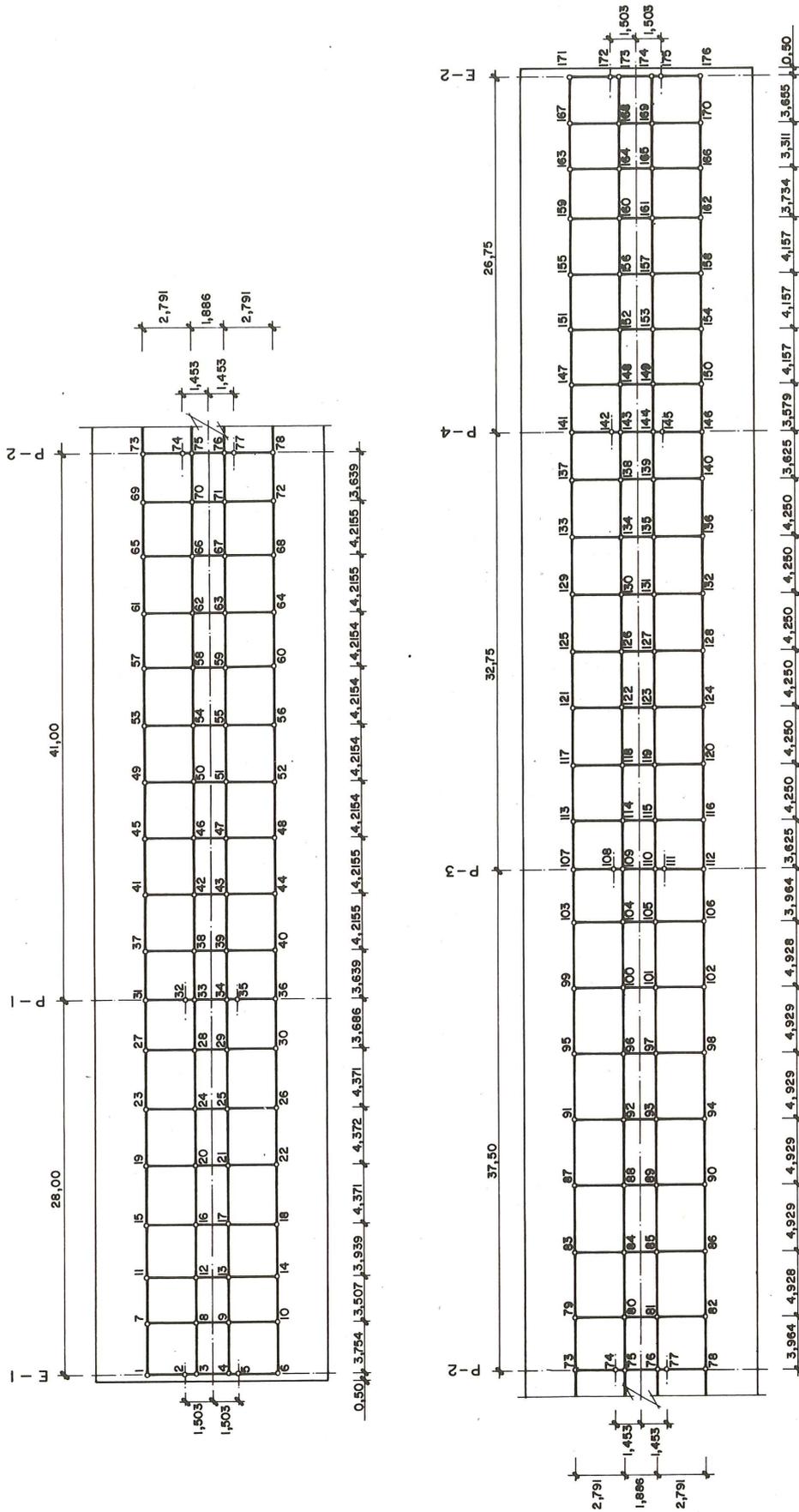


FIGURA - 16

lares que condicionaron la ejecución de estos dos pasos, y por lo tanto han influido directamente en el proyecto de los mismos. Ante la imposibilidad de un tratamiento exhaustivo del tema, se centra la exposición en los aspectos siguientes:

- a) Infraestructura
 - a.1: Pilotaje
 - a.2: Pilas
 - a.3: Estribos
- b) Tablero
 - b.1: Hormigonado en sección transversal
 - b.2: Fases de hormigonado longitudinal
 - b.3: Ejecución del pretensado

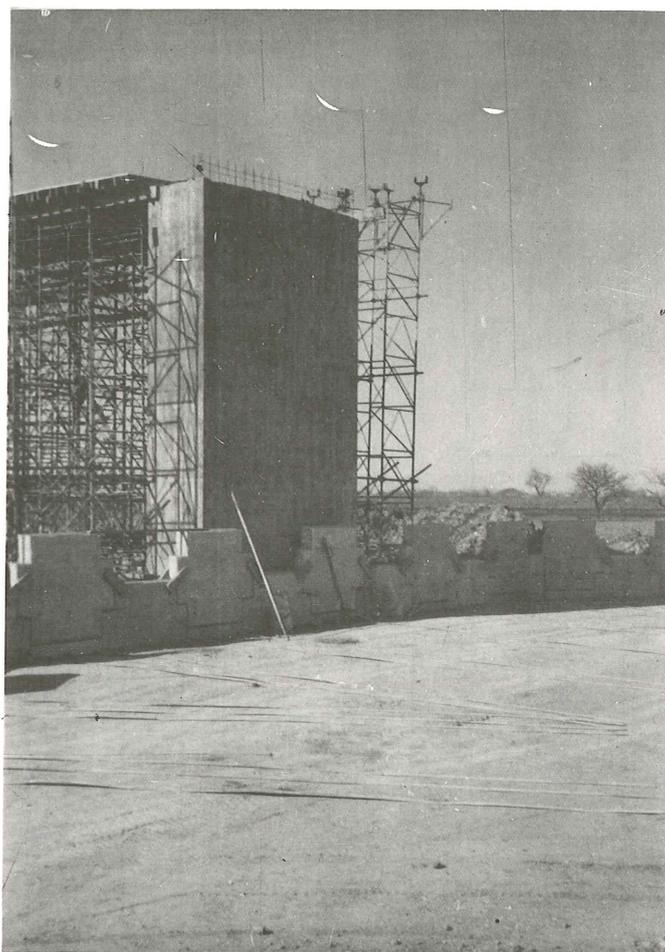


Fig. 17.

Infraestructura.—Ya se ha dicho que, dadas las características del terreno, se optó por ir a cimentaciones sobre pilotes empotrados en el estrato de margas inalteradas, que aparece a una profundidad media de unos 18 metros bajo el nivel del terreno. Estos pilotes, de un metro de diámetro, se dimensionaron para una carga admisible de 300 toneladas bajo solicitaciones ordinarias.

Dimensionada la cimentación a partir de las acciones de cálculo de la estructura (O.M. Febrero 1972), se comprobó que se necesitaban 10 pilotes por pila en el puente A, 8 pilotes

por pila en el puente B, y 6 pilotes por estribo, con lo que la medición total del pilotaje, en estas estructuras, ascendía a 979,00 m, en la estructura A y 600,00 m en la estructura B.

La ejecución de estos pilotes se acometió por métodos tradicionales:

- : Hincas de camisa metálica por vibración.
- : Excavación en el interior de camisa, con cuchara.
- : Hormigonado y extracción de la camisa.

Estos pilotes se unían en cabeza mediante un encepado rectangular de 9,50 x 7,00 x 2,00 en pilas del puente A, de 7,00 x 7,00 x 2,00 en pilas del puente B y de 7,00 x 4,50 x 2,25 m en estribos.

— *Pilas.*—Las pilas se componen de dos fustes cilíndricos de 1,20 m de diámetro que se ejecutaron con encofrado metálico tradicional (Véase fig. 8).

La cuantía de armaduras media en pilas fue de 220 kg/m³ (acero de alta adherencia y de límite elástico 4.200 kg/cm²).

— *Estribos.*—Los estribos se ejecutaron por fases en forma análoga a las pilas. Una vez hormigonados los alzados hasta la cota de apoyo del tablero, se comenzaron a levantar los muros de Tierra Armada cuyo relleno se compactaba por tongadas, de forma que se pudiese simultanear esta operación con la de fijación de los flejes, como es tradicional en este sistema (Véase figura 17).

Una vez pretensado el tablero, se hormigonó el murete de guarda y la losa de transición apoyada en él (Véase figura 18).



Fig. 18.

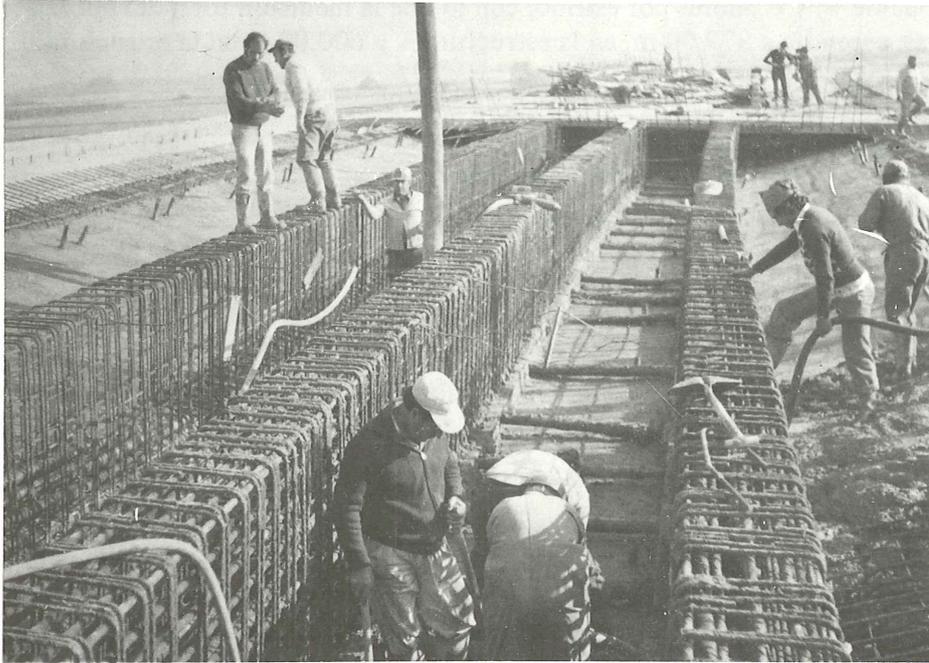


Fig. 19.

Tablero.—En cuanto a la ejecución de los tableros, ya descrita en 2.1, merece la pena destacar los siguientes aspectos:

— *Hormigonado en sección transversal.* Dada la geometría de la sección se estimó conveniente ir a un hormigonado por fases en sección transversal, ya que de esta forma se conseguía:

- Eliminar riesgos de aparición de coqueras.
- Reducir encofrados interiores.
- Mejorar la accesibilidad de las zonas de hormigonado más conflictivo.
- Colocar la armadura pasiva por fases según las necesidades de cada etapa.

De esta forma, la sección transversal se hormigonó en tres fases que correspondían a las siguientes zonas de la sección.

1ª Fase: Losa inferior del cajón, tablas inferiores de los voladizos y banquetas de arranque de las almas verticales (Véase Fig. 19).

2ª Fase: Hormigonado de las almas hasta la cota inferior de la losa superior.

FASES DE HORMIGONADO LONGITUDINAL EN ESTRUCTURA -A-

1ª FASE



2ª FASE

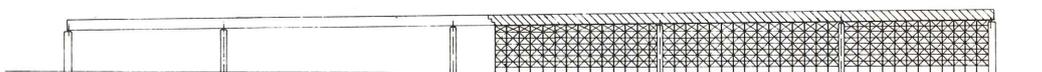
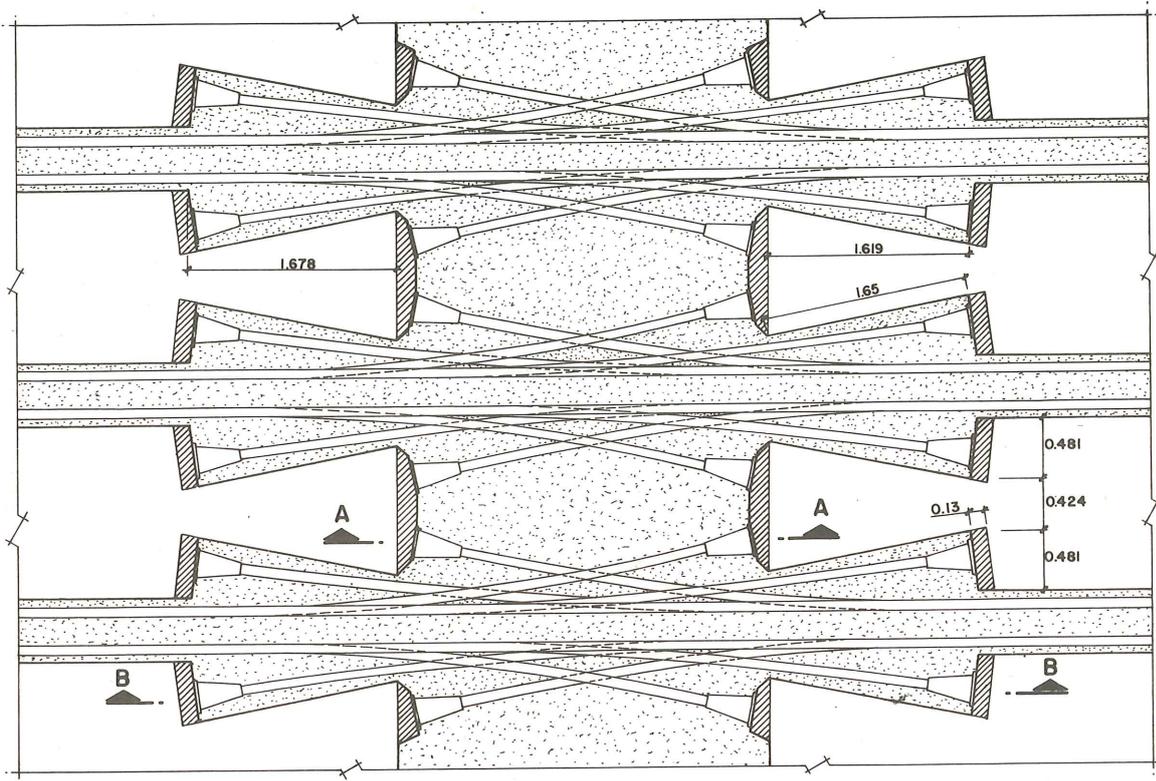
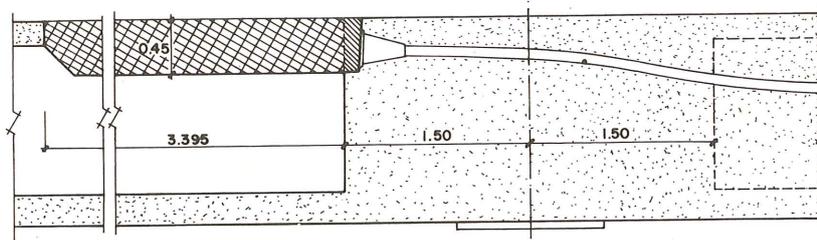


FIGURA 20

CRUCE DE CABLES EN ZONA DE RIOSTRA



SECCION A-A



SECCION B-B

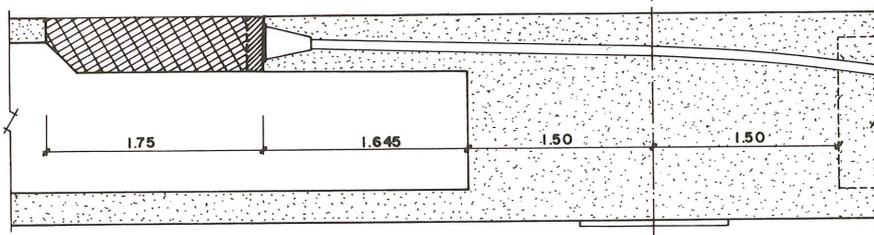


FIGURA 21

3ª Fase: Losa superior y macizado situado bajo los bordes extremos de la calzada.

Una vez tesados los puentes se hormigonarán "in situ", las aceras e impostas.

Los encofrados interiores de los alveolos de la sección se recuperaron, pues el interior del tablero era accesible, como veremos más adelante, desde las ventanas de tesado situadas junto a las riostras de pilas, salvo en los dos vanos centrales de la estructura B, en los que se dejaron unas ventanas en losa superior en centros de vano que se hormigonaban una vez extraídos los encofrados.

— *Hormigonado en sección longitudinal.* En la estructura A, dada su longitud, se planteó la posibilidad de hormigonar el tablero en dos etapas (en sentido longitudinal) con objeto de ahorrar cimbra y encofrados. Estas etapas abarcaban las siguientes zonas:

1ª Etapa: Vanos 1 y 2 y 7,50 m en voladizo del vano 3 (Véase Fig. 20).

2ª Etapa: Resto vano 3 y vanos 4 y 5.

De esta forma los 1.363 m³ de hormigón del tablero, quedaban divididos en 625 m³ y 738 m³, en primera y segunda fase, respectivamente.

En la zona de almas de la sección de junta de construcción se dispusieron tres escalonamientos distribuidos en la altura total de la sección, con objeto de mejorar la transmisión de esfuerzos cortantes a ambos lados de la junta.

La ejecución de ambas etapas se desfasó en unos tres meses.

En la estructura B se cimbró el tablero completo, hormigonándose de una sola vez (en sentido longitudinal).

— *Ejecución del pretensado.*— Como se dijo en 2.2 el esquema general del cableado obligaba a dejar anclajes intermedios de cables junto a las riostras de pilas, lo que representaba una nueva dificultad a salvar, cara a la ejecución del hormigonado en estas zonas. Por otra parte, dada la geometría de la sección transversal del tablero, para poder acceder a estos anclajes había que suprimir la losa superior del tablero en longitud suficiente para poder alojar los gatos en el interior de los alveolos de la sección. Además, dadas las dimensiones de los aligeramientos y el reducido espesor de las almas, los anclajes debían desfasarse en longitud suficiente para dar cabida a las placas de todas las familias que anclaban en la misma riostra.

ESQUEMA DE HORMIGONADO EN ZONA DE ANCLAJE DE CABLES

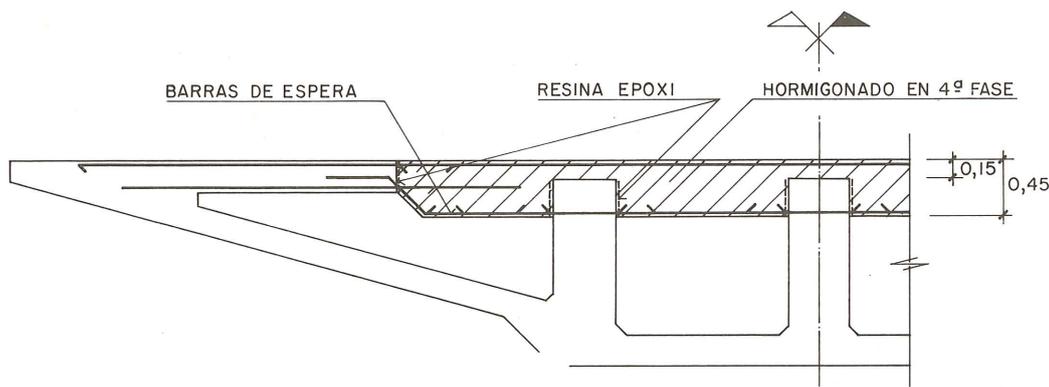


FIGURA 22

Tratando de resolver todos estos problemas se llegó al diseño representado en la figura 21, que corresponde a la riostra sobre pila 4 de la estructura A.

En el caso de la estructura B, se fue a un diseño análogo pero de mucha menor complejidad, pues, en este caso, habida cuenta de que se cimbró de una sola vez el tablero, sólo se precisaba anclar una familia de cables en riostras.

Como se comprenderá, la dificultad de ejecución de estas zonas de tablero fue notoria, fundamentalmente por la necesidad de restituir toda la armadura pasiva que interceptaban estos huecos. Por eso se decidió hormigonar las almas hasta un nivel situado a 15 cm. de la cara superior del tablero, con lo que sólo había que dejar en espera las armaduras inferiores de la losa superior (véase figura 22). No obstante, la ejecución de estas zonas fue lenta debido a que no siempre se podían empalmar dichas barras por solape, pues, en algunas zonas, por haber interferencias con los gatos, hubo que ir a empalmes por soldadura a tope (Véase figura 23).

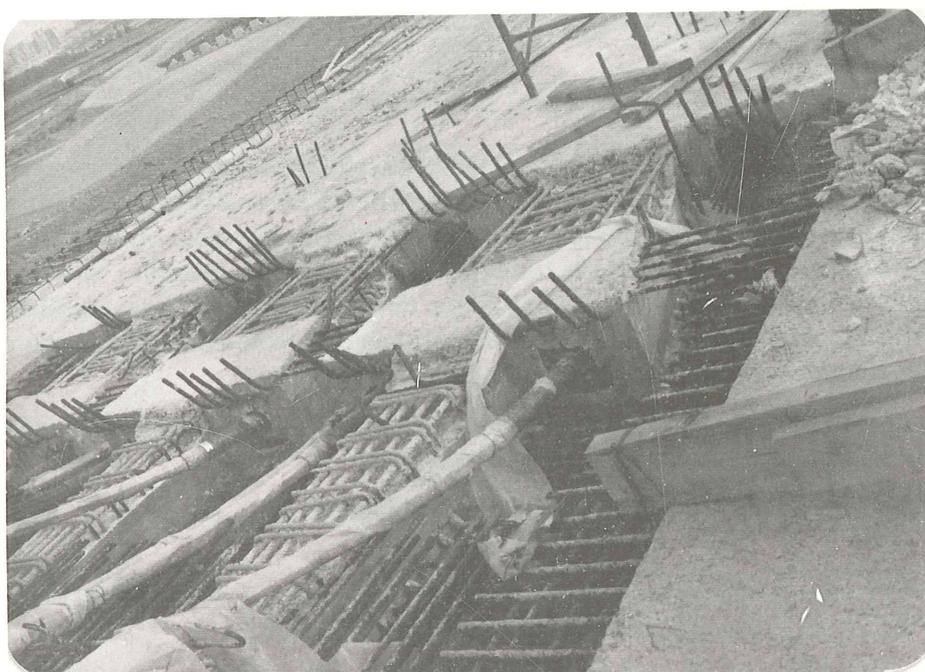


Fig. 23.

Junto a estas dificultades de ejecución, se presentaban otras de carácter técnico, dado que se estaba disminuyendo considerablemente la rigidez de la estructura, precisamente, en las zonas donde mayores esfuerzos iban a solicitarla en servicio. Por ello, dentro de cada fase de tesado, se daban varias etapas desfasadas para comprimir la losa superior en estas zonas, una vez que se iban tesando los cables que permitían hormigonar los aligeramientos mencionados.

Como precaución auxiliar, antes de hormigonar cada ventana, se procedía a un picado e impregnación con resina epoxi de las superficies de contacto.

Pese a todas estas medidas, en algunos casos se comprobó que los coeficientes de rozamiento previstos en proyecto ($f = 0,30$, $\beta = 0,010$) se habían superado en exceso (alargamientos del orden del 75 por 100 del previsto). A ello sin duda contribuyó el hecho de que la sección transversal se hormigonase por etapas, pues las vainas, aunque se fijaron con extrema minuciosidad, habían sufrido la incidencia del peso del hormigón de estas fases, de los vibradores, del paso de hombres, etc., con mucha mayor intensidad que en los casos normales, con lo que es previsible que se produjesen determinados quiebros en el trazado.

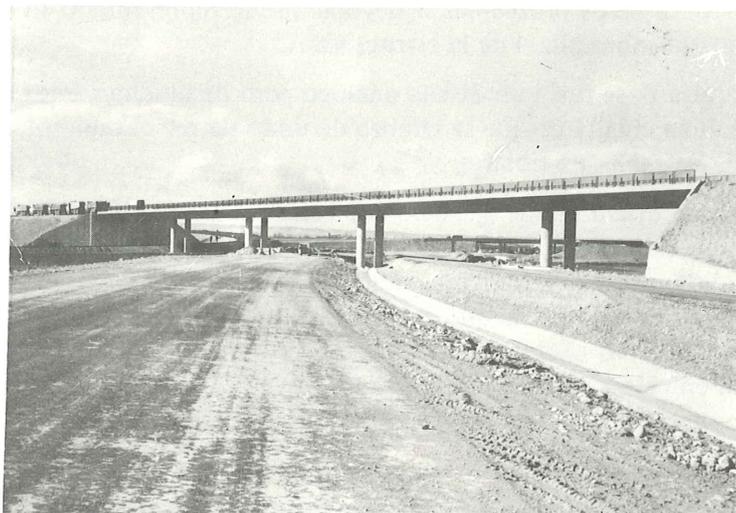


Fig. 24.

Para solucionar este problema se recurrió a inyectar aceite hidrosoluble por los respiraderos de las vainas, a la vez que se insuflaba aire a presión desde los anclajes. De esta forma se lograba distribuir el aceite por los conductos, lo que permitió, tras sucesivas operaciones de teso y desteso recuperar prácticamente la totalidad del alargamiento perdido. Una vez sellados los cajetines de anclaje, se inyectó agua a presión desde los orificios de inyección de lechada para provocar el arrastre del aceite, que se comprobaba con sólo contrastar el color del líquido que escapaba por los respiraderos situados en los puntos altos.

Al final se inyectaron las vainas con lechada de características análogas a las que son habituales en los productos autorizados para estas inyecciones.

En las figuras 24 y 25 aparecen los dos puentes terminados.

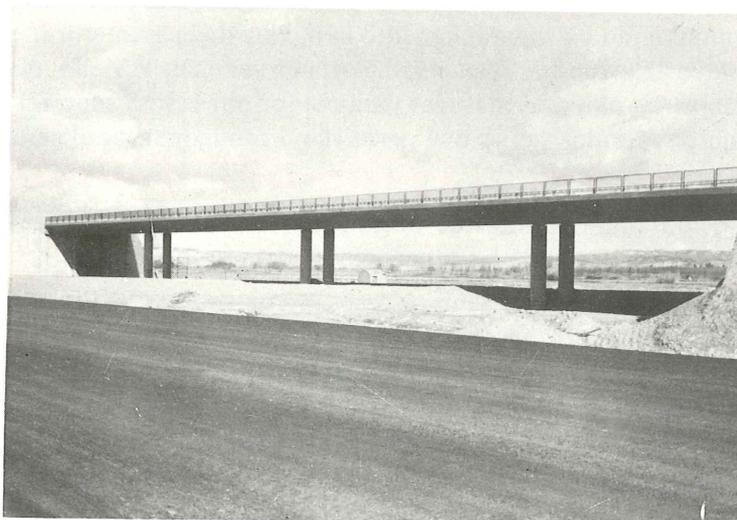


Fig. 25.

5. COLABORACIONES

En la ejecución de ambas estructuras intervinieron:

- a) TECNICA Y OBRAS, S.A. (Contratista).
- b) HICEOSA (pilotaje).
- c) HIERROS ARBULU, S.A. (ferralla).
- d) C.T.T., S.A. (pretensado).

6. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS:

- 1966 – A.C. Scordelis “Analysis of simply supported box girder decks”. Report SESM 66-17. Dept. Civil Eng. Universidad de California. Berkeley.
- 1971 – A. Samartín “Notas al cálculo de esfuerzos en tableros de puentes”. Hormigón y Acero núm. 98.
- 1973 – R. West “Recommendations in the use of grillage analysis for slab and pseudo-slab bridge decks. Report 26017. Cement and Concrete Association and CIRIA. London.
- 1974 – A. Samartín y J. Martínez “Reparto transversal de la sobrecarga en tableros de puentes”. Hormigón y Acero n^o 113.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de Noviembre.

* * *

NOTA DE PRENSA

Nos comunica *Euroestudios, S.A.* que ha solicitado y le ha sido concedida la homologación en sus categorías A y C, por el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, de su organización de Control de Calidad. Esta División de Control de Calidad de *Euroestudios, S.A.* viene funcionando de forma operativa desde hace varios años, y ha controlado obras de tanta envergadura como la Autopista Burgos - Málzaga, los trabajos de movimiento de tierras de la Central Nuclear de Trillo, así como numerosas obras de edificación.

La gama de servicios de ingeniería de *Euroestudios, S.A.* abarca estudios topográficos y geotécnicos, proyecto, supervisión de obra y control de calidad en todo tipo de obras civiles y de edificación.

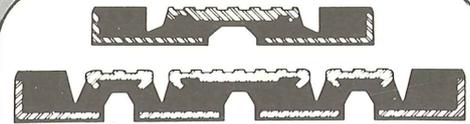
Su domicilio social es Pedro de Valdivia, 10; Madrid -6. Teléfono 411 32 12.

Juntas PUENTEFLEX

Distribuidores y Colocadores:

texsa / cotesa

Parcerisas, 27 - BARCELONA-4 - Teléf. 331 40 00



TIPOS «SR»

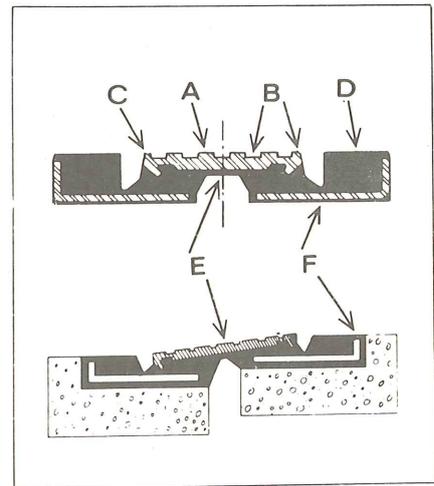
SERVICIO RIGUROSO

DESCRIPCION:

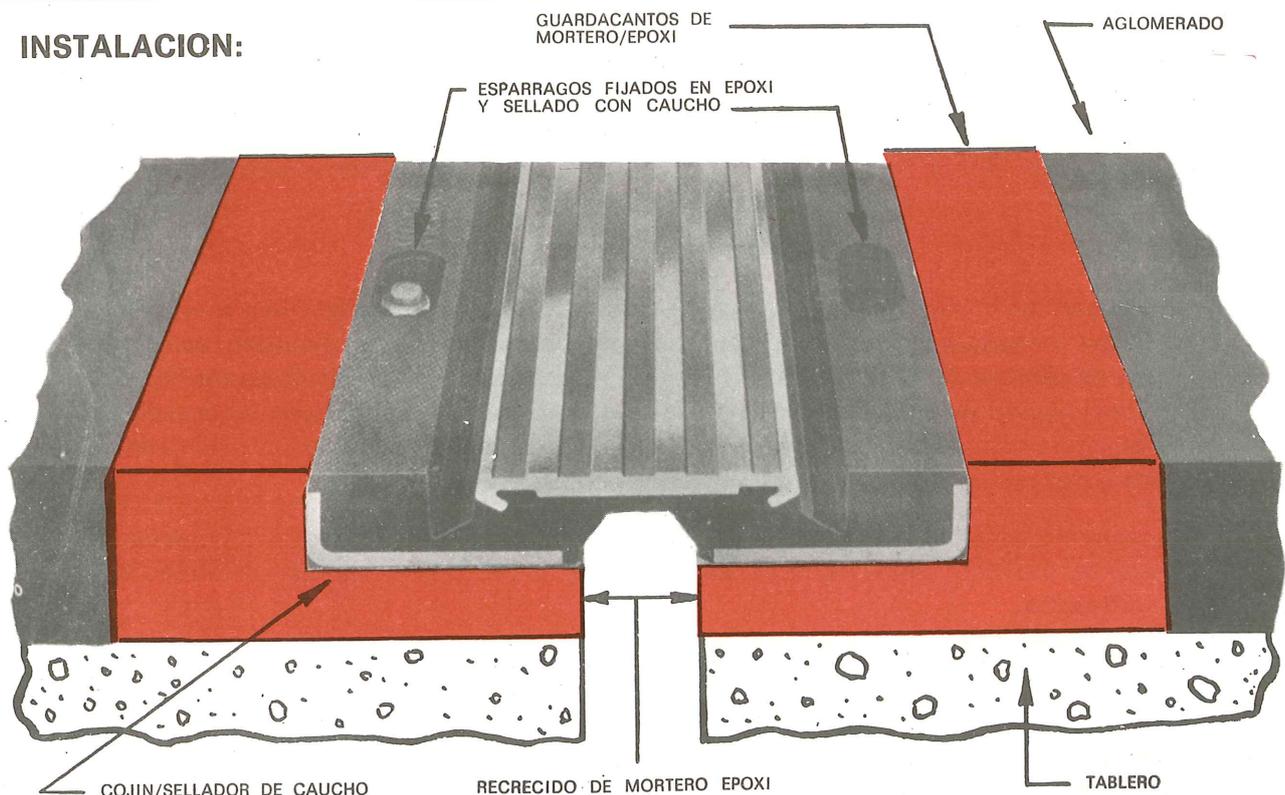
- ★ Las Juntas PUENTEFLEX Tipo "SR", fabricadas bajo licencia de Watson-Bowman, están recomendadas para **SERVICIO RIGUROSO** con movimientos totales hasta 380 mm.
- ★ Comprobadas por el Instituto Eduardo Torroja.
- ★ Indicadas para pasos elevados, viaductos, etc., los cuales estén expuestos al tráfico intenso y abusivo.

ALGUNOS DETALLES TECNICOS:

- A.- **ANTIDESLIZABLE:** Su superficie está constituida por listones de aluminio que han sido diseñados específicamente para evitar los deslizamientos.
- B.- **DURABLE:** La superficie de contacto, perfectamente estructurada, previene contra eventuales pérdidas de secciones ocasionadas por las máquinas quita-nieves y la acción de los materiales abrasivos.
- C.- **RESISTENTE:** Las bandas centrales, expuestas a un continuo desgaste, poseen una estructura que proporciona la máxima resistencia en estos puntos críticos.
- D.- **SEGURA:** La junta, está fabricada con Neopreno.
- E.- **FLEXIBLE:** El diseño de la junta SR permite movimientos en tres planos, adaptándose así a las oscilaciones multidireccionales de los puentes.
- F.- **IMPERMEABLE:** En toda su superficie la junta está instalada sobre una capa selladora de epoxi para darle el impermeabilizado final.



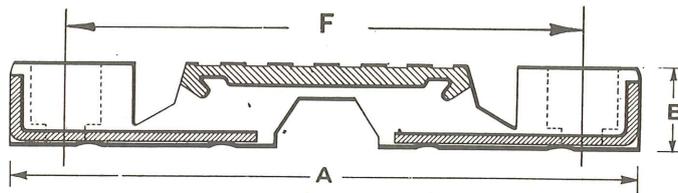
INSTALACION:



JUNTAS SR - ESPECIFICACIONES DEL MODELO Y TABLERO A TEMPERATURAS MEDIAS

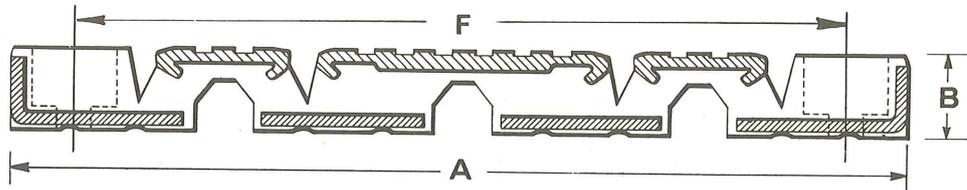
MODELO

SR-2
SR-3

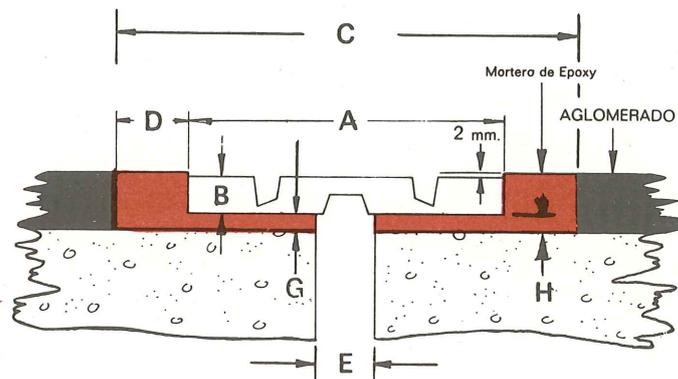


MODELO

SR-4
SR-6.5
SR-9
SR-13

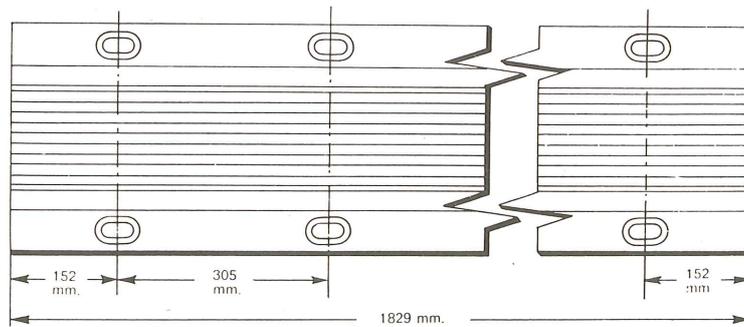


DETALLES DE LA CAMA (mm.)



Modelo	Movi- miento	A	B	C	D	E	F	G	H	Diám. Perno	Torsión Kgf m
SR-2	60	270	40	430	80	60	213	H-45	Espesor del aglomerado	12	5,5
SR-3	90	408	51	608	100	90	332	H-56		16	9,0
SR-4	120	584	54	794	105	120	499	H-59		20	11,7
SR-6,5	190	711	76	941	115	135	616	H-81		24	13,8
SR-9	265	949	95	1229	140	180	851	H-100		24	13,8
SR-13	380	1397	127	1777	190	235	1270	H-132		28	20,7

PLANO SUPERIOR



FABRICADAS EN ESPAÑA BAJO LICENCIA DE

DISTRIBUIDORES Y COLOCADORES EXCLUSIVOS

texsa / cotesa

Parcerisas, 27 - BARCELONA-4
Teléf. 331 40 00

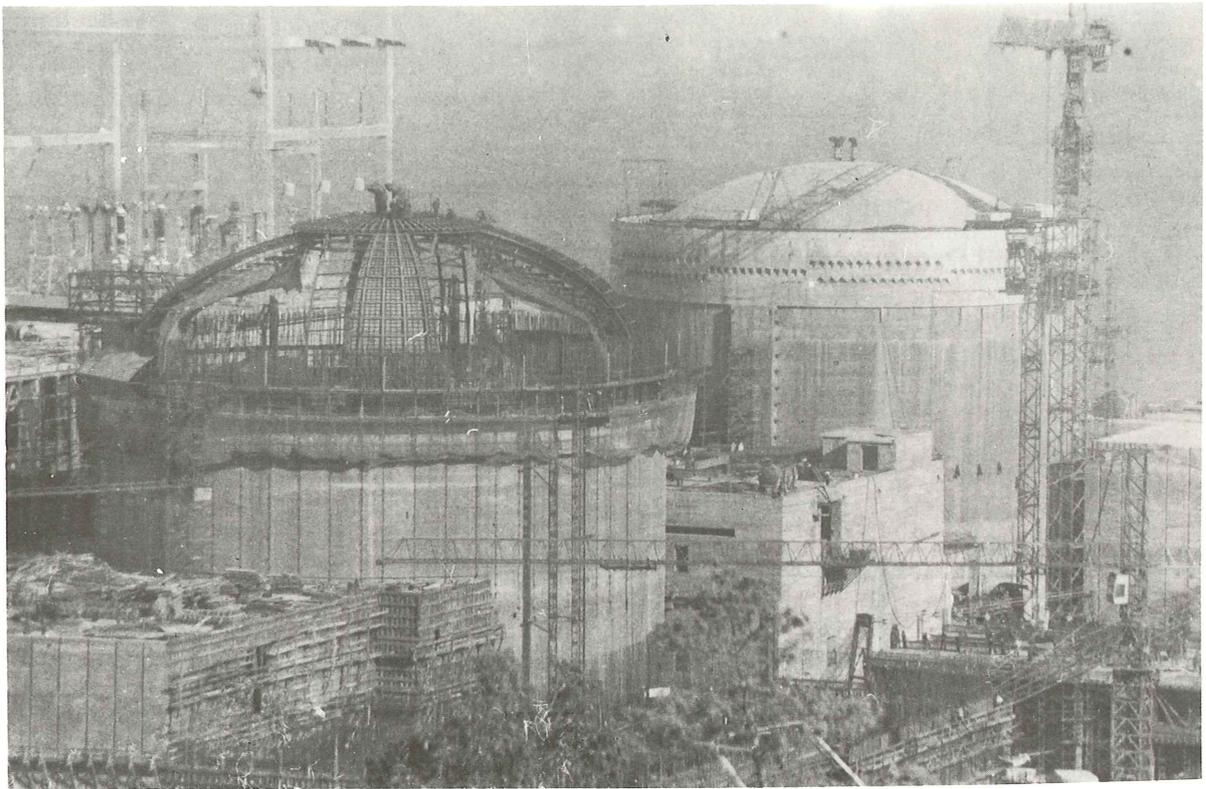


PUENTEFLEX, S. A.

Avda. Generalísimo, 67 - MADRID-16

Teléf. 270 48 85

**SISTEMAS
DE
PRETENSADO
BBRV Y
CONA**



Central Nuclear de Lemóniz
Estado de las obras
en el mes de diciembre de 1977

S.A.E. BBR

OFICINAS:
Rosellón, 229-1.º-2.ª
Tels.: 227 46 49 - 227 88 18
BARCELONA-8

FABRICA:
Polígono Industrial Barcelonés
Km. 591,5. Tels.: 770 03 02 - 770 02 52
ABRERA (Barcelona)

I. E. T. C. C.

Instituto Eduardo Torroja de
la Construcción y del Cemento

ANDECE

Agrupación Nacional
de Derivados del Ce-
mento

Secretaría del Sello: Costillares (Chamartín) - Madrid-33 - Apartado 19002 - Teléf. 202 04 40

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

Fábricas que han solicitado el Sello

- * AEDIUM, S. A.
Basauri (Vizcaya)
Tfno. 49 39 99
- * AEDIUM SORBAN, S. A.
Calahorra (Logroño)
Tfno. 13 17 50
- APLICACIONES DEL
HORMIGON, S. A.
La Coruña
Tfno. 26 12 87
- ** CADE, S. A.
San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34
- CAMARA, S. A.
Poyo (Pontevedra)
Tfno. 85 06 08
- CAMARA, S. A.
Valladolid
Tfno. 25 37 54
- HIFORCEM, S. A.
Sevilla
Tfno. 37 37 00
- HORTE, S. A.
Dos Hermanas (Sevilla)
- MAHEMA
Granollers (Barcelona)
Tfno. 870 14 50
- * PREFABRICADOS AEDIUM, S. A.
Burgos
Tfno. 20 56 68
- * PREFABRICADOS ALAVESES, S. A.
Vitoria
Tfno. 22 21 66
- * PREFABRICADOS STUB, S. A.
Martorell (Barcelona)
Tfno. 875 13 50
- * PRETENSADOS AEDIUM, S. A.
Pamplona (Navarra)
Tfno. 22 14 20
- PRETENSADOS DEL LOURO, S. L.
Porriño (Pontevedra)
Tfno. 295
- SAEM, S. A.
Puerto de Sagunto (Valencia)
Tfno. 77 11 50
- TEJERIAS LA COVADONGA, S. A.
Maliaño (Santander)
Tfno. 22 27 90
- * TENSYLAND, S. A.
Gironella (Barcelona)
Tfno. 218 05 12
- TUBOS BORONDO
Madrid
Tfno. 478 81 00
- VIGUETAS MUBEMI, S. A.
Torrente (Valencia)
Tfno. 55 17 18
- VIGUETAS NAVARRA
Huarte (Navarra)
Tfno. 33 00 81



SELLOS EN VIGOR

- Cietan VP-1 – DOMO-SAINCE, S.A.
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 293 08 30
- Cietan VP-2 – AGUSTI, S.A.
Fábrica de Bañolas (Gerona)
Tfno. 44
- Cietan VP-3 – AGUSTI, S.A.
Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona)
Tfno. 20 21 50
- Cietan VP-4 – ENAGA, S.A.
Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Tfno. 291 08 58
- Cietan VP-5 – PREFABRICADOS Y
SUMINISTROS, PRESUM, S.A.
Fábrica de Sevilla
Tfno. 23 42 32
- Cietan VP-6 – MEDITERRANEA DE
PREFABRICADOS, S.A.
Fábrica de Benicarló (Castellón)
Tfno. 47 15 50
- Cietan VP-7 – S.A. DE HORMIGONES
ESPECIALES (SAHE)
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 888 19 00
- Cietan VP-8 – PIEZAS MOLDEADAS,
S.A. (PIMOSA)
Fábrica de San Adrián de Besós (Barcelona)
Tfno. 381 03 50
- Cietan VP-9 – COMPAÑIA AUXILIAR DE
LA EDIFICACION, S.A. (CADE)
Fábrica de San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34

(ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente

* Fábrica pendiente de confirmar su continuidad en el SELLO

** Ultimo SELLO concedido.

Abril 1978

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

El Sello de Conformidad CIETAN (anagrama formado por las iniciales: C, de conformidad; IET, del Instituto Eduardo Torroja; y AN, de ANDECE) es un distintivo o marca creado, a iniciativa de la Agrupación Nacional de los Derivados del Cemento (ANDECE), con la colaboración del Instituto Eduardo Torroja, que acredita que los productos que lo ostentan cumplen con las Especificaciones de fabricación y control de calidad, previamente elaborados por el correspondiente Comité mixto de redacción, integrado por fabricantes del producto en cuestión y personal especializado del I.E.T.c.c.

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

Todos los fabricantes de productos prefabricados derivados del cemento, y que hayan sido normalizados por el adecuado Comité mixto de redacción, que voluntariamente se comprometan a cumplir las prescripciones contenidas en las respectivas Especificaciones y en los Estatutos relativos a su concesión, uso y divulgación y estén dispuestos a someterse a las oportunas inspecciones de control, que llevará a cabo el Instituto Eduardo Torroja.

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

En el escrito de solicitud deberá acreditarse cumplidamente que el fabricante solicitante posee las instalaciones y medios de control adecuados para garantizar que los productos fabricados para los que se solicita reúnen las características de idoneidad exigidas en la respectiva Especificación.

La veracidad de estos datos será comprobada por la Inspección del Sello, la cual propondrá a la Comisión del Sello, en vista de los resultados obtenidos, su concesión o denegación.

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

La Comisión del Sello, que estará constituida por representantes de distintos Departamentos ministeriales, Instituto Eduardo Torroja, ANDECE, Asociaciones técnicas, Colegios técnicos profesionales y Fabricantes titulares del Sello, con una organización distinta para cada grupo de productos.

¿Quién controla el CIETAN?

El control próximo, o autocontrol, lo llevará a cabo el propio fabricante, quien vendrá obligado a realizar los ensayos diarios que se señalen en la Especificación.

El control remoto, o supervisión del autocontrol, corresponderá a la Comisión del Sello, a través de las correspondientes Inspecciones, cuyo alcance y valoración de resultados se establece en los Estatutos y que pueden determinar la anulación del Sello cuando estos resultados acrediten el incumplimiento de las condiciones voluntariamente aceptadas por el solicitante.

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

Las viguetas autorresistentes y semirresistentes de hormigón pretensado y cerámica pretensada, de acuerdo con las Recomendaciones V.P.-71.

Actualmente están en preparación las Recomendaciones relativas a TUBOS DE HORMIGON, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGON, por lo que en fecha próxima se podrán acoger al Sello CIETAN todos los fabricantes de estos productos que lo deseen.

Si desean ampliar la información sobre las condiciones y alcance de este Sello pueden dirigirse a ANDECE o al I.E.T.c.c.

El acero en estructuras pretensadas para usos criogénicos (*).

Manuel Elices
Escuela de Ingenieros de Caminos
Universidad Politécnica de Madrid.

Gordon Sleigh
Johnson & Nephew Ltd. U.K.

INDICE

1. INTRODUCCION

- 1.1. Descripción de la estructura
- 1.2. Acciones a tener en cuenta

2. COMPORTAMIENTO DEL ACERO A BAJAS TEMPERATURAS

- 2.1. Aceros para pretensar
- 2.2. Aceros para anclajes y empalmes.
- 2.3. Aceros para armar

3. COMPORTAMIENTO CONJUNTO DEL SISTEMA POSTESADO HORMIGON/ACERO

- 3.1. Comportamiento durante el enfriamiento
- 3.2. Comportamiento en servicio y durabilidad
- 3.3. Aspectos ambientales y de seguridad

APENDICE

Depósitos de hormigón pretensado para usos criogénicos.

* Este trabajo está basado en la comunicación presentada por los autores al VIII Congreso Internacional de la FIP (Londres 1978).

1. INTRODUCCION

Actualmente las únicas estructuras de hormigón pretensado que trabajan a muy bajas temperaturas son depósitos para gases licuados, principalmente para gas natural licuado (-165°C). Las tuberías pretensadas se están considerando para el transporte de gases licuados; parece ser que el pretensado longitudinal solucionaría el problema de las fuertes tensiones debidas a la diferencia de temperatura entre las condiciones de servicio y fuera de él. Otro tipo de estructuras de hormigón pretensado para usos criogénicos pueden ser las que nazcan como consecuencia de la industrialización de sistemas basados en la superconductividad.

El hormigón pretensado es uno de los pocos materiales utilizados a temperatura ambiente que se comporta satisfactoriamente a bajas temperaturas. Desde los años cincuenta, cuando se construyeron los primeros depósitos para almacenar oxígeno líquido, hasta nuestros días en que depósitos de más de 100.000 m^3 almacenan gas natural licuado, numerosos recipientes de hormigón pretensado atestiguan la idoneidad de este tipo de estructuras.

La utilización del hormigón pretensado a temperaturas criogénicas puede ocasionar roturas frágiles, en los elementos sometidos a tensiones elevadas, si no se seleccionan adecuadamente los materiales y no se tiene en cuenta, durante el proyecto, las peculiaridades de esta obra. En este artículo no se hará referencia a las propiedades del hormigón a bajas temperaturas, solamente a los aceros que se utilizan en estructuras pretensadas que serán enfriadas *posteriormente*.

1.1. Descripción de un depósito

Antes de comentar las acciones específicas que pueden actuar sobre estas estructuras conviene describir, brevemente, los elementos de un depósito que, como ya se ha indicado, es la única estructura de este tipo que está en funcionamiento.

Los principales elementos de un depósito de hormigón pretensado para usos criogénicos son los siguientes: (Figura 1)

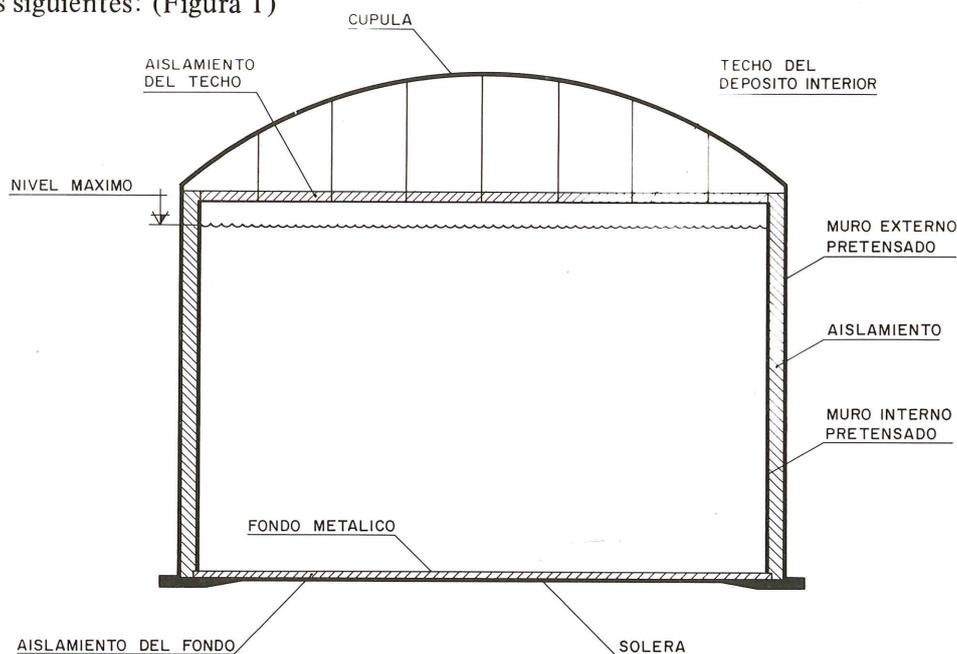


Figura 1 — Elementos principales de un depósito para usos criogénicos.

- a) El depósito criogénico, destinado a almacenar el fluido. Se trata de una estructura mixta, de hormigón pretensado y chapa de acero. El hormigón pretensado circular y verticalmente tiene misión resistente, mientras que la camisa metálica proporciona la estanquidad. Cuando la camisa metálica lateral es exterior puede fabricarse de chapa al carbono, a pesar de su conocida fragilidad a bajas temperaturas, porque trabaja a compresión debido al pretensado. La pared descansa sobre una solera de hormigón armado y el fondo se forra con una chapa de acero al níquel (9 por 100) o de aluminio. El techo de este depósito suele ser plano, de aluminio, y colgado de la bóveda del depósito exterior.
- b) El depósito exterior, destinado a embalsar el fluido en caso de rotura del depósito interior y a protegerlo de las acciones externas. Algunos son metálicos, protegidos por un dique de hormigón. Actualmente se tiende hacia un diseño integrado, de hormigón pretensado con una camisa interior de chapa.
- c) El aislamiento. El aislamiento del fondo, con misión resistente suele conseguirse mediante un polímero con estructura celular y bloques de madera de balsa debajo del muro. El aislamiento lateral lo proporciona, invariablemente, la perlita expandida, material granular sin misión resistente. Para el aislamiento del techo, que debe ser ligero, suele recurrirse a la fibra de vidrio, o al asbesto.

1.2. Acciones a tener en cuenta

Durante la vida de la estructura, además de las acciones convencionales, merecen destacarse las siguientes acciones específicas:

- a) Por erigirse la estructura a temperatura ambiente, no se presentan nuevas acciones a tener en cuenta.
- b) Durante el enfriamiento. Antes de entrar en servicio, el depósito debe enfriarse. Esta es la etapa más delicada. A partir de la temperatura ambiente el tanque debe enfriarse lentamente a una velocidad controlada, de forma que los gradientes de la temperatura en los distintos elementos se mantengan por debajo de los especificados en el proyecto. Debido a la gran variación de la temperatura debe permitirse que las paredes, suelo y techo puedan contraerse sin coacciones.
- c) Durante el servicio. Generalmente, el tanque, una vez enfriado, no vuelve a calentarse, a menos que se produzca un accidente o se someta a una inspección. Para regular la presión durante el llenado y vaciado y para tener en cuenta la evaporación, se instalan válvulas de seguridad. Para el proyecto de estas estructuras se utilizan, a título indicativo, sobrepresiones de 0,15 atmósferas y subpresiones de 0,0035 atmósferas. Mediante un aislamiento adecuado pueden reducirse las pérdidas diarias por evaporación a cifras inferiores al 0,05 por 100.
- d) Durante un accidente. Aparte de un seísmo, impactos u otras acciones que también se consideran en estructuras que trabajan a temperatura ambiente, el depósito exterior deberá resistir el choque térmico producido por una rotura del tanque interno. En el caso, poco probable, de una explosión del depósito interno, el depósito exterior deberá resistir e impedir que los vapores inflamables salgan al exterior.

Todas estas acciones específicas, debidamente incorporadas en el proyecto, repercuten en las propiedades de los materiales a utilizar. En particular en el acero y en el comportamiento conjunto del sistema hormigón-acero, tal como se describe en los siguientes apartados.

TABLA 1.—ACERO PATENTADO Y TREFILADO

(Ref. 3)

Temp. °C	Diámetro	T. Rotura (MN/m ²)	Estricción (%)	Alargamiento (%)
20	6,35 mm (cordón)	1.460	—	—
— 196	6,35 mm	1.710	—	—
20	5,0 mm (alambre)	1.875	41	6 (sobre 10 cm)
— 196	5,0 mm	2.337	31	4 (sobre 10 cm)
20	7,0 mm (alambre)	1.669	35	—
— 196	7,0 mm	2.082	—	—

TABLA 2.—ALAMBRE CON CABEZAS BOTONADAS

(Ref. 4)

Temp. °C	Diámetro	T. Rotura (MN/m ²)	Estricción (%)	Alargamiento (%)
20	7 mm	1.544	36	5 (sobre 30 cm)
— 196	7 mm	1.999	27	5,6 (sobre 30 cm)
20	7 mm	1.649	31	5 (sobre 30 cm)
— 196	7 mm	2.027	30	3,9 (sobre 30 cm)
20	7 mm	1.600	—	—
— 196	7 mm	2.027	—	—

TABLA 3.—ACERO TEMPLADO Y REVENIDO

(Ref. 5)

Temp. °C	Diámetro	T. Rotura (MN/m ²)	L. Elástico (MN/m ²)	Alargamiento (%)
20	5,2 mm	1.588	1.510	—
— 78	5,2 mm	1.677	1.610	8,5 (sobre 5,2 cm)
— 196	5,2 mm	2.157	1.810	7,8 (sobre 5,2 cm)

TABLA 4.—ACERO ALEADO CON CROMO (MACALLOY)

(Ref. 6)

Temp. °C	Diámetro	T. Rotura (MN/m ²)	Estricción (%)	Alargamiento (%)
20	6,4 mm	1.103	52	14,8 (sobre 3,2 cm)
0	6,4 mm	1.145	52	14,2 (sobre 3,2 cm)
— 25	6,4 mm	1.165	49	15,5 (sobre 3,2 cm)
— 50	6,4 mm	1.172	47	13,5 (sobre 3,2 cm)
— 75	6,4 mm	1.241	—	—
— 100	6,4 mm	1.296	7	5,6 (sobre 3,2 cm)
— 150	6,4 mm	1.158	0	1,1 (sobre 3,2 cm)
— 196	6,4 mm	1.227	—	—

2. COMPORTAMIENTO DEL ACERO A BAJAS TEMPERATURAS

2.1. Aceros para pretensar

Los ensayos realizados en los laboratorios con aceros patentados y trefilados muestran un aumento del *límite elástico convencional* y de la *carga de rotura* a medida que la temperatura va disminuyendo (referencias 1, 2, 3 y 4). Este aumento puede llegar hasta el 25 por 100 para la temperatura del nitrógeno líquido (-196°C) ver tablas 1 y 2.

Los aceros templados y revenidos, tanto de sección circular como oval, exhiben un comportamiento parecido (referencia 5 y tabla 3).

Los aceros aleados con cromo y tratados térmicamente (Macalloy) también incrementan sus propiedades, aunque de forma menos marcada, y, al parecer, existe una transición a -75°C (referencia 6 y tabla 4).

Respecto a los cordones de siete alambres las propiedades son similares y el cordoneado no parece afectar a los alambres (referencias 3 y 4).

En la figura 2 se representa el efecto de la temperatura en la carga de rotura para los distintos tipos de aceros comentados anteriormente. El límite elástico convencional (al 0,2 por 100) exhibe un incremento parecido.

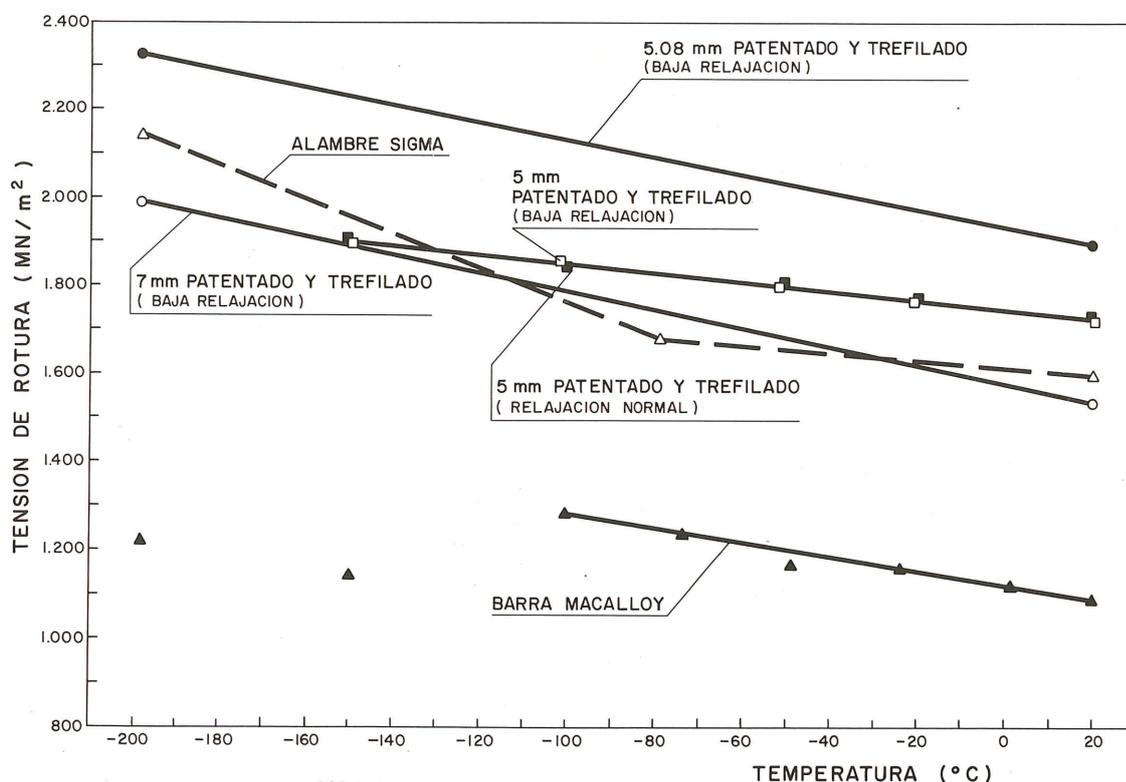


Figura 2 – Variación de la carga de rotura con la temperatura.

Tanto la *estricción* como el *alargamiento en rotura* experimentan una reducción al disminuir la temperatura, pero a -196°C todavía poseen una notable ductilidad, como puede inferirse de las tablas 1, 2, 3 y 4 y de la figura 3.

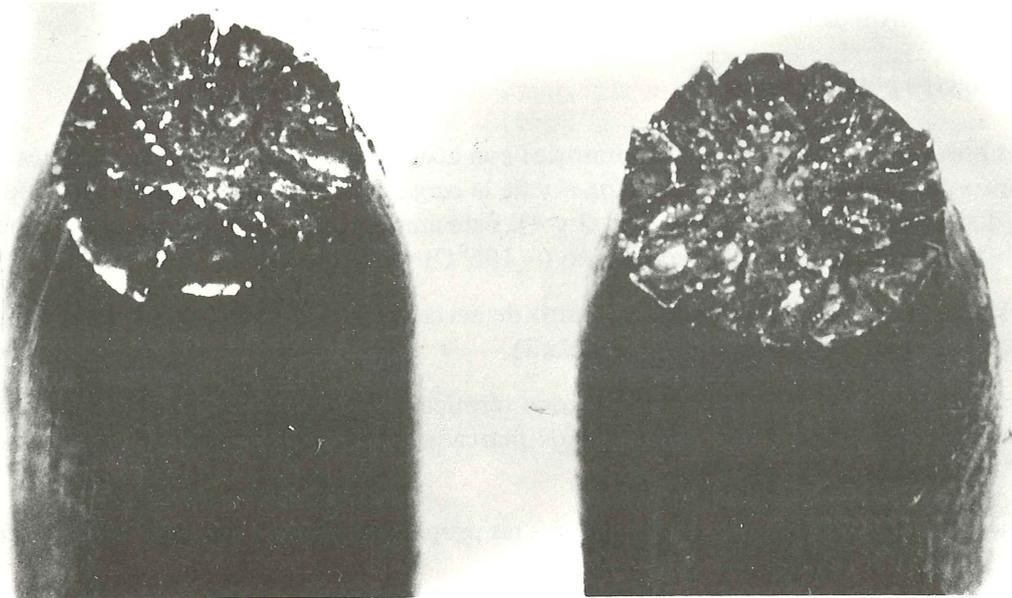


Figura 3 — Izquierda, rotura a temperatura ambiente. Derecha, rotura a -165°C .

Los ensayos de *relajación* a temperaturas criogénicas son difíciles de realizar y costosos debido a su larga duración. La relajación al cabo de 10 horas (referencia 1) es tan pequeña que resulta difícil medirla con precisión. No obstante, estos ensayos indican que la relajación, tanto en los aceros de relajación normal como en los de muy baja relajación, disminuye considerablemente, como puede apreciarse en la figura 4.

Respecto a la *fatiga* parece ser que el límite de fatiga en un ensayo rotatorio disminuye al principio, pasa por un mínimo entre 0°C y -50°C , y después aumenta por encima de los valores a temperatura ambiente. De forma general, se considera que los alambres de mayor

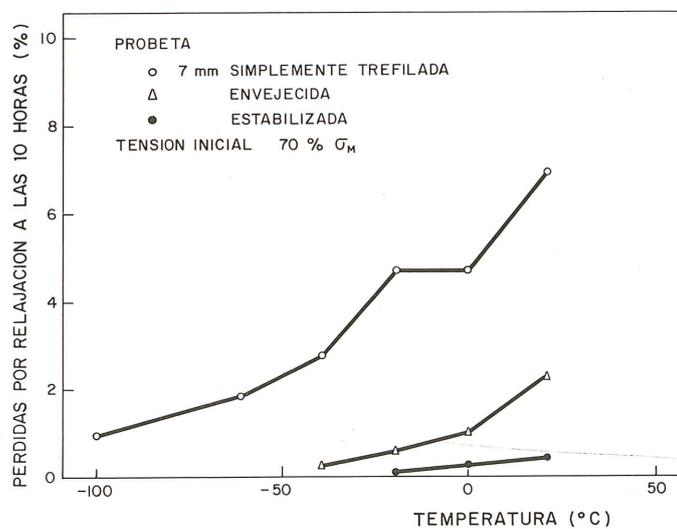


Figura 4 — Efecto de las bajas temperaturas en las pérdidas por relajación al cabo de 10 horas (Ref. 1).

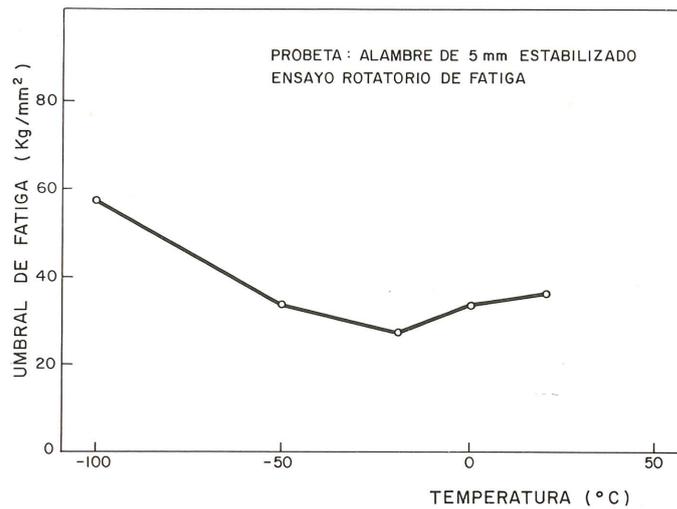


Figura 5 — Efecto de las bajas temperaturas en el límite de fatiga (Ref. 1).

carga de rotura tienen mayor límite de fatiga, esto explicaría el aumento por debajo de los -50°C . La justificación del mínimo no está clara. En la figura 5, tomada de la referencia 1, se muestra el efecto de las bajas temperaturas sobre el límite de fatiga en unos alambres estabilizados de 5 mm de diámetro.

La sensibilidad a las entallas a bajas temperaturas es un parámetro que debe conocerse. En el pretensado circunferencial los extremos de los rollos se unen mediante unos conectores que, al sujetar los alambres, producen unas mellas suaves. Algunos anclajes producen

TABLA 5.—SENSIBILIDAD A LAS ENTALLAS

(Ref. 7)

Acero patentado, trefilado y envejecido (4,4 mm)

Temp. °C	T. Rotura MN/m ² (lisa)	T. Rotura MN/m ² (entallada)	Sensibilidad (NSR)
21	1.672	1.917	1,24
21	—	2.237	(valor medio)
-195	1.923*	1.930	1,07
-195	—	2.186	(valor medio)

TABLA 6.—SENSIBILIDAD A LAS ENTALLAS

(Ref. 2)

Acero simplemente trefilado (5,2 mm)

Temp. °C	T. Rotura MN/m ² (lisa)	T. Rotura MN/m ² (entallada)	Sensibilidad (NSR)
20	1.764	2.278	1,29
20	1.774	2.266	(valor medio)
-165	1.910	1.950	—
-165	2.000	1.955	1,00
-165	2.015	2.004	(valor medio)
-165	2.016	2.033	—

mellas similares en los alambres de los tendones. Por ello, es conveniente efectuar ensayos de tracción sobre probetas lisas y entalladas y deducir su susceptibilidad a las entallas a través del factor de sensibilidad. Ensayos realizados en 1963 (referencia 7) con alambres patentados y trefilados indicaron que los alambres no son susceptibles (el factor es ≥ 1), aunque la sensibilidad aumenta al disminuir la temperatura (tabla 5). Ensayos más recientes (referencia 2) con alambres simplemente trefilados y sin ningún tratamiento posterior, para tener en cuenta el proceso de pretensado circunferencial durante el cual el alambre sufre un verdadero trefilado, han confirmado los resultados anteriores (tabla 6).

Finalmente el *módulo de elasticidad* experimenta un ligero aumento, entre el 4 y el 9 por 100, con la disminución de la temperatura. No obstante debido a las dificultades para medir con precisión deformaciones a temperaturas criogénicas no se dispone todavía de suficientes datos fiables.

2.2. Dispositivos de anclaje y unión

Las *placas de anclaje* deben construirse con materiales dúctiles a temperaturas criogénicas. Los aceros que adquieren sus propiedades mediante un tratamiento térmico son muy sensibles a los ensayos de impacto, a bajas temperaturas, con probetas entalladas. De todos modos, no es probable que los anclajes una vez enfriada la estructura, sufran deformaciones localizadas muy rápidas. Debe tenerse especial cuidado con los tratamientos de endurecimiento superficial, porque pueden originar problemas por indentación. Para circunstancias especiales, cuando haga falta una resistencia elevada, están indicados aceros tipo ASTM A 203 o bien ASTM A 353 y A 645 para zonas más críticas. Se trata de aceros al níquel especialmente desarrollados para trabajar a bajas temperaturas y con una elevada resistencia al impacto. También pueden utilizarse aceros inoxidables, con un 18 por 100 Cr y 8 por 100 Ni, para zonas menos solicitadas.

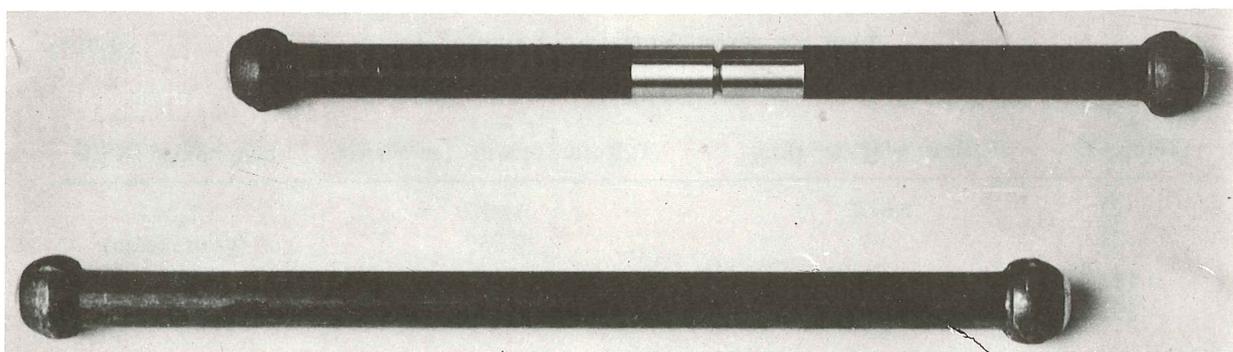


Figura 6 — Probetas con cabezas recalcadas para ensayos a bajas temperaturas.

Se han realizado ensayos hasta rotura, a temperatura del nitrógeno líquido, con *anclajes* comerciales, comprobándose su buen funcionamiento. Las indentaciones suaves producidas por algunos sistemas de anclaje no merman la capacidad de resistencia del conjunto a bajas temperaturas, a menos que se sometan a impactos (referencias 1, 5). En cualquier caso, los sistemas de anclaje deben construirse e instalarse de forma que se eviten cargas puntuales en las regiones más solicitadas. La utilización de cabezas recalcadas no presentan problemas a bajas temperaturas y con frecuencia se adopta este sistema para sujetar las probetas (figura 6), obteniéndose roturas lejos de la zona de anclaje.

Los dispositivos de unión presentan menos problemas que los anclajes y si se seleccionan adecuadamente los aceros y no se producen coacciones transversales muy localizadas, no es de temer que surjan problemas.

2.3. Aceros para armar

Los *aceros de armar usuales* no aleados y de bajo contenido en carbono (en comparación con los de pretensar), también exhiben un aumento de la carga de rotura al disminuir la temperatura y, a primera vista, podrían parecer perfectamente adecuados para trabajar a temperaturas criogénicas. Sin embargo, debido a su variabilidad en composición y calidad es conveniente desconfiar de ellos mientras no se pruebe lo contrario (referencia 4), es decir, mientras los ensayos de ductilidad e impacto, para el acero en cuestión, no sean satisfactorios. El corrugado y los doblados con pequeños radios, impuestos por necesidades constructivas, pueden ser perjudiciales si el elemento recibe un impacto a bajas temperaturas.

Excepcionalmente se han utilizado *aceros de armar especiales*, en estos casos se ha recurrido a aceros comerciales para bajas temperaturas. Aceros con pequeñas cantidades de titanio apenas ven mermada su ductilidad a -60°C , mientras que la mayoría de los aceros ordinarios se vuelven agrios.

3. COMPORTAMIENTO DEL SISTEMA POSTESADO HORMIGÓN/ACERO

Los depósitos construidos y en servicio demuestran que el hormigón y el acero de pretensado pueden trabajar juntos satisfactoriamente a bajas temperaturas. Consideremos ahora las peculiaridades de dicho material siguiendo el mismo esquema utilizado en el capítulo 1 para las acciones:

3.1. Comportamiento durante el enfriamiento

Los *coeficientes de dilatación* del hormigón y del acero son distintos y pueden producirse tensiones importantes durante el enfriamiento. El coeficiente de dilatación del hormigón no es constante debido a varios efectos; uno de ellos es la transformación gradual en hielo de la solución acuosa contenida en los poros a medida que disminuye la temperatura, otro es la contracción del hielo ya formado. El coeficiente depende de la edad del hormigón, de la humedad de los áridos y de la relación agua:cemento. Una cifra orientativa del valor medio del coeficiente de dilatación, en el intervalo -165°C , 20°C para un hormigón de 35 MPa. a temperatura ambiente, es de $7 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. El valor medio del coeficiente de dilatación del acero de pretensado para el mismo intervalo de temperaturas es de $10 \times 10^{-6} \text{ }^{\circ}\text{C}^{-1}$. Debido a estas diferencias, durante el enfriamiento se producirá un aumento de fuerza del pretensado que debe tenerse en cuenta en el proyecto. Además, como el acero no suele estar distribuido homogéneamente, este efecto puede amplificarse si no se limitan los gradientes térmicos a través del muro. La máxima diferencia de temperatura, que suele admitirse, entre las dos caras es de 5 a 10°C .

Si el enfriamiento es muy rápido pueden generarse tensiones debidas a las diferencias de *conductividad térmica* entre el hormigón y el acero por las razones indicadas en el párrafo anterior y que se comentarán en 3.3. La conductividad térmica del hormigón depende de la conductividad de los áridos, como, además, la pasta de cemento contribuye de un 20 a un 30 por 100 al volumen final, la relación agua:cemento también influye. Un valor medio

orientativo del coeficiente de conductividad entre la temperatura ambiente y -165°C es de $3,9 \text{ W/m}^{\circ}\text{K}$. Aunque esta información no es fundamental para el proyecto del depósito, puesto que la resistencia térmica se consigue mediante el aislamiento, conviene conocerla para decidir la velocidad de enfriamiento para controlar el gradiente térmico y estimar el tiempo y el costo del enfriamiento del tanque antes de llenarlo. Cifras usuales están alrededor de 1°C por hora, aunque las distintas etapas del enfriamiento suelen controlarse con límites distintos.

La contracción, debida a enormes variaciones de la temperatura, es la mayor dificultad que encuentra el proyectista. El proyecto puede simplificarse mediante juntas deslizantes en los bordes de la pared, de forma que el cilindro pretensado pueda dilatar libremente. Otras veces se evita la junta inferior con un fondo mucho menos rígido. En otros casos se ha utilizado un postesado parcial, que se completa durante el enfriamiento, para evitar que se desarrollen tensiones. En estas circunstancias los tendones no pueden inyectarse posteriormente, debido a las bajas temperaturas. El comportamiento de los tendones adherentes durante el enfriamiento apenas se ha investigado.

3.2 Comportamiento durante el servicio

Una vez enfriado el depósito no vuelve a calentarse a menos que una reparación o una inspección lo justifique. Para estos casos la fatiga térmica no merece considerarse. Las operaciones de llenado y vaciado durante el servicio normal no introducen acciones específicas que afecten al comportamiento del conjunto hormigón-acero.

Respecto al comportamiento de la estructura a largo plazo, los efectos más importantes a considerar son: la relajación de tensiones y la corrosión. Las pérdidas por *relajación* de tensiones en el tanque interior deben ser insignificantes si tenemos en cuenta los resultados comentados en 2.1. También hay que considerar las pérdidas por fluencia y retracción del hormigón, que a estas temperaturas se conocen muy poco. Es de esperar que la probabilidad de *corrosión bajo tensión* quede notablemente disminuida a tan bajas temperaturas, o por lo menos los aspectos cinéticos. Generalmente en estos casos la atmósfera también es menos agresiva. De todos modos el buen comportamiento de los tanques existentes es la mejor prueba.

3.3 Aspectos ambientales y de seguridad

El tanque externo debe proyectarse para que pueda resistir el choque térmico provocado por la rotura del tanque interno. Durante este accidente no se puede controlar la velocidad de enfriamiento ni el gradiente térmico a través de la pared y, debido a las diferencias de los coeficientes de dilatación, se producirán fuertes tensiones. Las diferencias en el coeficiente de conducción harán que se enfrie más rápidamente el hormigón, pudiéndose destesar de forma apreciable la estructura durante un cierto tiempo. Cuando se alcance el equilibrio térmico se producirá un retesado, como ya se ha comentado, debido al mayor coeficiente de dilatación del acero.

Otra situación anormal específica es el impacto a bajas temperaturas que puede producirse por la rotura súbita de uno de los tendones verticales. Al incidir la onda de choque sobre las armaduras vecinas podrían producirse roturas frágiles en cadena. En los ensayos realizados en el laboratorio (referencia 4), provocando la rotura brusca de una armadura, no se han detectado daños en las armaduras adyacentes. Frente a este tipo de solicitaciones las estructuras pretensadas se comportan mejor que las metálicas, en las que es más difícil detener una fisura que ha iniciado la propagación.

La posibilidad de un incendio en el tanque interno debe considerarse. En el caso de un gas inflamable se recomienda que el gas se quemara dentro del depósito y el tanque externo debe ser capaz de resistir estas cargas. Al final del accidente, la integridad del depósito será dudosa y, probablemente, estará fisurado. No obstante se habrá cumplido su misión; evitar que el gas inflamable se derramara por los alrededores.

APENDICE: DEPOSITOS DE HORMIGON PRETENSADO PARA USOS CRIOGENICOS

A continuación se hace un breve resumen histórico de las estructuras destinadas a usos criogénicos más destacadas. Los detalles pueden consultarse en las referencias citadas.

- En 1952 la Compañía Linde, de la Unión Carbide, decidió construir el primer depósito pretensado para trabajar a muy bajas temperaturas para almacenar oxígeno líquido. Se trata de un depósito convencional de 1.000 m³ con la pared interior y exterior pretensadas. Con esta ocasión, se realizaron los primeros ensayos para estudiar el comportamiento de los aceros de pretensado y hormigones a temperaturas criogénicas (referencia 7).
- En 1954 la Compañía Linde construyó un nuevo depósito, análogo al anterior, de 2.500 m³ para almacenar oxígeno líquido, que todavía está en servicio.
- En 1960 varios grupos de empresas inician estudios para almacenar gas natural licuado. La American Gas Association empezó investigando con el Institute of Gas Technology, el comportamiento de un tanque pretensado enterrado y la Texas Eastern Transmission Corp. en colaboración con el Battelle Memorial Institute emprendió un estudio en paralelo. Los resultados de ambas investigaciones indicaron que el almacenamiento era técnicamente posible y se construyeron, instrumentaron y ensayaron dos pequeños depósitos de 160 m³ y 250 m³ de capacidad.
- En 1965 la Compañía Gaz de France construyó un depósito de 200 m³ en Nantes. El tanque se ensayó con gas natural licuado antes de instalar la camisa metálica para estudiar el efecto de choque térmico sobre el hormigón pretensado y los resultados fueron satisfactorios (referencia 8).
- En 1969, Gas Natural S.A., construyó dos depósitos de 40.000 m³ en Barcelona para almacenar gas natural licuado (figura 7). Los tanques tienen 38 m de altura y 44 m de diámetro. El depósito interno es de hormigón pretensado y el externo metálico (referencia 9). Desde la puesta en servicio los depósitos funcionan satisfactoriamente llenándose y vaciándose unas dos veces al mes.
- En 1970 la Texas Eastern Transmission Corp. construyó un depósito de 91.000 m³, en Staten Island N.Y., para almacenar gas natural licuado (figura 7). Este proyecto fue el resultado de varios años de investigación y ensayo en el Instituto Battelle. El tanque tiene 80 m de diámetro y el nivel del líquido llega hasta 18 m. Está rodeado por una berma de tierra compactada que hace que la estructura pueda considerarse como enterrada (referencia 10). El depósito permaneció en servicio hasta la primavera de 1972, que fue vaciado para inspeccionarlo e introducir modificaciones. En febrero de 1973, casi al finalizar las reparaciones, se declaró un incendio que arruinó la cubierta postesada.
- En 1971 la Technische Werke der Stadt, en Stuttgart, puso en servicio un depósito pretensado de 30.000 m³, para almacenar gas natural licuado, de 21 m de altura y 42 m de diámetro. A diferencia de los de Barcelona el depósito interno es metálico y el exterior pretensado.

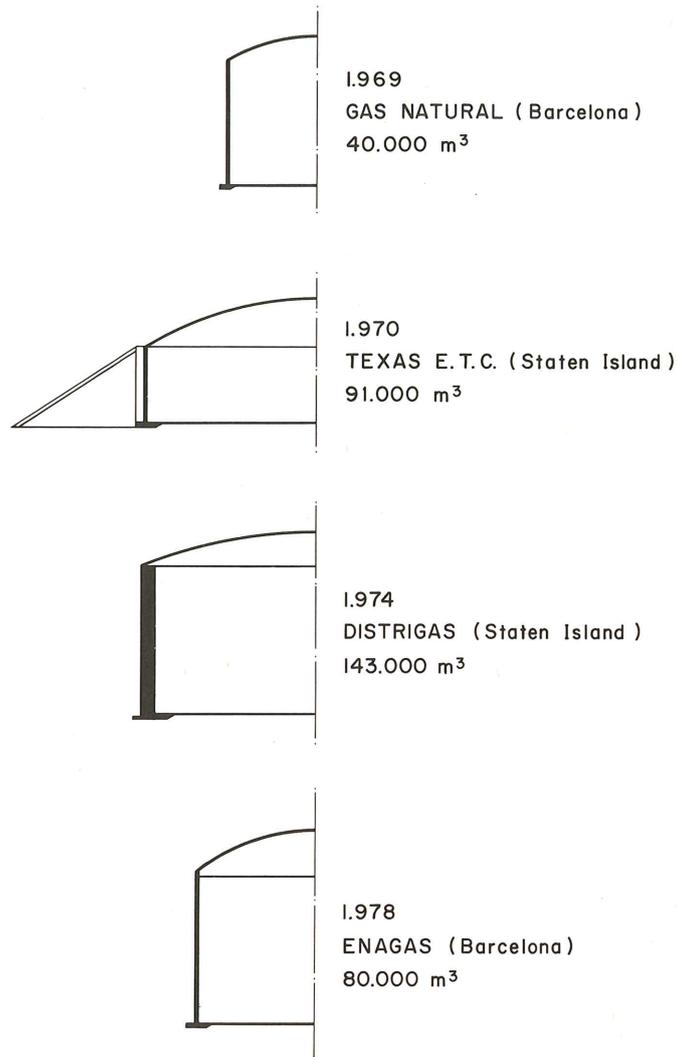


Figura 7 – Sección esquemática, a la misma escala, de algunos depósitos importantes.

- En 1972 se construyeron dos pequeños depósitos pretensados. Uno de 4.000 m³ para metano líquido, en Rhode Island, y otro de 8.000 m³ en Cape Doc. Massachussetts, para almacenar gas natural licuado.
- En 1974 la compañía de gas de Filadelfia construyó dos depósitos de 92.500 m³ en Richmond, destinados a almacenar gas natural licuado, de 25 m de altura y 70 m de diámetro. Tanto el depósito interior como el exterior están pretensados, y separados por un muro de hormigón en masa de 3 m de espesor (referencia 11).

El mismo año, Distrigas, en Staten Island, construyó dos gigantescos depósitos de 143.000 m³, los de mayor capacidad hasta la fecha (figura 7). La altura de la pared es de unos 36 m y el diámetro exterior de 82 m. Los depósitos interior y exterior están contruidos por elementos verticales (formados por dos paneles de 18 m postesados), que posteriormente se postesaron circunferencialmente. Entre las dos paredes queda un espacio de 4 m. El primer metro en contacto con el depósito interno está relleno de perlita y los tres metros restantes de hormigón en masa. La estructura puede resistir el impacto de un Boeing 747 a la velocidad de 300 km/h. (referencia 12).

- En 1975 la compañía Greater Winniperg Gas construyó un depósito de 40.000 m³ para almacenar gases licuados del petróleo. Como la temperatura del almacenamiento no es muy baja, — 50°C, se decidió construir un solo depósito pretensado, adecuadamente aislado.
- En 1977 ENAGAS inició la construcción de un depósito, en Barcelona, de 80.000 m³ para almacenar gas natural licuado. El depósito interior tiene 35 m de altura y 55 m de diámetro. Tanto el tanque interior como el exterior están pretensados vertical y circunferencialmente (referencia 13).

REFERENCIAS

- 1.— A. DOI, H. TOMOIKI, Y. TANAKA y M. KURAUCHI. *Physical properties of pre-stressing steel wire at low and elevated temperatures*. Report DRG 75-04 Shinko Wire Co. Ltd. Amagasaki.
- 2.— J. PLANAS, M. ELICES, V. SANCHEZ-GALVEZ y A. MESTRE. *Propiedades mecánicas del acero de pretensado, a la temperatura del gas natural licuado*. Hormigón y Acero 126 (1978).
- 3.— FIP SIMPOSIO DE MADRID (1968). *A note on some physical properties of low relaxation wire and strand at a temperature of —196°C*.
- 4.— G. SLEIGH, Datos de Johnson & Nephew (Ambergate) Ltd.
- 5.— HELLER, STOLTE. *Proprietes et comportement à des températures très basses de fils de précontrainte traités*. Béton Précontrainte 266 (1970).
- 6.— H. G. TROTTER, F. H. TURNER, W. T. BROOKS, P. SULLIVAN.— *Tests on the properties of some pre-stressing materials under cryogenic conditions*. Report no publicado.
- 7.— B. E. EAKIN et all. *Below-ground storage of Liquefied Natural Gas in Prestressed Concrete Tanks*. IGT Report n° 8 (1963).
- 8.— M. HUMBERT-BASSET. *The Nantes Station After ten Years Service*. 2nd. Int. Conf. on LNG (1970).
- 9.— V. AAGARD, B. H. LADEGAARD. *Liquefied Natural Gas Storage in Barcelona*. AGA Distribution Conference (1970).
- 10.— A. R. DUFFY, A. J. SHOUP. *600.000 bbl LNG tank to use internal insulation flexible liner*. Oil and Gas J. (1970).
- 11.— O. B. HOLMAN, H. J. POST. *Unique Design Features of Philadelphia Gas Works LNG Plant*. AGA Distribution Conference (1974).
- 12.— M. Z. ARAFAT. *Giant precast prestressed LNG storage tanks at Staten Island*. P.C.I.J. Mayo-Junio (1975).
- 13.— J. VALDES. *Nuevo depósito de GNL de 80.000 m³ de la planta terminal de regasificación en Barcelona*. 98 Congreso de la Asociación de Técnicos del Gas. París. Sept. (1978).

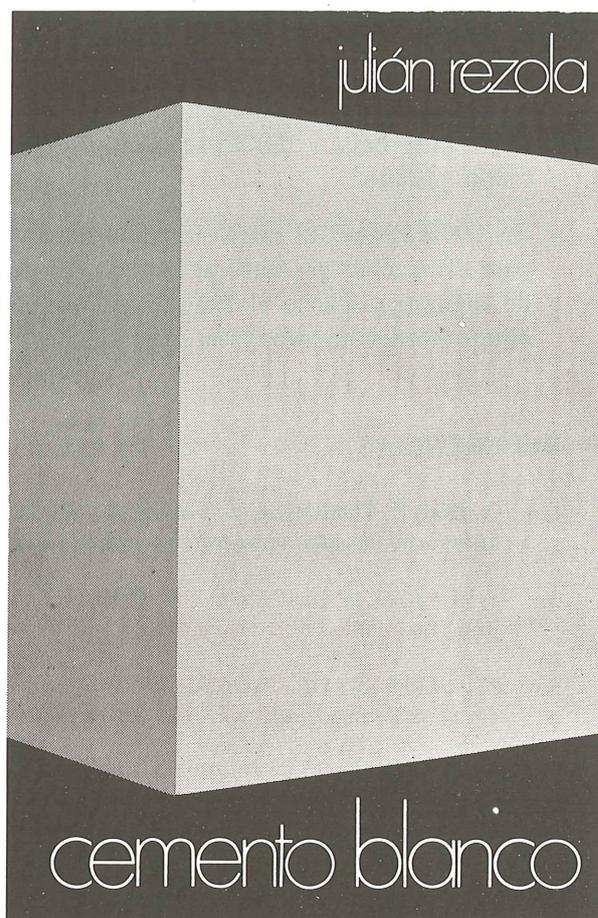
Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P., antes del día 31 del próximo mes de Noviembre.

publicación
del i.e.t.c.c.

cemento blanco

JULIAN REZOLA

Ingeniero Químico Dipl. I. Q. S.



Este libro obtuvo un accésit al Premio Internacional Instituto Eduardo Torroja, en noviembre de 1974.

Sabido es que existe una extensa y documentada bibliografía sobre el cemento gris; en cambio, no puede decirse lo mismo acerca del cemento portland blanco, ya que los escritos existentes se refieren tan sólo a algunas peculiaridades que le distinguen de aquél.

Este extenso trabajo tiene el gran interés de tratar el tema en todos sus aspectos, desde el estudio de las rocas que lo originan y su evolución en el transcurso de los años, hasta los procesos más adecuados para su fabricación, la maquinaria a emplear y los medios de control más convenientes.

El autor nos ofrece sus profundos conocimientos y su larga experiencia tanto en laboratorio como en fabricación.

La parte descriptiva del libro se complementa con gráficos, diagramas y fotografías de gran utilidad, destinados a conseguir la aplicación apropiada de este aglomerante.

Un volumen encuadernado en cartón policerado, de 17,4 × 24,3 cm, compuesto de 395 páginas, numerosas figuras, tablas y ábacos. Madrid, 1975.

Precios: España, 1.700 ptas.; extranjero, \$ 34.

Anclajes rectos y curvos de barras corrugadas en hormigón armado.

Javier Lahuerta,
Dr. Arquitecto

1. JUSTIFICACION

Las *barras corrugadas* empleadas como armaduras para el hormigón, se anclan casi sistemáticamente mediante *prolongación recta*, tanto si trabajan a tracción como si lo hacen a compresión.

La Instrucción EH 73, Proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado, indica (37.3) que es éste el tipo de anclaje preferente. Permite emplear además la *patilla normal* (fig. 1), pero limita su efecto a una reducción de la longitud de anclaje de 10ϕ , y como el desarrollo de la patilla en su eje mide $8,3 \phi$, la reducción efectiva de longitud de la barra es solamente de $1,7 \phi$. También permite emplear el *gancho normal* (fig. 2) en armaduras de tracción, pero ni siquiera indica la reducción a que equivale su efecto, habiéndose omitido la de 30ϕ , que figuraba en la anterior EH 68.

La *prolongación curva* se cita en la Instrucción EH 73 solamente en el comentario (37.1), y sin embargo es necesario su empleo en todos los casos en que no se dispone de espacio para alojar la prolongación recta, y puede ser muy conveniente su empleo en muchos otros casos.

En el citado comentario se da la *ecuación diferencial* para resolver los anclajes con partes curvas, pero todo indica que ha sido muy escasamente empleada. En esta ecuación se basa el método presentado.

La Instrucción EH 73 está en revisión y su *artículo 37 Anclaje de las armaduras*, es uno de los que probablemente sea modificado, pues parte de su contenido ha sido puesto en entredicho por muchos. En este trabajo se incluye alguna crítica irónica al citado artículo, que en primer lugar debe entenderse como autocrítica, pues he sido corredor de la Instrucción EH 73, incluso ponente para la modificación de dicho artículo en el paso de EH 68 a EH 73, aunque la redacción final se desvió bastante de la propuesta.

2. LA ECUACION DIFERENCIAL

En el comentario 37.1 de la Instrucción EH 73 se presenta la ecuación diferencial para la parte curva (fig. 3) de un anclaje:

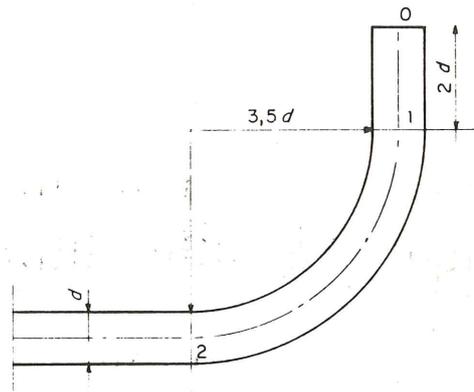


Fig. 1 Patilla normal para barras corrugadas

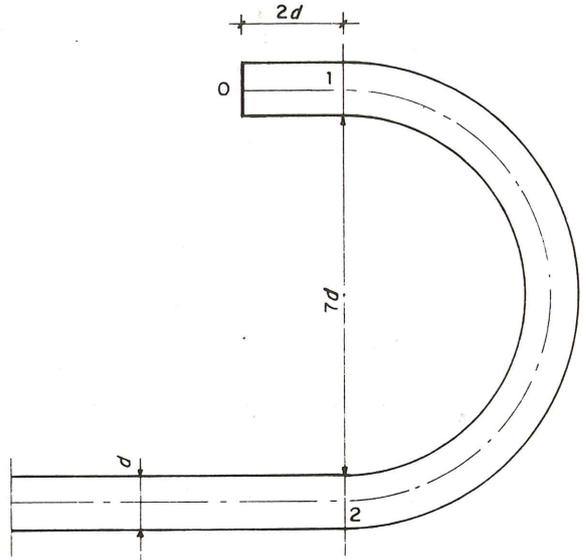


Fig. 2 Gancho normal para barras corrugadas

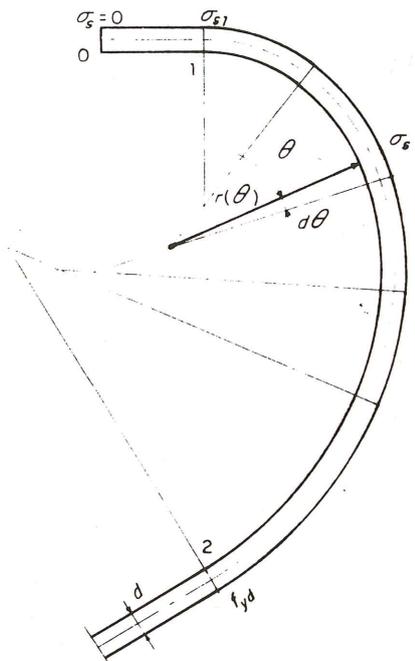


Fig. 3 Anclaje por prolongación curva. Curvatura variable

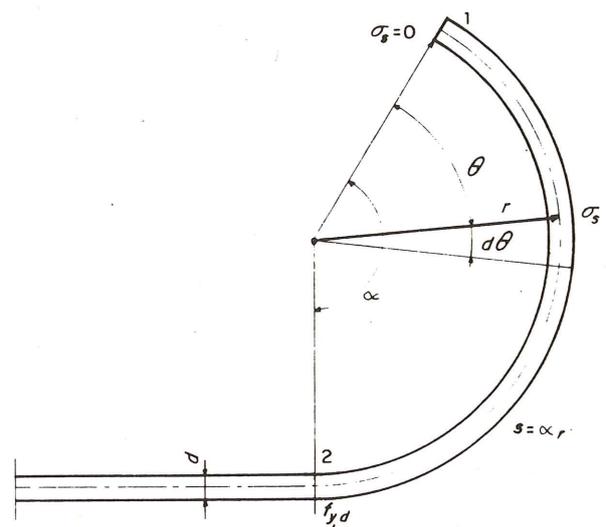


Fig. 4 Anclaje por prolongación curva circular sin parte recta

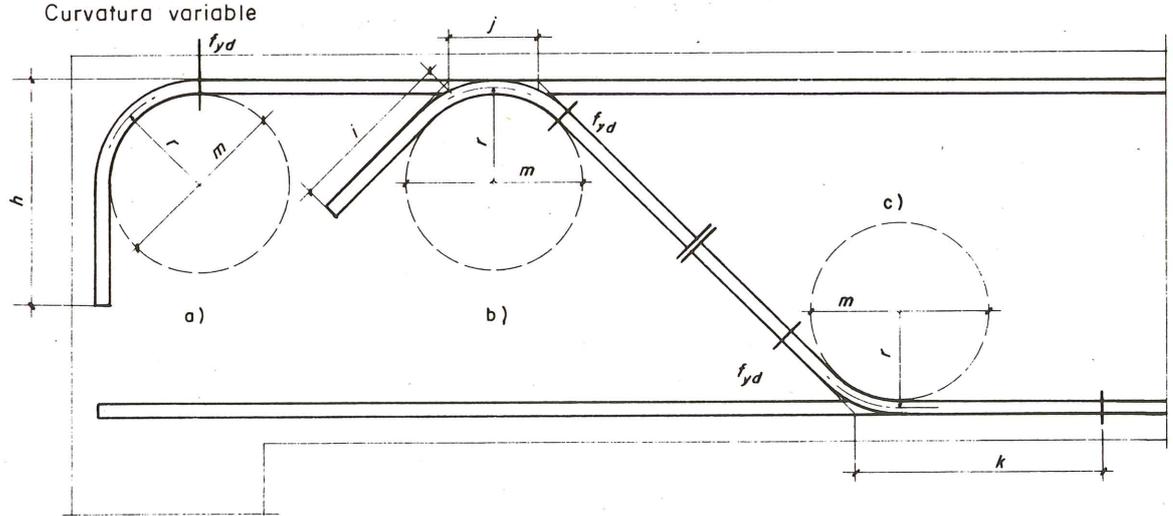


Fig. 6 Anclaje sector tras arco circular

$$A_s d\sigma_s = (u r \tau_{bm} + 0,4 A_s \sigma_s) d\theta \quad [1]$$

en la que son:

$r(\theta)$ Radio de curvatura del eje de la barra en cada punto de ésta, función del parámetro θ .

θ Angulo que forma el radio de curvatura en un punto con el radio de curvatura en el comienzo de la parte curva más cercano al extremo libre de la barra.

$\sigma_s(\theta)$ Tensión del acero en el punto de parámetro θ .

τ_{bm} Tensión media de adherencia. La Instrucción EH 73 indica que su determinación es complicada (sic).

$A_s = \frac{\pi d^2}{4}$ Area de la sección transversal de la barra, de diámetro d .

$u = \pi d$ Perímetro de la sección transversal de la barra.

Esta ecuación diferencial puede escribirse:

$$\frac{d\sigma_s}{d\theta} - 0,4 \sigma_s = \frac{4 \tau_{bm}}{d} r(\theta)$$

y su solución es:

$$\sigma_s = \frac{4 \tau_{bm}}{d} e^{0,4 \theta} [\Phi(\theta) - \Phi(0)] + \sigma_{s_1}$$

con:

[2]

$$\Phi(\theta) = \int r(\theta) e^{-0,4 \theta} d\theta$$

y σ_{s_1} la tensión del acero en el comienzo de la parte curva.

3. ANCLAJE CIRCULAR

Si el anclaje no tiene parte recta, y la curva es una circunferencia (fig. 4), el radio r es constante, y el parámetro θ es el ángulo en el centro.

La ecuación [2] se simplifica a:

$$\sigma_s = \frac{10 r}{d} \tau_{bm} (e^{0,4 \theta} - 1) \quad [3]$$

Denominando α el ángulo total necesario para el anclaje de la barra, desde un punto en que la tensión del acero es igual a su resistencia de cálculo f_{yd} , la fórmula anterior se escribe:

$$f_{yd} = \frac{10 r}{d} \tau_{bm} (e^{0,4 \alpha} - 1) \quad [4]$$

La aplicación de estas fórmulas [2], [3] y [4] presenta la única dificultad de la determinación del valor τ_{bm} . Esta dificultad puede resolverse de una manera indirecta haciendo uso de la fórmula de anclaje por prolongación recta, que figura en el mismo comentario:

$$A_s f_{yd} = u l_b \tau_{bm} \quad [5]$$

de la que se despeja:

$$\tau_{bm} = \frac{A_s f_{yd}}{u l_b} = \frac{d f_{yd}}{4 l_b} \quad [6]$$

en la que l_b es la longitud de anclaje por prolongación recta obtenida por el método del apartado 37.3 de la Instrucción EH 73, en posición I de adherencia buena, o en posición II de adherencia deficiente (37.1), según la situación de la barra en el hormigonado.

No es objeto de este trabajo criticar dicho método, lo cual por otra parte es innecesario pues han sido ya muchos los que lo han hecho.

4. FORMULAS DE USO DEL ANCLAJE CIRCULAR

Sustituyendo el valor [6] en la ecuación [4] se tiene:

$$r = \frac{l_b}{2,5 (e^{0,4\alpha} - 1)} = \psi l_b \quad [7]$$

sencilla fórmula que da el radio del eje de un anclaje por prolongación curva circular en función de la longitud de anclaje por prolongación recta, y el ángulo α del arco de circunferencia empleado.

La longitud s de este arco es:

$$s = r \alpha = \xi l_b \quad [8]$$

y para los valores más frecuentes del ángulo α se dan los valores de ψ y ξ en la tabla adjunta:

Angulo del arco de anclaje α	Factor $\psi = \frac{r}{l_b}$	Factor $\xi = \frac{r}{l_b}$
0°	—	1
45°	1,08	0,85
90°	0,460	0,72
135°	0,255	0,60
180°	0,159	0,50

El factor ξ indica la reducción de longitud de barra necesaria para el anclaje. Con anclaje curvo de 180° se requiere la mitad de longitud que con anclaje recto.

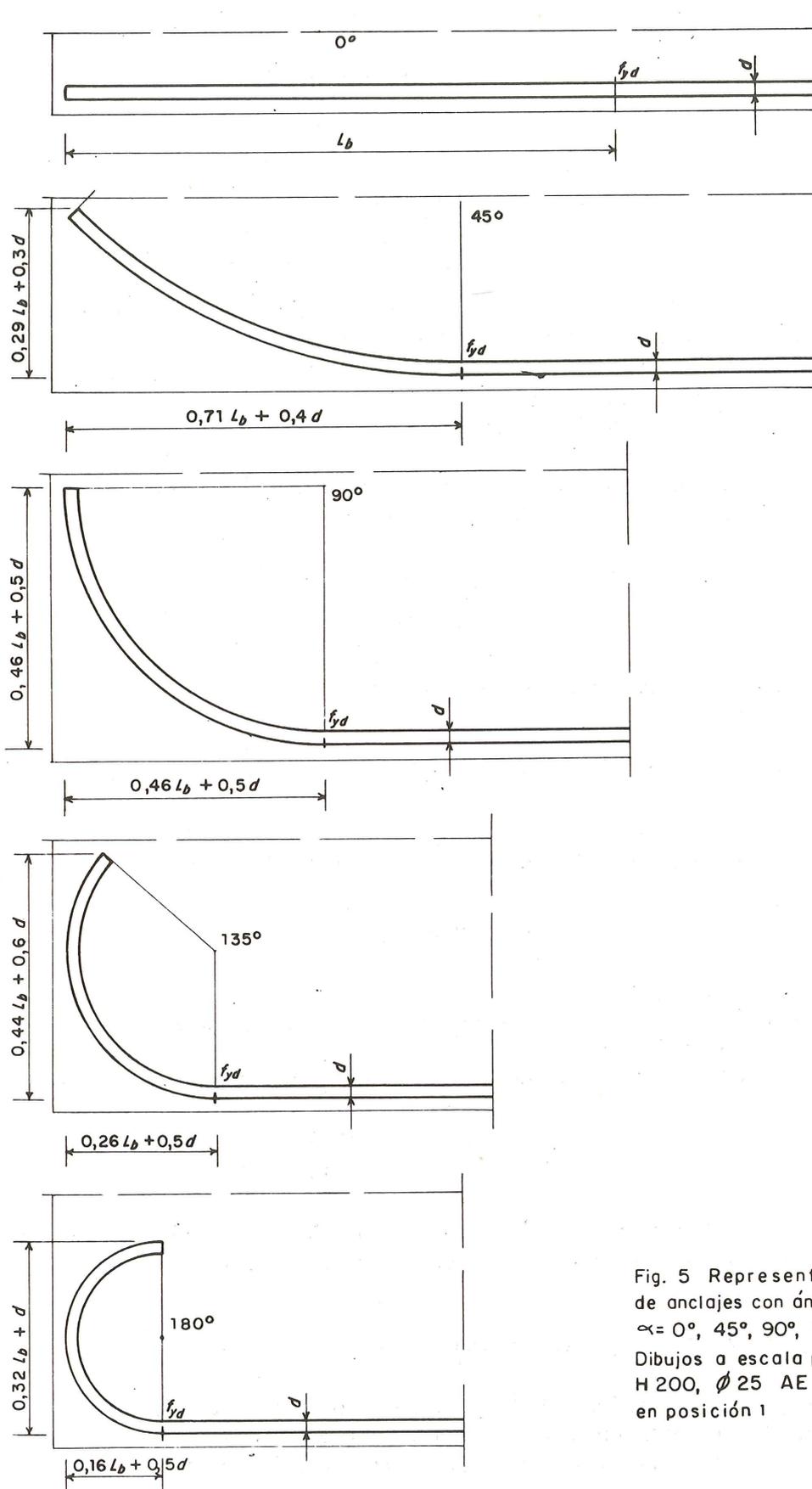


Fig. 5 Representación de anclajes con ángulo: $\alpha = 0^\circ, 45^\circ, 90^\circ, 135^\circ, 180^\circ$
 Dibujos a escala para: H 200, ϕ 25 AE 42 y en posición 1

El espacio necesario para alojar el anclaje de ángulo α viene definido por las dos coordenadas:

$$\begin{aligned} \alpha < \frac{\pi}{2} & \quad l_{\alpha} = (r + 0,5 d) \operatorname{sen} \alpha \\ & \quad h_{\alpha} = (r + 0,5 d) (1 - \cos \alpha) \\ \frac{\pi}{2} \leq \alpha \leq \pi & \quad l_{\alpha} = r + 0,5 d \\ & \quad h_{\alpha} = (r + 0,5 d) (1 - \cos \alpha) \end{aligned} \quad [9]$$

En la figura 5 se han representado los espacios necesarios para alojar los anclajes que tienen los ángulos de la tabla anterior. En ella se ve claramente que el anclaje de 180° es en general el más favorable.

5. LA PATILLA Y EL GANCHO NORMALES

En la patilla normal (fig. 1) y en el gancho normal (fig. 2) la tensión del acero en el punto 0 es nula, y en el punto 1, con $\theta = 0$, tiene el valor:

$$\sigma_{s1} = \frac{2 d}{l_b} f_{yd} \quad [10]$$

y la ecuación [2], considerando [6], se convierte en:

$$\sigma_s = \frac{2,5 r f_{yd}}{l_b} (e^{0,4 \theta} - 1) + \frac{2 d f_{yd}}{l_b}$$

y como en patilla y gancho $r = 4 d$ la fórmula puede presentarse así:

$$\frac{\sigma_s}{f_{yd}} = \frac{10 d}{l_b} (e^{0,4 \theta} - 0,8) \quad [11]$$

en la que se hace $\theta = \frac{\pi}{2}$ para la patilla normal y $\theta = \pi$ para el gancho normal.

De esta fórmula se deduce que pueden descontarse de la longitud de anclaje l_b , con:

patilla normal: 10,7 d

gancho normal: 27,1 d

valores que son: Para la patilla normal parecido al indicado por la Instrucción EH 73. Para el gancho normal algo menor que el dado por la derogada Instrucción EH 68.

6. ANCLAJE RECTO TRAS ARCO CIRCULAR

El anclaje de arco circular de 90° con prolongación recta, es una solución obligada en las barras que llegan al extremo de una viga con tensión igual o cercana a la resistencia de cálculo (fig. 6.a). También es buena solución para el anclaje de barras levantadas en la parte supe-

rior (fig. 6.b), que de este modo se encuentra situado en posición I por su inclinación de 45° (37.1), y para otros casos. El anclaje de arco circular de 45° con prolongación recta, es la solución generalmente adoptada para las barras levantadas en su parte inferior (fig. 6.c), y en algún otro caso.

En todos estos tipos de anclajes el radio del eje de la barra tiene el valor:

$$r = \frac{m + d}{2} \quad [12]$$

siendo m el diámetro del mandril de doblado de la armadura (EH art. 12) que debe ser:

$$m \geq \frac{2 f_y}{3 f_{ck}} d = \mu d \quad \mu \leq 10 \quad [13]$$

cuyos valores mínimos se dan en la tabla siguiente:

f_{ck} kp/cm ²	μ siendo f_y en kp/cm ²		
	4.200	5.000	6.000
150	18,7	22,2	26,7
200	14	16,7	22
250	11,1	13,3	18
300	10	11,1	13,3

Denominando t la longitud de la parte recta del anclaje, la expresión [2] se convierte para este caso en:

$$f_{yd} = \frac{2,5 r f_{yd}}{l_b} (e^{0,4\theta} - 1) + \frac{t f_{yd}}{l_b}$$

de la que teniendo en cuenta [12] se despeja:

$$t = l_b - 1,25 (m + d) (e^{0,4\theta} - 1) \quad [14]$$

Acotando los planos de las figuras de las armaduras con el criterio de medir cada armadura entre los puntos de encuentro de la línea exterior de sus partes longitudinales y la de las prolongaciones rectas, estas dimensiones, indicadas en la figura 6, son:

$$\text{anclaje a: } h = l_b - 0,59 m$$

$$\text{anclaje b: } i = l_b - 0,88 m - 0,7 d$$

$$j = 0,21 m + 0,4 d$$

$$\text{anclaje c: } k = l_b - 0,25 m$$

siendo aquí l_b la longitud de anclaje por prolongación recta en posición I.

Estos valores difieren algo de los que se indican en la figura 37.3.c de la Instrucción EH 73.

Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la Secretaría de la A.T.E.P., antes del día 31 del próximo mes de Noviembre.

publicación del i. e. t. c. c.

LAMINAS DE HORMIGON

A. M. Haas
Dr. Ingeniero

Traducción de **José M.^a Urcelay**
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

El profesor A. M. Haas es personalidad muy conocida en todo el mundo dentro del campo de las estructuras laminares.

El libro, que ha sido traducido a varios idiomas, es de exposición clara e intuitiva, y destaca los conceptos fundamentales sobre los desarrollos matemáticos.

En su primera parte, el libro trata de la teoría de membrana en láminas de revolución. A continuación se aplica esta teoría, para el caso en que las cargas sean también de revolución, a las láminas de revolución más usuales: cúpulas esférica y elíptica, láminas cónicas, depósitos.

Se estudian seguidamente las láminas de revolución sometidas a cargas que no sean de revolución, así como las tensiones secundarias debidas a flexiones en láminas de revolución.

Se termina la primera parte con un capítulo dedicado a la construcción de láminas.

En la segunda parte se estudia la teoría de membrana para láminas rebajadas, dedicando sendos capítulos a las láminas en paraboloides hiperbólico, en paraboloides elíptico y en conoides. A continuación se dedica un extenso capítulo a la flexión.

Seguidamente se estudia el caso de pequeñas cargas que originan fuertes tensiones por flexión. Finalmente, el libro dedica un capítulo al pandeo.

Un volumen encuadernado en tela, brillantemente presentado, de 17 × 24,5 cm, compuesto de 420 páginas, numerosas figuras, tablas y ábacos. Precios: España, 1.250 ptas.; extranjero, \$ 25.

CARTA ABIERTA DEL PRESIDENTE

A todos los Miembros de la F.I.P.

A medida que crece nuestra organización, se nos van presentando nuevas oportunidades y, al mismo tiempo, nuevos problemas. Estos problemas se refieren, principalmente, a dificultades de comunicación, complicadas como consecuencia de las distancias y las diferencias de idioma. Tenemos establecida una razonable vía de comunicación hacia el exterior, desde los centros directivos de la F.I.P. hasta sus Miembros afiliados, a través de estas NOTAS DE LA F.I.P. Sin embargo, existe una urgente necesidad de mejorar la comunicación de los Miembros individuales con sus organizaciones nacionales y de estos Grupos Miembros con el Consejo Administrativo y el Comité Ejecutivo de la F.I.P.

Unicamente así, podrá nuestra organización llegar a conocer los verdaderos intereses y necesidades de todos aquellos que realmente se vienen dedicando al proyecto y construcción de estructuras, tanto en el campo del hormigón pretensado como en otros ámbitos afines.

El aumento de oportunidades que nuestro desarrollo nos ofrece, hace imprescindible que se amplíen las facilidades para que los expertos en nuestra técnica, distribuidos por todo el mundo, tengan acceso a los resultados obtenidos en las últimas investigaciones, y estén informados de los más recientes avances logrados y de los últimos proyectos realizados.

Nuestras Comisiones técnicas están realizando una labor realmente trascendental y se han visto beneficiadas con la adhesión de nuevos y más competentes representantes de los distintos Grupos nacionales. Estoy particularmente satisfecho por la calidad de sus trabajos y el entusiasmo y eficacia con que desarrollan las tareas que les han sido encomendadas. Sin embargo, estimo que su rendimiento se vería muy favorablemente beneficiado si pudiesen contar con el asesoramiento de todos aquellos que dedican sus diarias actividades a la práctica de la construcción. Considero que su colaboración constituye una urgente necesidad.

Teniendo en cuenta todo lo expuesto, ruego encarecidamente a todos los Grupos Miembros de la F.I.P. que, con la mayor frecuencia posible, establezcan contacto con nosotros, formal o informalmente, con el objeto de conseguir que, tanto el Consejo Administrativo como el Comité Ejecutivo, puedan tener información, cuanto más completa mejor, de sus progresos y necesidades. Por nuestra parte, estamos dispuestos a realizar todos los esfuerzos necesarios para poder contestar cuantas consultas se nos planteen y atender las sugerencias que se nos formulen.

Atentamente,

Ben C. Gerwick

COMISION DE LA FIP SOBRE ESTRUCTURAS MARITIMAS DE HORMIGON

Por: W. F. G. Crozier

La Comisión sobre "Estructuras Marítimas" ha combinado una de sus reuniones periódicas con la visita a un dique flotante, de hormigón pretensado, que se está construyendo en Génova, Italia. La reunión se celebró en San Remo, el sábado 4 de octubre de 1975 y, al día siguiente, se realizó la visita al dique en construcción. Asistieron cerca de 25 Miembros, entre ellos el Profesor Franco Levi, Presidente Honorario de la F. I. P.

Durante la reunión, varios de entre los diez Grupos de trabajo que integran esta Comisión, presentaron sus últimos informes sobre los resultados de los estudios que tienen encomendados. Se tiene la intención de ir publicando estos informes, en una serie de artículos que irán apareciendo en las "Notas de la F.I.P.", o bien como "Informes especiales de la F.I.P." editados sin periodicidad fija.

El primero de estos informes, correspondiente al Grupo que se ocupa de los "Trabajos en el mar", se incluye a continuación, en este mismo número de las Notas de la F.I.P. El grupo está presidido por el Dr. A. A. Denton y otros Miembros del mismo son los Señores Derrington y Paterson (Inglaterra), Hognestad e Ingraham (Estados Unidos), van Loenen (Holanda) y Werenskjold (Noruega).

La Comisión acordó, en principio, que celebraría su próxima reunión en Nueva Orleans, Estados Unidos, los días 29 y 30 de Abril de 1976. De esta forma, como para la semana siguiente estaba programada la Conferencia de Houston sobre "Tecnología de las estructuras en alta mar", varios Miembros podrían combinar su asistencia a ambas reuniones, con el consiguiente ahorro en viajes y tiempo.

La visita al dique flotante de Génova, formaba parte del programa de las Jornadas de la AICAP (Associazione Italiana Cemento Armato e Precompresso). Estas Jornadas se celebraron en San Remo los días precedentes a la reunión de la Comisión de la F.I.P., reunión que tuvo lugar, precisamente, como resultado de la amable invitación formulada por el Comité Organizador Italiano de las Jornadas. Se espera poder publicar, en uno de los próximos números de las "Notas de la F.I.P.", una completa descripción de dicho dique flotante.

Durante la visita, despertó especial interés entre los ingenieros participantes, la naturaleza y el tamaño del árido utilizado. Se trata de un árido de arcilla expandida, de 3 a 4 mm de tamaño máximo. La densidad del hormigón con él fabricado es de 1,8 a 1,9 toneladas por m³; y considerando también el peso de toda la armadura, resultan 2,1 toneladas por m³. En la construcción de esta estructura se ha utilizado exclusivamente cemento de escorias.

INFORME PRESENTADO POR EL GRUPO ENCARGADO DEL ESTUDIO DEL TEMA "TRABAJOS EN EL MAR" SITUACION ACTUAL

1. Boyas de anclaje

Con destino a las estructuras de hormigón que actualmente se están construyendo para los yacimientos petrolíferos del Mar del Norte, en varios puntos de Holanda, Noruega, Suecia e Inglaterra, se vienen utilizando boyas de anclaje. También en Estados Unidos se encuentran en período de construcción varias estructuras de hormigón, tipo barcaza, que van ancladas en boyas situadas en aguas de hasta 30 metros de profundidad.

Las boyas de anclaje destinadas a las estructuras de los yacimientos petrolíferos del Mar del Norte, han sido proyectadas para resistir fuerzas del orden de las 800 toneladas y cargas en los dispositivos individuales de anclaje, de hasta 400 toneladas. La profundidad de las aguas en los lugares en que han sido dispuestas, supera los 240 metros. Algunas de estas boyas han venido ya siendo utilizadas de forma continua, durante todo el período de construcción de la correspondiente estructura de hormigón y, finalmente, se ha mantenido para que sirvan de anclaje definitivo de la estructura terminada.

Las amarras generalmente utilizadas en las boyas existentes, son de 120 mm de diámetro y han sido construidas con un acero de calidad especial (O R Q = Oil rig quality). En la actualidad se están fabricando, para futuras boyas, amarras de hasta 152 mm de diámetro. La longitud de las amarras necesarias, varía con la profundidad de las aguas. En aguas profundas se ha llegado hasta los 732 metros de longitud.

Estas boyas de anclaje llevan, generalmente, tres patas cada una de las cuales se subdivide, a su vez, total o parcialmente, en otras dos. Las anclas que se utilizan dependen de la naturaleza del fondo marino pero, en general, ha sido necesario recurrir a anclas de tipo especial, distintas de las normalmente usadas para anclar los buques y las dragas de alta mar. Como ejemplos de las anclas utilizadas pueden citarse: en fondos fangosos, anclas tipo Doris de 29,5 toneladas; en fondos arenosos, anclas de 12 toneladas tipo Stevin; y en el caso de fondos marinos esponjosos anclas de un tipo especial, proyectadas por la firma Mc-Alpine, constituidas por cajones de hormigón armado.

En las patas de la mayoría de las boyas se han introducido bloques de hormigón armado, de 25 toneladas, con el objeto de que colaboren con las anclas a soportar las cargas máximas que deben resistir.

Como no es normal poder disponer de cabrestantes capaces de manejar las amarras de 120 mm de diámetro, la mayor parte de los constructores han ideado equipos hidráulicos especiales, o han utilizado pesadas grúas flotantes, para sujetar las largas amarras hasta el momento de anclar las boyas.

2. Remolque y colocación

En los informes últimamente recibidos, se da cuenta de los éxitos logrados en las operaciones de remolque y colocación de las estructuras de hormigón armado y pretensado recientemente construidas con destino a los yacimientos petrolíferos de Beryl, Brent y Frigg, en el Mar del Norte. También se tienen noticias de que se han logrado remolcar, con resultados muy satisfactorios, desde Nueva Orleans a Méjico y Venezuela, varias barcazas de hormigón que transportaban equipos compresores de gas y centrales generadoras de energía eléctrica.

En el cuadro que a continuación se incluye, se dan datos sobre las dimensiones fundamentales de las estructuras remolcadas, sobre sus características, y sobre las principales operaciones realizadas.

REMOLQUE Y COLOCACION DE ESTRUCTURAS EN EL MAR DEL NORTE – 1975

Estructura	Remolcada en el mes de	Desplazamiento (toneladas)	Calado (m)	Distancia recorrida, en millas marítimas		Tiempo total invertido en la operación de remolque (días)	Velocidad media en alta mar (nudos)
				En fiords	En alta mar		
Beryl A (Condeep)	Julio	338.000	82	44	118,4	6	2,36
Brent B (Condeep)	Agosto	384.500	76	44	184	7	2,20
Frigg CDP. 1 (C.G.Doris)	Agosto	209.000	67	44	268	8	1,89

Estructura	Potencia total de remolque (H.P.)	Número de remolcadores	Velocidad máxima de inmersión (m/h)	Velocidad de penetración en el fondo marino (m/h)
Beryl A (Condeep)	68.000	5	8	8
Brent B (Condeep)	68.000	5	12	6
Frigg CDP. 1 (C.G. Doris)	44.500	4	5,6	2

Estructura	Tiempo invertido en la colocación (horas)*	Estado del mar en el momento de fondear la estructura	Balasto colocado para fondear la estructura (toneladas)
Beryl A	45	Viento del S.E. Fuerza 2 Olas de 0,5 m, c/5 seg.	90.000
Brent B (Condeep)	39	Viento del S. Fuerza 2/3 Olas de 0,6 m, c/6 seg.	124.000
Frigg CDP. 1 (C.G. Doris)	15	Viento del O.S.O. Fuerza 3/4 Olas de 1,0 m	6.000

* Calculado desde que se inició el desenganche del remolcador hasta que se consideró que la estructura quedaba definitivamente ubicada.
Durante todas las operaciones de remolque, el tiempo fue bueno, con vientos de ligeros a moderados y frescos algunas veces.

En los trabajos que a continuación se indican, se incluye también provechosa información sobre otras operaciones de remolque, ya realizadas con pleno éxito, o actualmente en proyecto.

- a) "Prestressed Concrete Ocean Structures and Ships", por: B. C. Gerwick Jr. Editado por la Post-tensioning Division del Prestressed Concrete Institute, 20 N. Wacker Drive, Chicago Ill. 60606.
- b) "Prestressed Concrete floating Structures" (State of the Art.), por: Arthur R. Anderson. Proc. S.N. A.M.E. Spring Meeting, 14-17 mayo 1975.

En dichos trabajos se incluyen varias referencias a otros artículos relacionados con estos temas.

3. Colisiones

El Grupo 5 (Acciones exteriores) se encuentra especialmente interesado en un estudio llevado a cabo por la British Ship Research Association para determinar la relación fuerza-superficie-tiempo en el caso de que una estructura rígida de hormigón sufra el impacto originado por colisión con su remolcador o navío análogo. En la actualidad, este trabajo está considerado como de carácter confidencial, pero se tiene previsto realizar las gestiones precisas para obtener la información parcial suficiente para que el citado Grupo 5 pueda llegar a cuantificar los efectos producidos por las colisiones.

Este Grupo ha recibido también información sobre los equipos y disposiciones anti-choque adoptados en las operaciones de remolque llevadas a cabo por la empresa Condeep.

4. Otros problemas

Aparte de los ya mencionados, el Grupo 5 estudia también otra serie de problemas relacionados con los siguientes temas:

- a) Medios que deben disponerse para facilitar el cómodo acceso a todos los lugares de trabajo (pasillos, escaleras, portales, rampas de acceso, etc.).
- b) Estancias e instalaciones adecuadas para hacer agradable la permanencia de los que hayan de trabajar en este tipo de estructuras.
- c) Instalaciones eléctricas.
- d) Equipos contra incendios.
- e) Equipos salvavidas.
- f) Grúas.
- g) Comunicaciones por radio barco-costa.
- h) Entrenamiento y selección de las tripulaciones.

REUNION EN RUMANIA DE LA COMISION DE LA FIP SOBRE ESTRUCTURAS EN ZONAS SISMICAS

La Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras en zonas sísmicas", se reunió en Iasi, Rumanía, el 16 de octubre de 1975, para discutir el segundo borrador de las "Recomendaciones para el cálculo de estructuras de hormigón pretensado situadas en zonas sísmicas".

Varios de los Miembros de la Comisión, así como también M. Guyon, Presidente Honorario de la F.I.P., habían presentado unos doce valiosos informes comentando el primer borrador de dichas Recomendaciones. Basándose en estos comentarios, el Dr. Inomata, Presidente de la Comisión, había redactado este segundo borrador.

El Prof. Tassios (Grecia), Serbanescu (Rumanía), Solana (España) y otros expertos participantes en la reunión, hicieron interesantes observaciones sobre el nuevo borrador presentado. También se recibieron los siguientes informes escritos de los delegados rumanos que se citan:

“On the use of aseismic prestressed concrete structures”. Por: A. Negoita y M. Dumitras.

“Remarks concerning the design draft”. Por: A. Negoita.

“Remarks concerning the contents of the design Recommendations”. Por: A. Negoita y M. Dumitras.

Este segundo borrador se envió además a todos los Miembros de la Comisión, con el objeto de que pudiesen presentar sus observaciones al mismo, antes del 31 de marzo de 1976. Posteriormente, el Dr. Inomata prepararía el tercer borrador, para su estudio por la Comisión, junto con un Apéndice en el que se incluirían recomendaciones para el cálculo de juntas en zonas sísmicas.

El tercer borrador sería discutido, con los ingenieros del New Zealand Prestressed Concrete Institute, en una reunión que se celebraría a finales de agosto de 1976 y a la que asistiría el Dr. Inomata. Por último, en la reunión programada por la Comisión para el 11 de septiembre de 1976, en Tokyo, se discutiría el texto final de las Recomendaciones y se procedería a su publicación.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE “RESISTENCIA AL FUEGO”

Por: B. H. Spratt.

El 10 de octubre de 1975, se celebró en Londres una reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre “Resistencia al fuego”, coincidiendo con otras reuniones de varios Comités de la ISO relacionados con el mismo tema.

Se trató de la labor conjunta que vienen desarrollando las Organizaciones FIP; CEB y EEC, y en especial del trabajo del Comité CIB W 14 que se ocupa de la preparación de un documento de base sobre los principios de la seguridad contra el fuego. Se acordó que el Prof. Kordina participara, en representación de la F.I.P., en la próxima reunión del CIB.

Después de un breve debate se decidió también que la F.I.P. colabore con el Cembureau en la preparación de un manual sobre hormigones para estructuras resistentes al fuego. Se pretende que esta publicación sirva para promocionar la utilización del hormigón, facilitando información actual sobre cómo las estructuras de hormigón pueden mejorar la seguridad de los edificios frente al fuego, sin ningún o con muy reducido costo inicial extra, y disminuyendo los inevitables daños ocasionados por los incendios.

De conformidad con uno de los acuerdos adoptados en la anterior reunión de la Comisión, los Miembros de la misma habían preparado “borradores para discusión” sobre varios temas relacionados con la resistencia al fuego, tales como: características de los materiales; juntas; anclaje y adherencia; coacciones longitudinales y transversales; vigas y losas continuas; losas nervadas, y desconchados en los paramentos de las piezas de hormigón. Se discutieron brevemente estos borradores y se acordó que los Miembros de la Comisión los llevarían debidamente estudiados a la próxima reunión, a la cual, además, el Presidente presentaría un primer bosquejo o índice de lo que podría ser una futura publicación de la F.I.P. en la que se recogiesen estos y otros temas afines; publicación que se intentaría estuviese preparada para su distribución con motivo del Congreso de Londres en 1978.

También se comentó el informe conjunto sobre “Resistencia al fuego de las estructuras de Hormigón”, publicado recientemente por las entidades británicas “Institution of Civil Engineers” y “Concrete Society”.

Se acordó que la próxima reunión de la Comisión se celebraría, en Dusseldorf, los días 20 y 21 de mayo de 1976.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE ACEROS PARA PRETENSADO

Por: B. H. Spratt

Esta Comisión, se reunió en Varsovia los días 3 y 4 de octubre de 1975. Estuvieron presentes unos veinte Miembros; y el orden del día previsto para la reunión era realmente extenso.

Al iniciarse la Sesión, los ingenieros e investigadores polacos entregaron a los presentes varios interesantes trabajos sobre las aplicaciones del hormigón pretensado en Polonia, y su desarrollo futuro.

A continuación, los Miembros de la Comisión se dedicaron a estudiar detalladamente los borradores de los informes preparados por los Comités especiales designados para trabajar sobre los temas "Pérdidas de pretensado originadas por el curado al vapor", "Problemas criogénicos" y "Calidad de los aceros de pretensado". Se decidió que, una vez introducidas algunas ligeras correcciones, los dos últimos informes citados fuesen enviados a la F.I.P. para su publicación, dándole especial prioridad al relativo a la calidad de los aceros, por estimarse que puede constituir una valiosa ayuda, como documento de referencia, para la preparación de las próximas Recomendaciones Internacionales FIP/CEB.

Se pasó revista también a los avances realizados por otros Comités especiales en los estudios que tienen encomendados sobre "Problemas de Adherencia" y "Durabilidad" de los aceros para pretensado.

Se informó sobre el desarrollo de la colaboración con la RILEM y el C.E.B. y se discutió y acordó el procedimiento que, en el futuro, habrá de seguirse para la revisión de los textos propuestos por la RILEM para los "Métodos de ensayo para los aceros de pretensado". En relación con este tema se aprobó también, para su publicación, el informe del Comité sobre "Terminología", y se tomó nota de los progresos alcanzados por el Subcomité que estudia los ensayos de susceptibilidad de los aceros a la corrosión.

Se comentó la "Guía de buena práctica", recientemente publicada por la F.I.P. sobre "Práctica constructiva" y, en especial, el Apéndice en el que se incluyen las "Recomendaciones para la aceptación y utilización de los sistemas de pretensado".

Otro de los temas tratados fué el de la colaboración con la C.E.E. en la homologación de los anclajes utilizados en los sistemas de pretensado y se designó a los Miembros de la F.I.P. que habrían de formar parte del Grupo de trabajo mixto F.I.P./C.E.E., a tal efecto constituido. La primera reunión de dicho Grupo se fijó, en principio, para comienzos del año 1976. En ella se presentaría y discutiría un primer borrador de unas directrices de la C.E.E.

A petición del Comité Ejecutivo de la F.I.P., la Comisión se ocupó del tema de la influencia de las corrientes eléctricas vagabundas, en la corrosión de los aceros para estructuras de hormigón pretensado y se decidió constituir un Comité especial que se encargará de estudiar el problema detenidamente. Para iniciar los trabajos, se enviará una circular a todos los Grupos nacionales encuadrados en la F.I.P., solicitándoles información sobre su experiencia práctica en relación con este fenómeno.

Dentro del punto "Asuntos Varios", se estudió la futura colaboración con la Comisión de la F.I.P. sobre "Vasijas de presión", en particular en lo relativo a los problemas criogénicos. También se acordó colaborar con la I.A.S.S. en el estudio de las tuberías de hormigón pretensado y los problemas de corrosión que en estas piezas se plantean.

CONCESION DE UN PREMIO A LA FIRMA "JAN BOBROWSKI AND PARTNERS"

La firma Jan Bobrowski and Partners, había sido ya galardonada en 1970, con un premio especial de la British Institution of Structural Engineers, por el proyecto de la estructura de la tribuna del hipódromo de Doncaster. En el acta de concesión, se hacía particular referencia al empleo del hormigón ligero, pretensado, y a la colocación de la "cabina de jueces" en el extremo de la esbelta cubierta en voladizo.

Ahora, Mr. Bobrowski (que es el Presidente de la Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones ligeros"), y sus colaboradores Mr. B.K. Bardham-Roy y Mr. T. Maciag, han obtenido el Diploma "Oscar Faber Award", de la Institution of Structural Engineers, por su trabajo "Proyecto y cálculo de estructuras para tribunas". Este trabajo ha sido publicado en el número de la revista "The Structural Engineer", correspondiente a febrero de 1974 y posteriormente se discutió en una de las reuniones que regularmente organiza la Institución.

ULTIMAS REALIZACIONES

Puente atirantado, mediante cables, sobre el canal del Danubio

En la construcción del nuevo puente atirantado sobre el canal del Danubio, en la autopista del aeropuerto de Viena, se ha utilizado un original método constructivo. El puente tiene tres tramos de 55,7; 119 y

55,7 metros, y cruza el canal formando un ángulo de 45° . Con el objeto de no entorpecer el tráfico por el canal, en cada una de las orillas se hormigonó una sección de 100 metros de longitud, del tablero, en dirección paralela al eje del canal; y luego estas secciones se giraron, sobre un apoyo central, hasta colocarlas en su posición definitiva.

El tablero es de 15,8 m de anchura y su sección transversal está constituida por un cajón central y una losa superior que vuela 5,9 m a cada lado y se apoya en sus extremos sobre tabiques inclinados constituidos por placas prefabricadas de hormigón armado. Cada sección del tablero lleva dos torres laterales empotradas en la pesada cabeza trapezoidal, pretensada, de la pila situada debajo del tablero. Los tirantes, constituidos por cables, se sujetan a cada lado del tablero mediante ménsulas metálicas unidas a una viga transversal, pretensada.

Durante el giro, cada sección del tablero se apoyaba, en el centro, sobre un bloque de hormigón armado de 1,50 m de diámetro, colocado en un cajón de arena, y constituido por cinco placas circulares metálicas, pegadas con epoxi y un bloque-pistón de hormigón armado. La placa metálica superior iba recubierta con Teflón. Terminada la rotación, se hacía descender el tablero hasta colocarlo sobre sus apoyos definitivos, vaciando la arena contenida en el cajón.

Cuando las dos secciones del tablero habían alcanzado su posición final, se hormigonaba in situ la junta de unión y se tesaban los cables de continuidad a tal objeto dispuestos.

Estación de investigación higrotérmica, en Rumanía

Se ha construido en Iasi, Rumanía, una estación de investigación higrotérmica en la cual se estudiarán los siguientes problemas:

- Determinación de las características termo-físicas de los materiales de construcción:
 - a) Calor específico.
 - b) Difusividad térmica.
 - c) Conductividad térmica.
 - d) Permeabilidad al aire y al vapor de agua.
- Determinación, mediante ensayos a escala natural, de las características higrotérmicas de los diferentes elementos estructurales utilizados en edificación:
 - a) Resistencia a la transmisión del calor.
 - b) Resistencia al paso del aire y del vapor de agua.
 - c) Riesgos de condensación.
 - d) Estado térmico en la superficie y en el interior de los elementos estructurales.
 - e) Zonas de influencia de los puentes térmicos.
- Ensayos relativos a la acción de:
 - a) Temperatura (hielo-deshielo, choques térmicos, efectos mecánicos, etc.).
 - b) Viento.
 - c) Lluvia.
 - d) Radiación térmica.
- Investigación de las características higrotérmicas de los muros, juntas, y cubiertas planas, con el objeto de determinar los tipos constructivos más satisfactorios para cumplir los necesarios requisitos de durabilidad, confort y economía.
- Documentos de idoneidad técnica.
- Consultas y asesoramientos técnicos.
- Peritajes.

De las publicaciones editadas por este Centro, se han extractado los siguientes comentarios sobre la labor desarrollada.

DURABILIDAD

Los factores climatológicos tales como temperatura, humedad, vientos y radiación solar, producen efectos perjudiciales sobre los edificios. Para poder garantizar la economía y la durabilidad de las construcciones, especialmente en el caso de estructuras en las cuales se utilicen nuevas soluciones constructivas mediante el empleo de modernos materiales, es imprescindible conocer los efectos originados por los factores climatológicos. En esta Estación de investigación higrotérmica, se estudian dichos efectos mediante ensayos sobre elementos a escala natural o sobre modelos a escala reducida.

CONFORT

Los edificios públicos y las fábricas, es imprescindible que reúnan unas determinadas condiciones de confort higrotérmico, para la salud, descanso y rendimiento en el trabajo de los usuarios. Por esta razón, los edificios deben cumplir ciertos requisitos, tanto en invierno como en verano. En la Estación Higrotérmica, se pueden hacer las necesarias comprobaciones, simulando distintas condiciones climáticas y determinando las características higrotérmicas correspondientes, sobre el grado en que se satisfacen esos requisitos de confort cuando se utilizan nuevos materiales y tecnologías.

ECONOMIA

La economía en el consumo de energía es una de las exigencias fundamentales de la época actual. Para satisfacer los requisitos de confort, es necesario un cierto consumo de energía. Pero este consumo puede reducirse al mínimo mediante una construcción racional de los elementos estructurales.

La Estación Higrotérmica de Iasi está especialmente equipada para el estudio de la permeabilidad térmica de dichos elementos estructurales, mediante ensayos a escala natural, y para comprobar la eficacia de los sistemas de calefacción partiendo de la determinación de las pérdidas reales de calor.

Los ensayos que se efectúan tienen por objeto conseguir:

- Un coste inicial y unos gastos de mantenimiento, mínimos, mediante la optimización del dimensionamiento de los elementos estructurales de los edificios y de las instalaciones de calefacción.
- Una economía en el consumo de combustible, en las instalaciones en funcionamiento.

CURSO SOBRE BARCOS DE HORMIGÓN, EN BERKELEY. 15 - 19 Septiembre 1975

Informe redactado por Rowland Morgan, de la Universidad de Bristol.

La Universidad de Berkeley, en California, realizando un esfuerzo digno del mayor elogio, ha organizado un curso de una semana de duración, en septiembre de 1975, para el estudio de los barcos de hormigón, dentro de su programa de formación continua para post-graduados de ingeniería. Con ello ha proporcionado a los pioneros de la técnica de las embarcaciones de hormigón, la primera oportunidad para exponer sus conocimientos a un auditorio, no especializado pero interesado en el tema.

En el Curso se inscribieron cerca de cien participantes, procedentes de una docena de países distintos. La organización estuvo a cargo de un Comité, bajo la dirección de Ben C. Gerwick Jr., Profesor de Ingeniería Civil en Berkeley. Se ocuparon de todos los trabajos de coordinación, con notable eficacia, Helen Barry y Linda Reid.

El curso empezó el lunes, a las 8,30 h. de la mañana, y después de una semana completa de conferencias, el sábado se celebró una reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Barcos de hormigón" en la que se

discutió el primer borrador del informe que está preparando dicha Comisión en relación con el tema "Consideraciones sobre el cálculo de barcos de hormigón pretensado". Se presentaron además veinte trabajos que cubren todo el campo de los problemas relativos al proyecto y construcción de embarcaciones de hormigón. A continuación se hace un resumen de estos trabajos.

Rowland Morgan (Inglaterra), de la Universidad de Bristol, pasó revista a la evolución de los barcos de hormigón, desde el primero construido por Lambot, en 1848, hasta la actualidad. Comentó especialmente los amplios programas de construcción de este tipo de embarcaciones, desarrollados durante las dos últimas guerras mundiales. La experiencia obtenida a lo largo de más de 125 años, ha dado importantes frutos sobre todo en lo que respecta a los siguientes aspectos: durabilidad, conservación, daños y reparaciones, impermeabilidad, vibraciones, condensaciones, proyecto y resistencia, peso de los barcos, cuantía de armaduras, costo de las estructuras, técnicas de construcción, etc. El autor llamó la atención sobre el hecho de que no se debe conceder demasiado valor a determinados informes excesivamente optimistas que han sido publicados, debido a que están basados en barcos que han sido excesivamente sobredimensionados.

Alan Harris (Inglaterra), del Imperial College, comentó los criterios de cálculo incluidos en el borrador del Informe que está preparando la Comisión de la F.I.P. sobre "Barcos de hormigón" de la cual es Presidente. Harris se mostró mucho más optimista que otros autores en cuanto a la posibilidad de construir grandes barcos con pesados cascos, en competencia con los navíos de casco metálico. Llamó la atención sobre el hecho de que si no se concentran mayores esfuerzos para conseguir hormigones ligeros de elevada resistencia, entonces el hormigón verá muy reducidas sus posibilidades de aplicación; y destacó también que el hormigón pretensado, por sus peculiares características, ofrece unas garantías para la construcción de este tipo de estructuras que ningún otro material es capaz de proporcionar.

Dos profesores de arquitectura naval de la Universidad de Berkeley, California, Randolph Paulling y William Webster, (Estados Unidos), se ocuparon del tema relativo a los distintos métodos utilizados para valorar las acciones sobre los barcos y clasificar el comportamiento de éstos frente a dichas acciones en función de la resistencia de la estructura en su conjunto, de los paneles rigidizados y de las placas laminadas. La forma del casco es uno de los principales factores desde el punto de vista de la economía. Los autores sugirieron que se debía prestar mayor atención a las modernas ideas propuestas para el proyecto de embarcaciones, tales como la utilización de cascos en forma de bulbo y el empleo de costillas de rigidez, ensambladas unas con otras, ya que estos tipos de estructuras pueden construirse, en hormigón, con mucha mayor facilidad. Señalaron también que la complejidad de las cargas producidas por las olas y la gran variedad de fórmulas empíricas propuestas para el cálculo, podrían inducir a los proyectistas menos audaces a abandonar el campo naval para retornar al cálculo, aparentemente menos complicado, de las estructuras terrestres.

Los diferentes puntos de vista mantenidos por las empresas dedicadas a la clasificación de buques, fueron claramente expuestos por Hans Hansen (Noruega), Jefe de investigación de la Det Norske Veritas, Roger Campbell (Estados Unidos), del American Bureau of Shipping, y Shunji Inomata (Japón) representante de la Nippon Kaiji Kyokai. Las empresas clasificadoras son las encargadas de codificar y controlar, aquellos aspectos del cálculo, de la construcción y de los materiales, relacionados con la seguridad de los barcos. Esta labor incluye, no sólo la aprobación de los proyectos originales sino también la inspección continua de los navíos durante su vida de servicio. Hansen, en un excelente trabajo, comenta que no comprende por qué razón se exige un mayor margen de seguridad a los barcos de hormigón. Añade, que la diferencia entre la forma de rotura de las estructuras metálicas y las de hormigón, origina dificultades en el momento de realizar un estudio comparativo de sus respectivas resistencias; pero que estas dificultades se deben, principalmente a la poca experiencia existente sobre el comportamiento de los cascos de hormigón, en relación con la que se posee sobre el de los cascos metálicos. Campbell explicó las directrices por las cuales se rige su empresa la cual, dijo, ha sido con frecuencia acusada de ultra-conservadora, por la forma de clasificar los barcos durante los períodos de las dos guerras mundiales. Señaló que los barcos de hormigón no habían estado todavía en servicio todo el tiempo necesario para poder llegar a conocer, con suficiente garantía, cuál era su plazo normal de vida. Las normas existentes sobre barcos de acero, han ido evolucionando a lo largo de muchísimos años y las directrices del A.B.S. para barcos de hormigón, dictadas para garantizar la seguridad y la integridad de dichas estructuras, son deliberadamente flexibles para que se puedan ir modificando a medida que se vaya contando con la necesaria experiencia. Inomata comentó las normas provisionales japonesas para embarcaciones de hormigón pretensado, ocupándose especialmente de los detalles constructivos. Existen unas muy provechosas y bien coordinadas relaciones entre los proyectistas y las empresas clasificadoras. En el grupo de éstas se encuentran el Bureau Veritas y la Lloyd Register of Shipping. (Sin embargo, lamentablemente, la Lloyd no intervino en este Curso). Las enseñanzas conjuntas obtenidas gra-

cias a la mencionada colaboración, constituyen uno de los factores más prometedores, con vistas al futuro empleo del hormigón como material normal para la construcción de cascos de buques.

T.Y. Lin (Estados Unidos) de la Universidad de Berkeley, California, y Philip Chow (Estados Unidos) de la firma Lin Offshore Engineering, resumieron las ventajas y limitaciones del hormigón pretensado como material para la construcción de barcos. Prestaron especial atención a los problemas relacionados con el hormigón e indicaron que tales problemas pueden solucionarse fácilmente mediante un cálculo adecuado y dedicando la necesaria atención a los detalles constructivos. Los autores pasaron revista también a la amplia gama de formas que se ofrecen al proyectista y se mostraron optimistas prediciendo que podrá llegarse a conseguir que el coste inicial de los cascos de hormigón sea inferior que el de los de acero.

Charles Jansky (Estados Unidos) de la Transgas Incorporated, aportó al Curso un punto de vista totalmente nuevo, al comentar lo que el propietario y el usuario exige a los barcos de hormigón, es decir, lo que pide el cliente. En su opinión es necesario: conseguir que las ofertas resulten suficientemente atractivas en el aspecto económico; ir avanzando poco a poco hasta lograr un mercado estable; concentrar todos los esfuerzos en aquellos tipos de embarcaciones y buques de carga para los cuales se compruebe que el hormigón resulta un material más adecuado que el acero para la construcción de sus cascos. El naviero es un hombre de negocios y, teniendo esto en cuenta, Jansky presentó un detallado estudio comparativo de los costes de construcción y mantenimiento de un buque cisterna de LNG, de 30.000 toneladas, tanto de hormigón como de acero. Jansky ha estado estrechamente relacionado con la ARCO Liquefied Petroleum Gas Terminal que actualmente se está construyendo en Tacoma.

Del proyecto y construcción de la barcaza ARCO se ocuparon ampliamente Robert Mast (Estados Unidos), de la ABAM Engineers (los proyectistas) y Arthur Anderson (Estados Unidos) de la Concrete Technology Corporation. Mast expuso detalladamente las distintas etapas del proyecto y construcción de este gigantesco cajón flotante de hormigón, de 140 metros de longitud, 41 metros de anchura y 17 metros de altura. Dentro de este casco van colocados seis tanques metálicos, independientes, para almacenar el gas licuado; y otros seis se apoyan en grandes cunas situadas sobre la cubierta. La capacidad total del conjunto es de 65 toneladas. En la barcaza terminada, cuyo costo final será de 35 millones de dólares, irá dispuesto además un compartimento especial para alojar 40 personas.

Terminado el Curso, un grupo de unos 17 participantes en el mismo, fueron a visitar, en Tacoma, esta estructura, que estaba ya a flote y en fase de acabado. Pudieron observar el cuidado con que se había utilizado el sistema de construcción por dovelas y quedaron impresionados por la elevada calidad de terminación de todos los elementos estructurales empleados. Tanto Anderson como Mast son merecedores de las más sinceras felicitaciones por su extraordinaria labor en el proyecto y construcción de esta excepcional estructura de hormigón, cuya completa terminación y traslado al mar de Java para su definitiva ubicación, habrán de ser seguidas con el máximo interés por todos los que se ocupan de este tipo de embarcaciones y, en general, por todos los técnicos.

Jean Muller (Francia) de la empresa Campenon Bernard expuso sus puntos de vista sobre diversos aspectos de las hipótesis de carga, sobre métodos de cálculo y sobre las especiales características del hormigón pretensado, refiriéndose en particular al dique flotante del Havre, al dique del puerto de Boulogne y, naturalmente, a la plataforma de almacenamiento de Ekofisk. La comunicación de Muller incluye varios detalles, sobre posibles formas estructurales para distintos tipos de embarcaciones y depósitos petrolíferos pretensados.

Fritz Leonhardt (Alemania Occidental), de la Universidad de Stuttgart, admitió que había reconsiderado friamente sus anteriores conceptos estructurales y expuso algunas nuevas e interesantes ideas sobre los problemas que se plantean en el proyecto de estructuras de barcos a base de placas plegadas.

John Closner (Estados Unidos), de "Preload Technology", concentró su intervención sobre la utilización del hormigón pretensado en la construcción de los primeros depósitos para el transporte por barco de LNG y LPG y recordó las provechosas enseñanzas que a tal efecto pueden deducirse de la experiencia adquirida durante la construcción de este tipo de depósitos en tierra. En su opinión, el satisfactorio comportamiento del hormigón en ambientes criogénicos y los favorables resultados obtenidos con estructuras de hormigón sometidas a bajas temperaturas, hacen que este material resulte, en estos casos, más ventajoso que el acero. Closner cree que la utilización, con éxito, del hormigón en la construcción de buques para cargas especiales, permitirán obtener la experiencia y confianza necesaria para extender su aplicación a otros tipos de embarcaciones.

La comunicación de Neil Hawkins (Estados Unidos), de la Universidad de Washington, llama la atención sobre el hecho de que el esfuerzo cortante y la fatiga constituyen los dos mayores problemas en este tipo de estructuras, debido, principalmente, a que su influencia y significado en el proyecto y comportamiento de las embarcaciones de hormigón, aún no aparecen totalmente claros. Expone dos detallados estu-

dios que se ocupan de ambos problemas y que, evidentemente, han sido realizados basándose en la experiencia adquirida en estructuras terrestres. Al trasladar ahora estos resultados a las estructuras de barcos, se hace preciso comprobar hasta qué punto resultan aplicables, sus limitaciones y las críticas que a tales resultados deben formularse.

Harvey Haynes (Estados Unidos), del "Naval Construction Battalion Center", presentó un informe muy completo sobre las exhaustivas series de ensayos realizados en Port Heuneme con barcos de hormigón en aguas profundas. De dichos ensayos se deducen enseñanzas acerca de las presiones hidrostáticas a que se encuentran sometidos los fondos curvos de los grandes depósitos. La llamada de atención de Haynes, sobre la necesidad de utilizar métodos conservadores para calcular la posibilidad de pandeo de las láminas delgadas, curvas, de hormigón, quedó plenamente justificada con la proyección de varios excelentes diagramas en los cuales aparecían relacionadas, las roturas por implosión, con distintos parámetros geométricos y resistentes de las secciones curvas.

David Smith (Estados Unidos), estudiante recién graduado de la Universidad de Berkeley, California, tuvo una muy favorable acogida al exponer, de forma clara y convincente, los estudios que había realizado sobre la construcción de un submarino de hormigón. En su opinión, este tipo de embarcaciones sumergibles, se ajusta idealmente a las características propias de las estructuras de hormigón.

Al Yee (Estados Unidos), de "Alfred A. Yee and Associates", es una de las pocas personas afortunadas que ha proyectado y construido una serie de embarcaciones pretensadas, de tonelaje variable entre las 700 y las 2.000 toneladas, las cuales, según manifestó, continúan prestando excelente servicio después de más de 10 años en funcionamiento. En esencia, el "concepto Yee" para el proyecto de este tipo de estructuras consiste, según el autor, en dejar actuar libremente a la imaginación estructural y buscar el equilibrio entre la experiencia ingenieril y el arte. Yee parte de un concepto celular básico para construir paneles sandwich, en nido de abeja, capaces de satisfacer todas las exigencias resistentes tanto locales como generales. Este sistema celular ha sido también utilizado por otros proyectistas y seleccionado como el procedimiento más adecuado para la construcción de estructuras de barcos. Yee llama la atención sobre el hecho de que si se quiere llegar a competir en costo con los barcos de acero, consiguiendo economías capaces de atraer a los posibles clientes, resulta preciso preparar cuidadosamente y con todo detalle los proyectos y utilizar métodos de prefabricación y de control de calidad, muy rigurosos y bien estudiados.

Ben C. Gerwick (Estados Unidos), haciendo gala como siempre de sus amplios conocimientos, presentó dos comunicaciones sobre "durabilidad y protección contra la corrosión" y sobre "métodos para la construcción y botadura de grandes buques". Basándose en la experiencia ya adquirida en la construcción de estructuras marítimas de hormigón pretensado, manifiesta que es preciso separar cuidadosamente aquellos campos en los cuales la actual tecnología proporciona resultados francamente satisfactorios, de aquellos otros en los cuales se hace necesario proseguir las investigaciones y realizar nuevos avances para lograr la confianza de los proyectistas.

Estimo que debe haber sido particularmente agradable para Ben Gerwick, poder comprobar que las conferencias que hemos escuchado a lo largo de este Curso nos han permitido, por primera vez, formarnos una idea muy completa de las posibilidades que presenta el hormigón como material para construir los cascos de las embarcaciones.

Me he sentido muy complacido de poder reunirme con Lewis Tuthill, quien tan extraordinaria labor ha desarrollado dentro del programa americano de construcción de barcos durante la segunda guerra mundial. Para terminar, quiero citar las palabras pronunciadas por Eugéne Freyssinet con motivo de su jubilación como ingeniero en el año 1954. "Algunas personas dirán que es fundamental respetar las normas existentes y que los ingenieros no necesitan comprobar las hipótesis en las cuales dichas normas se basan. Es una teoría cómoda, pero falsa... En todos los casos, el ingeniero que va a iniciar la ejecución de un proyecto de un nuevo tipo de estructura, viene obligado ineludiblemente a basar su trabajo sólo en aquellos hechos que por sí mismo haya podido comprobar"

Finalizado el Curso, se reunió en Berkeley la Comisión de la F.I.P. sobre "Barcos de hormigón" y aprobó, para su publicación, el texto definitivo del "Primer informe sobre barcos de hormigón pretensado. Consideraciones para el proyecto". Esta publicación, de 13 páginas, es un informe preliminar sobre el estado actual de esta técnica y puede adquirirse en las oficinas de la F.I.P. Terminada la reunión, los miembros de la Comisión de la F.I.P. visitaron la plataforma flotante de almacenamiento construida en Tacoma, Washington.

MOVIMIENTOS SISMICOS EN ALTA MAR

El artículo que a continuación se incluye es resumen de una conferencia pronunciada, en octubre de

1975, en el Croydon Club de la Concrete Society inglesa. En aquella fecha, uno de los Grupos de Trabajo de la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras marítimas de hormigón", estaba redactando un informe sobre las posibilidades de utilización de este tipo de estructuras en zonas sísmicas.

"PROYECTO DE ESTRUCTURAS PARA ZONAS SISMICAS EN ALTA MAR. POSIBILIDADES DE LAS ESTRUCTURAS MARITIMAS DE HORMIGON"

Por: Dr. Brian J. Watt. Director del Departamento de Proyectos de Estructuras Marítimas de la Empresa "Ove Arup & Partners".

Mucho se ha escrito en relación con el beneficio que supondría para Inglaterra poder exportar sus amplios conocimientos, tan rápidamente desarrollados, sobre ingeniería marítima. La mayoría de nuestros ingenieros tienden todavía a considerar los terremotos como un tema que solamente en casos excepcionales debe ser tenido en cuenta. Pero esta actitud se va modificando, especialmente entre aquellos que trabajan en el proyecto y ejecución de estructuras en alta mar, fuera de Inglaterra. La razón resulta evidente si se consulta un mapa mundial en el que aparezcan señaladas las zonas en que se han producido movimientos sísmicos. Se comprueba entonces que las principales zonas sísmicas, en donde se han registrado los mayores terremotos, están situadas o bien en alta mar o en los bordes de las plataformas continentales en donde existen las grandes bolsas de depósitos de hidrocarburos. Como ejemplos de regiones sísmicas que han sido ya objeto de especial atención por parte de los ingenieros, pueden citarse el Golfo de Alaska, el Sur de California y Nueva Zelanda.

Como ocurre para cualquier tipo de estructura, la primera preocupación del proyectista es adquirir la seguridad total de la estabilidad del terreno en el cual va a quedar cimentada la obra.

Los principales problemas asociados con los terremotos son: los deslizamientos de los terrenos que constituyen el fondo marino; las corrientes submarinas; fallos del terreno; licuefacción, y corrimientos residuales del terreno. Cualquiera de estos temas tienen entidad suficiente, por sí solos, para ser objeto de un detenido estudio. No obstante, el conferenciante prefirió limitar su intervención al tema de las vibraciones del terreno y a la respuesta dada a las mismas por los sistemas estructurales tradicionales.

No es posible proyectar una gran plataforma de hormigón, anclada por gravedad y capaz de resistir los movimientos sísmicos, si no se realiza una serie de análisis dinámicos. Como ocurre en la mayor parte de los problemas de ingeniería, el aspecto más importante es el conocimiento del modelo del comportamiento mecánico del propio sistema estructural. Aplicando este principio al caso particular de las plataformas ancladas por gravedad, ello significa que es menos importante lograr un modelo muy perfecto de la estructura (por ejemplo asimilándola a un sistema de un gran número de elementos finitos) que conocer el modelo del comportamiento conjunto de la estructura, la cimentación y el agua. El estudio del modelo perfecto de la estructura debe ser posterior al total conocimiento del comportamiento del mecanismo básico.

Diversos estudios realizados sobre la respuesta de las clásicas plataformas de hormigón, han aportado pruebas evidentes de que el proceso que debe seguirse en el proyecto de estas estructuras es el anteriormente citado. Se ha visto, por ejemplo, que el comportamiento de la cimentación juega un papel primordial en la determinación de las acciones ejercidas sobre la cimentación y la propia estructura. Y esto es así tanto con respecto a la rigidez como en lo que afecta al coeficiente de amortiguamiento. Cualquier sistema de análisis que conduzca a errores en la adecuada determinación de la amortiguación de las vibraciones en la cimentación, puede ocasionar errores de enorme trascendencia al valorar la magnitud y distribución de las cargas que actúan sobre la estructura. Como es lógico suponer, en el caso de terrenos blandos, los requisitos críticos que deben considerarse en el proyecto están relacionados con las limitaciones impuestas por la capacidad de sustentación de las cimentaciones. Por el contrario, si las condiciones del terreno son buenas, si se trata de terrenos fuertes y rígidos, son las acciones que actúan sobre la estructura las determinantes para los cálculos. En este tipo de estructuras las fuerzas actuantes son siempre muy grandes. Se han realizado diversos estudios comparativos entre las fuerzas originadas por olas de hasta 33 m y terremotos con aceleraciones horizontales máximas iguales al 33 por 100 de la fuerza de gravedad. En casi todos los casos, las acciones sísmicas han resultado las más perjudiciales. Quizás el factor más importante sea la incertidumbre que existe con respecto a las características del propio terremoto. Esto ejerce tanta influencia como el conjunto de casi todas las otras consideraciones de cálculo.

Cuando se trata de realizar el proyecto, la tendencia más general es la de considerar valores muy elevados para las acciones sobre la cimentación; grandes aceleraciones y velocidades al nivel del tablero; grandes momentos flectores actuantes sobre las pilas, y esfuerzos cortantes muy importantes sobre la base de hormigón celular de las plataformas normales.

Los conceptos y el detalle de las hipótesis de cálculo que suele manejar la firma en la que trabaja el

conferenciante, son confidenciales y no pueden ser divulgadas. Lo único que a este respecto pudo decir es que estaba seguro de que era factible desarrollar métodos de cálculo adecuados para garantizar la seguridad de las estructuras frente a las más severas condiciones sísmicas que en la práctica pueden presentarse.

Se ha intentado reducir la magnitud de las acciones, utilizando estructuras divididas en secciones independientes. Este criterio, evidentemente, resulta muy atractivo; pero es objeto todavía de grandes controversias. Para poder ser aplicado con éxito es preciso lo que el conferenciante considera, con espíritu optimista, una exacta predicción de la velocidad y respuesta al desplazamiento del extenso período final del espectro. Esta observación afecta especialmente a las partes de la estructura asociadas con la propia plataforma. Es evidente que las llamadas nuevas generaciones de "estructuras acoplables" del tipo de las que llevan pilas trabajando a tracción, presentan un gran atractivo pero, en estos casos, parece que es necesario realizar todavía un gran número de estudios complementarios con respecto a su respuesta, tanto frente a los movimientos sísmicos como frente al oleaje.

En resumen, los problemas de cálculo y proyecto que se plantean cuando se tienen en cuenta los efectos sísmicos son complicados pero, en general, resolubles. El conferenciante dijo que, en su opinión, estos problemas exigían un considerable esfuerzo por parte de los ingenieros; pero que estaba convencido de la posibilidad de proyectar adecuadas estructuras marítimas de hormigón para zonas sísmicas y de que, en los próximos cinco años, empezarían a generalizarse las estructuras de este tipo.

Una vez finalizada la conferencia, se entabló un animado coloquio en el cual fueron discutidos, principalmente, los dos temas siguientes:

El primero, el relativo al proceso de proyecto y cálculo. De las preguntas formuladas se deduce que las cuestiones relacionadas con la respuesta dinámica de las estructuras frente al oleaje y a los terremotos, constituían una de las principales preocupaciones de los presentes. Entre los puntos discutidos pueden citarse: el comportamiento de las estructuras en régimen plástico; la valoración del amortiguamiento hidrodinámico; la posibilidad de recurrir al empleo de modelos estructurales para estudiar el comportamiento en el caso de frecuencias elevadas, y la necesidad de considerar por separado los problemas relativos a los "estados límites de utilización" y los "estados límites últimos o de rotura".

El otro tema objeto de animada discusión fué el relacionado con las ventajas que ofrecen las "estructuras acoplables" del tipo de las que llevan pilas ancladas o trabajando a tracción. Los representantes de las empresas que utilizan estos sistemas hicieron grandes elogios de los mismos y aseguraron que con ellos era posible resolver de forma segura y relativamente simple, los problemas planteados por los movimientos sísmicos y el oleaje, especialmente en el caso de aguas profundas. El representante de una compañía petrolífera manifestó que la clave del éxito reside, probablemente, en llegar a desarrollar un adecuado método de construcción para las "estructuras acopladas", las cuales, por definición, son capaces de experimentar sensibles movimientos. Una de las enseñanzas deducidas de la experiencia adquirida en la construcción de las plataformas de hormigón hasta ahora en servicio, ha sido que es imprescindible conseguir una perfecta coordinación entre los requisitos de proyecto y funcionalismo exigidos por los usuarios de las plataformas y los tomados en consideración por el proyectista como base de partida para la realización de su labor.

ESTRUCTURA DE UN RASCACIELOS Y APARCAMIENTO ADYACENTE, EN VIRGINIA, ESTADOS UNIDOS

Enseñanzas deducidas de un accidente

Por: W. F. G. Crozier

En Marzo de 1973, una parte de un rascacielos destinado a apartamentos, cuya estructura había alcanzado ya la planta 23, se derrumbó sobre un aparcamiento adyacente. La estructura del aparcamiento estaba constituida por placas planas, de hormigón pretensado con armaduras postesas, de unos 90 x 105 m, y en su construcción se había llegado a la primera planta, sólomente. Las placas, de 20 cm de canto, divididas en recuadros de 8,5 x 9,1 metros, apoyaban sobre soportes de sección rectangular. La mayor parte de la placa de la primera planta, estaba ya pretensada.

Al derrumbarse el rascacielos, los cascotes e incluso la grúa-torre, cayeron sobre la estructura del aparcamiento; y aunque la superficie de ésta afectada directamente por el impacto fué solo la correspondiente a tres recuadros de longitud y dos de anchura, la rotura de esta zona originó el colapso progresivo de todo el aparcamiento, al parecer, como consecuencia de la rotura sucesiva de los soportes por esfuerzo cortante.

En marzo de 1974, Mr. Arthur R. Meenen, el Profesor Ned Burns y Mr. Edward Cohen, emitieron para el Instituto Americano del Hormigón Pretensado, un informe titulado: "Informe para la División de Hormigón Pretensado con Armaduras Postesas del P.C.I. Investigación de la estructura de un rascacielos y aparcamiento adyacente". En él se dice que el hundimiento ha sido originado "por el progresivo punzonamiento y rotura por esfuerzo tangencial de torsión, en los soportes". Se indican, además, "algunas medidas que podrían adoptarse para lograr una mayor resistencia a rotura de las estructuras constituidas por placas planas, o limitar la magnitud de los daños, en el caso de placas que no excedan de los límites normales de cálculo". Como quiera que este tipo de estructuras se está utilizando cada vez más en la actualidad, se estima interesante dar a conocer dichas medidas. Por ello, a continuación, y gracias a la amable autorización al efecto concedida por el P.C.I., se incluye un resumen de las mismas.

Medidas propuestas:

1. Que la capacidad resistente de las placas, a esfuerzo cortante, sea igual o ligeramente superior a su resistencia a flexión.
2. Reducir la rigidez relativa de los soportes con respecto a la de las placas. Los soportes rígidos y las placas flexibles, tienden a aumentar la transmisión de torsiones a los soportes.
3. Adoptar para los soportes secciones que se aproximen lo más posible a las cuadradas. La relación entre las dimensiones de los lados de los soportes rectangulares no debe exceder de 2 a 1.
4. Disponer las armaduras tanto activas como pasivas de los soportes, de acuerdo con lo prescrito en las recomendaciones del Comité 423 del A.C.I.; y situar la mayor cantidad posible de dichas armaduras dentro de las jaulas de ferralla.
5. Disponer en la cara inferior de las placas, en las zonas situadas sobre los soportes, por lo menos el mínimo de barras recomendado por el Comité 423 del A.C.I., con independencia de la magnitud de las tensiones cortantes deducidas del cálculo.
6. Disponer armaduras diagonales de alma, bien ancladas, en las zonas de la placa situadas alrededor de los soportes, con el fin de aumentar la resistencia a cortante. Estas barras levantadas, deben adicionarse a las exigidas por el cálculo para absorber las sollicitaciones de flexión.
7. Disponer juntas de dilatación para dividir la estructuras en zonas de 40 a 50 m de dimensión máxima. Este procedimiento, no aumenta la resistencia a rotura de la estructura, pero limita la magnitud de los posibles accidentes.
8. Analizar detenidamente el mecanismo de rotura y limitar la rotura progresiva disponiendo "topes" capaces de detener el colapso (por ejemplo, aumentando la resistencia en lugares adecuadamente seleccionados), limitando las zonas afectadas por la rotura a un número de recuadros previamente fijado. Esto se puede conseguir: disponiendo una fila de soportes intermedios, en unos recuadros determinados, con el objeto de reducir las luces de los mismos; proyectando algunos recuadros de la placa de forma que trabajen como ménsulas en voladizo; añadiendo capiteles a los soportes correspondientes a ciertos recuadros previamente elegidos, etc.

CONSIDERACIONES SOBRE EL PROYECTO DE UN EDIFICIO DE APARTAMENTOS A BASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS DE HORMIGON PRETENSADO

Es este el título de un libro en el que se explica, paso a paso, un método para el proyecto, cálculo y ejecución de un edificio de altura, construido con elementos prefabricados de hormigón pretensado, desde el momento de su concepción hasta el final de la obra. Quince eminentes ingenieros consultores, aprovechando su gran experiencia en el tema, exponen los distintos problemas que plantea el proyecto y la ejecución de este tipo de edificios. Como resultado, han logrado un texto en el que, con la mayor claridad, se describe el método que debe adoptarse en estos casos, siguiendo el orden habitualmente utilizado por los proyectistas que trabajan en una oficina normal de ingeniería.

Aunque, para facilitar los cálculos, se hace uso de un computador, en general las soluciones se dan con todos los detalles precisos para que puedan seguirse sin dificultad todas las etapas lógicas del proceso de cálculo. El libro se divide en ocho capítulos. Cada uno de ellos se sometió previamente, en un seminario, a la consideración de un grupo de ingenieros de muy distinta formación, que mostraron su conformidad con el mismo. Esta comprobación práctica de la claridad y posibilidades de aplicación del texto, garantiza la utilidad del libro como una guía fácilmente comprensible.

La estructura seleccionada para este trabajo es un edificio de apartamentos, de 24 plantas, construido en Atlanta, Georgia. Está ubicado en zona sísmica de grado 1.

Se supone que el cerramiento exterior está constituido por paneles portantes de fachada, de hormigón, prefabricados. Las cargas coinciden con las prescritas en el "Uniform Building Code" y en el cálculo se cumplen los requisitos de la Norma A.C.I.

El edificio elegido como base para el estudio, no se ajusta a ninguno de los "sistemas constructivos" existentes sino que corresponde a un nuevo "sistema". En su selección se ha tenido en cuenta la posibilidad de ir siguiendo con detalle la mayoría de las distintas etapas del trabajo, en su conjunto, que sería necesario tener en cuenta en el caso de un edificio de altura de tipo normal.

El cambio de materiales que podría exigir la aplicación a una estructura real, debe ser objeto de una meditada decisión del ingeniero, basándose en el coste y las posibilidades de adquisición de los distintos materiales existentes en el mercado local.

Los ocho capítulos en que se divide el libro son:

1. Problemas de cálculo. Por: Eugène P. Holland y Laurence E. Svab. Se plantean los problemas que deben resolverse y se discuten las decisiones básicas de partida y las hipótesis de cálculo que deben adoptarse.

2. Cálculo de elementos resistentes a cargas laterales. Por: John V. Christiansen.

Se desarrolla un cálculo detallado, de acuerdo con lo prescrito en el "Uniform Building Code", de elementos resistentes a cargas laterales.

3. Cálculo de paneles portantes, de fachada. Por: Charles H. Raths. Se comentan las hipótesis y métodos de cálculo utilizados en el caso de paneles portantes y se incluye, con todo detalle, un ejemplo práctico de cálculo numérico.

4. Cálculo de elementos secundarios de forjados. Por: Michael H. Barret; Neil F. Dunbar, y David D. Gillaspie.
Se incluyen consideraciones de cálculo y soluciones numéricas aplicables al proyecto de elementos para forjados.

5. Cálculo de estructuras. Por: Richard M. Gensert; Miklos Peller; Kirit Parikh, y Richard Y. Fujita. Se reproduce, paso a paso, el cálculo de las vigas y soportes de una estructura de edificación, y se incluyen comentarios sobre el método de cálculo utilizado.

6. Cálculo de cimentaciones a base de pilotes de hormigón pretensado.

Por: George C. Fotinos.

Se discuten las distintas consideraciones de proyecto que deben tenerse en cuenta para seleccionar el tipo de pilote apropiado, y se expone el cálculo detallado de una cimentación a base de pilotes pretensados.

7. Consideraciones sobre los aspectos del proyecto relacionados con la ejecución. Por: Alfred A. Yee y Fred R. Masuda.

Se comentan las decisiones que deben adoptarse en el proyecto, en relación con los equipos y métodos de ejecución utilizados y se incluye, además, un ejemplo práctico de cálculo numérico.

8. Método de cálculo para evitar el colapso progresivo. Por: Alexander Popoff, Jr.

Se propugnan la filosofía y criterios que deben adoptarse en el cálculo con el fin de evitar el colapso progresivo de las estructuras. De este estudio se deducen los detalles de las uniones que conviene utilizar y los requisitos que deben cumplir las armaduras.

Esta publicación puede adquirirse, al precio de 10 dólares USA, en el Prestressed Concrete Institute, 20 North Wacker Drive, Chicago, Illinois 60606, Estados Unidos.

CENTRO DE DEPORTES OLIMPICOS "ARYAMEHR" EN TEHERAN

En el número 49 de NOTAS DE LA F.I.P., se incluyeron ya algunos primeros detalles sobre el cálculo y construcción del Centro Deportivo de Teheran, en el cual es muy probable que se celebren los Juegos Olímpicos de 1984.

En dicho artículo se describían, con especial detalle, las vigas de sección de cajón, de 8 m de canto, que constituyen la estructura de la cubierta y que se prolongan, por fuera de los soportes, formando un voladizo de cerca de 18 m. Esta estructura ha sido ya concluida, con pleno éxito.

ESTACION DE AUTOBUSES EN NOVGOROD, RUSIA

Se está terminando actualmente, en Novgorod, la construcción de un garaje para 300 autobuses destinados al transporte urbano de pasajeros. El proyecto ha sido realizado por el "Leningrad Promstroyproekt" y el "Departamento de Gipravotrans" de Leningrado.

El edificio es de planta circular y en el centro va dispuesto el aparcamiento para autobuses. Este aparcamiento tiene 101 metros de diámetro y lleva una cubierta laminar hiperbólica. A lo largo del perímetro exterior en esta zona, se ha construido una edificación de dos plantas, de 9 m de anchura, destinada a oficinas y servicio industriales.

La cubierta hiperbólica se apoya sobre un soporte central y una serie de soportes perimetrales. Lleva varios tirantes interiores, radialmente distribuidos, anclados en los anillos de borde interior y exterior. La carga que actúa sobre el soporte central se eleva a 3.700 toneladas.

Este apoyo central, está constituido por un soporte de hormigón armado, de 7,25 m de altura, en el que descansa, a través de una rótula metálica esférica, otro de hormigón, hueco.

La cubierta de hormigón armado del edificio perimetral, constituye al propio tiempo el anillo exterior de compresión de la cubierta hiperbólica. El anillo interior, traccionado, metálico, tiene 9 m de diámetro y se apoya sobre la cabeza superior del soporte central.

Los tirantes, de 40 m de longitud, que van situados en posición radial, son metálicos, de acero normal del tipo A-IIIB; y reducen la deformabilidad de la cubierta con mayor eficacia que si se hubiesen utilizado cables. Proporcionan además una mayor garantía frente a la corrosión. Sobre los tirantes se dispone el material de cobertura constituido por paneles nervados prefabricados, de hormigón armado, cuyo peso varía entre 0,3 y 0,9 toneladas.

Estos paneles van colocados a lo largo de los tirantes, apoyándose en ellos mediante unas barras especiales que sobresalen de los nervios de dichos paneles.

Con esta disposición se consigue que, en dirección radial, los tirantes actúen como armadura de la cubierta laminar de hormigón; mientras que, en dirección anular, los nervios de los paneles son los que ejercen esta función.

Varios ensayos sobre modelos de cubiertas hiperbólicas análogas, llevados a cabo por el NIIZhB, y la experiencia adquirida en otras estructuras de este tipo, han demostrado que la deformación que puede experimentar la lámina es despreciable y que no es necesario pretensarla.

En la construcción de la cubierta hiperbólica de 101 m de diámetro, se han utilizado 841 m³ de hormigón, 90,3 toneladas de acero y 117 toneladas de armaduras en barras.

En comparación con los aparcamientos normales, éste de Novgorod ha resultado algo más económico en precio y materiales (un 5 por 100, aproximadamente, por autobús); pero ofrece una considerable ventaja para el servicio a que va destinado, debido a la posibilidad de disponer de una amplia nave exenta de soportes.

PLATAFORMA FLOTANTE, DE HORMIGON PRETENSADO, PARA ALMACENAMIENTO

La "Concrete Technology Corporation", de Tacoma, Estados Unidos, ha botado recientemente una plataforma flotante construida a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado, para el tratamiento y almacenamiento de gases petrolíferos licuados. (L. P. G.).

Las dimensiones de esta plataforma son 140 x 41 x 17 m y desplazará 68.000 toneladas cuando esté totalmente cargada. Es la mayor estructura flotante, de hormigón pretensado, que en la actualidad existe en el mundo.

El casco se construyó en un dique seco especial de 155 x 45 m, apoyado sobre 400 pilotes de hormigón pretensado, de más de 14 m de longitud. La forma adoptada para la sección transversal del casco, permite colocar, uno al lado del otro, tres depósitos cilíndricos; reduciéndose así el espesor de la estructura de hormigón. En efecto, las paredes del casco tienen 25 cm de espesor, y si el fondo hubiese sido plano, este espesor se hubiese tenido que aumentar a 60 cm.

Para la construcción de esta estructura se siguieron las Normas del "American Bureau of Shipping". El casco está formado por 120 piezas curvas, prefabricadas, cada una de las cuales pesa 45 toneladas. Estas piezas se prefabricaban en un taller adyacente y luego se unían entre sí, en el dique seco, para construir el casco. Para las juntas se utilizó un pegamento epoxi de alta resistencia, especialmente preparado para este fin,

aplicado con un espesor de 3 mm. Este material es resistente a la corrosión por agua de mar y puede aplicarse sobre superficies de hormigón, mojadas.

La resistencia mínima exigida para todos los hormigones era de 435 kp/cm², y en los ensayos a 28 días, la media de los resultados obtenidos fué de 530 kp/cm².

Los mamparos continuos longitudinales se hormigonaron en moldes metálicos, en 20 secciones, cada una de las cuales tenían 7 m de longitud y 9 m de altura. Casi todo el hormigonado de estas piezas se realizó por bombeo utilizando mangueras de 12,5 cm de diámetro. Con el fin de poder desmoldar lo más rápidamente posible, la mayor parte de las armaduras, tanto activas como pasivas, se preparaban previamente en taller formando jaulas que luego se introducían en los moldes.

El tablero de la cubierta se construyó por secciones, de 7 m de longitud y de la anchura total de la plataforma, utilizando un encofrado que se iba corriendo a lo largo de los mamparos longitudinales.

Los tanques metálicos, que se construyeron en las proximidades del dique seco, son de los mayores tanques horizontales construidos hasta la fecha. Están constituidos por chapas de acero de 20 mm de espesor y tienen 51 m de longitud y 11,6 m de diámetro. Cada tanque, vacío, pesa 400 toneladas y va apoyado sobre cunas prefabricadas de hormigón pretensado. Los doce tanques son capaces de contener unos 600 millones de litros de propano líquido, a -45°C. Van aislados mediante una capa de poliuretano de espesor variable entre 9 y 13 centímetros.

El casco va pretensado longitudinal, transversal y verticalmente, mediante más de 2.500 tendones de seis, ocho, o doce cables de 12,7 mm de diámetro.

En el extremo de popa se construyó una plataforma metálica de tres pisos, con el fin de albergar el complicado sistema de refrigeración necesario para enfriar el gas propano destinado a ser introducido en los tanques, haciéndole pasar desde los 46°C al estado líquido.

Una vez terminada la construcción de la plataforma, ésta será remolcada hasta el Mar de Java, en donde quedará anclada. El gas propano se cargará en los tanques mediante una tubería submarina, y con el gas líquido se alimentarán los buques cargueros que se amarrarán a los costados de la plataforma.

FE DE ERRATAS

Se nos ha advertido que en las NOTAS DE LA F.I.P. N° 57, correspondientes a julio/agosto de 1975 en el informe sobre la encuesta internacional efectuada en relación con la elección de materiales, Sección B - Elección de cemento, se ha padecido un error y parte de la contestación holandesa aparece, lamentablemente, incluida en la respuesta danesa.

La F.I.P. pide disculpas por este error de impresión. A continuación se incluye, debidamente rectificado, el texto completo de la contestación holandesa a la encuesta mencionada:

“De la amplia variedad de tipos de cemento existentes en el mercado holandés (tanto de fabricación nacional como importados, principalmente de Bélgica y Alemania) tres son los tipos preferentemente utilizados en la industria de fabricación de elementos de hormigón pretensado con armaduras pretesas:

- a) Cemento de horno alto, grado B (8 por 100); “HOB”
- b) Cemento portland, grado B (4 por 100); “PB”
- c) Cemento portland, grado C (88 por 100); “PC”

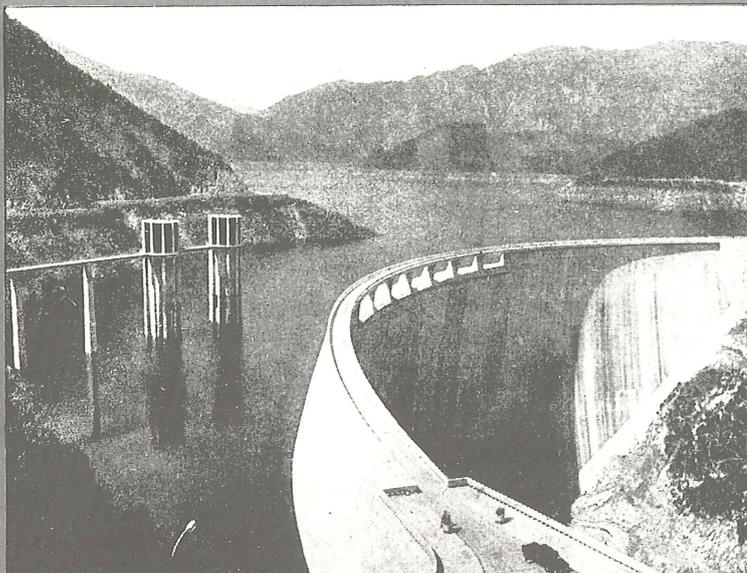
De éstos, el último es el más popular, debido a su elevada resistencia característica inicial, lo cual ofrece grandes ventajas cuando se quieren reducir los tiempos invertidos en el ciclo de fabricación.

El tipo de cemento indicado en a) se utiliza cuando el cliente así lo especifica debido a su mejor resistencia frente al agua de mar y al ataque de sustancias químicas. Se emplea también en la fabricación de pilotes”.

Se nos ha pedido también que aclaremos que las cifras que se indican se refieren a los tipos y cantidades relativas, del cemento utilizado exclusivamente en la industria de prefabricados de hormigón pretensado con armaduras pretesas.

Traducido por: Rafael Piñeiro

publicación del **i. e. t. c. c.**



la presa bóveda de Susqueda

su proyecto, construcción y comportamiento

A. Rebollo

En esta publicación se recogen todos los datos y pormenores relacionados con el estudio del proyecto, la realización de la construcción y la auscultación de los primeros años de la puesta en servicio de esta importante presa, que, con una altura sobre cimientos de 135 m, se halla enclavada en el río Ter, dentro de la provincia de Gerona (España).

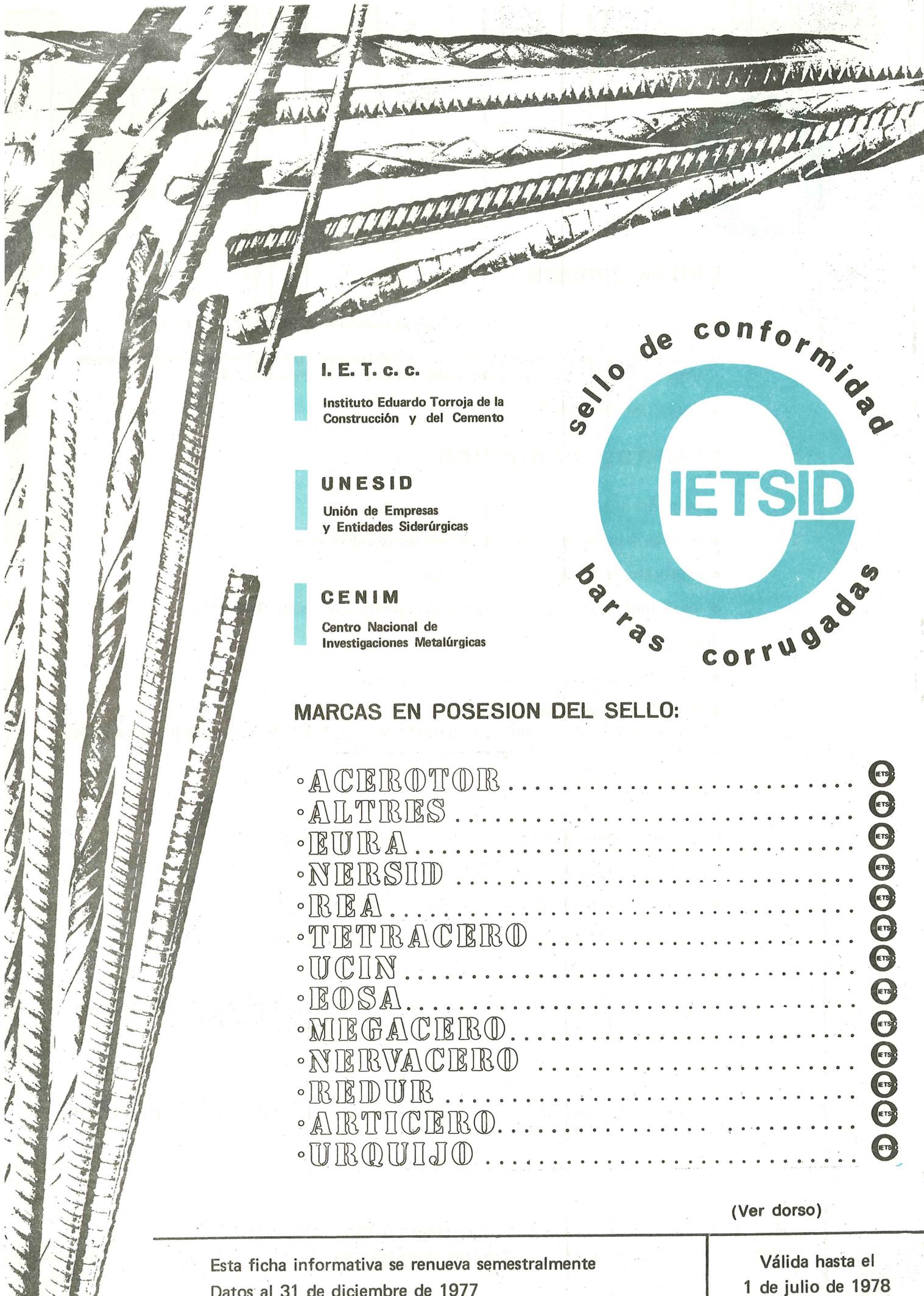
Incluye además tres apéndices, donde se exponen con todo detalle el método de cálculo empleado y su elaboración tabulada; los ensayos en modelo reducido realizados en el laboratorio ISMES y sus resultados; y el planteamiento y resolución de la auscultación geodésica.

José TORAN, con su reconocida autoridad en el campo de la ingeniería hidráulica, subraya en el prólogo que esta obra constituye «sin duda la monografía más importante en materia de grandes presas jamás publicada en castellano».

Un volumen encuadernado en cartón con lomo de tela, de 17 × 24 cm, compuesto de 400 páginas y 330 figuras, entre fotografías, gráficos y planos. Madrid, 1972.

Precios: España, 1.350 ptas.; extranjero, \$ 27.

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
Costillares (Chamartín) - MADRID-33 - Apartado 19.002 - Tel. 202 04 40



I. E. T. c. c.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas
y Entidades Siderúrgicas

CENIM

Centro Nacional de
Investigaciones Metalúrgicas



MARCAS EN POSESION DEL SELLO:

- ACEROTOR
- ALTRES
- EURA
- NERSID
- REA
- TETRACERO
- UCIN
- EOSA
- MEGACERO
- NERVACERO
- REDUR
- ARTICERO
- URQUIJO



(Ver dorso)



ORGANIZACION

- Creado por iniciativa de UNESID, con la colaboración del IET cc y CENIM
- Regido por unos Estatutos y una Comisión formada por representantes de diversos Organismos Oficiales, de la Administración y de Fabricantes (*)
- Basado en UNE 36088

CONTROL PERIODICO

Comprueba que:

- la materia prima se encuentra debidamente clasificada
- el proceso de fabricación es adecuado
- los medios de control se ajustan a las especificaciones del Sello (*)

Revisa:

- los gráficos de control
- el archivo de datos de análisis y ensayos
y los contrasta mediante ensayos destructivos y no destructivos del producto acabado,
que se efectúan a través de varias inspecciones anuales

GARANTIAS

La garantía individual del producto corresponde al fabricante

El Sello de Conformidad CIETSID garantiza que:

- la fabricación parte de materia prima homogénea
- el fabricante dispone de los medios adecuados de fabricación y control
- la calidad estadística de su producción es adecuada
- el producto se encuentra en posesión del Certificado de Homologación de Adherencia, que es obligatorio según el artículo 9.3 de la Instrucción EH 73

EL SELLO CIETSID EDITA, PERIODICAMENTE, LA LISTA DE MARCAS QUE SE BENEFICIAN DEL MISMO

(*) La normativa del Sello, puede consultarse o adquirirse en la Secretaría del Sello:

(Selección de trabajos aparecidos en el presente número)*

REALIZACIONES TECNICAS

LAS ESTRUCTURAS DE PREFABRICADOS DE HORMIGON EN EL TERREMOTO DE 1977 EN RUMANIA

Resumen de un artículo publicado en el PCI Journal de marzo/abril, 1977, cuyo autor es Mr. Mark Fintel, Director del Departamento de Servicios de Ingeniería de la Portland Cement Association de los Estados Unidos de América. En el se recogen las observaciones hechas durante su visita a Bucarest en los días 19 a 22 de marzo, después del terremoto que tuvo lugar el día 4 de ese mismo mes.

“El terremoto alcanzó una magnitud 7,2 de la Escala de Richter. El epicentro se localizó al pie de las montañas de Vrančia, a 165 km de Bucarest. El hipocentro estaba a una profundidad de 110 km.

Bucarest experimentó grandes daños, produciendose 35 colapsos, que originaron alrededor de 1.500 muertos.

Treinta y dos de las 36 construcciones siniestradas eran edificios de altura, construidos antes de la Segunda Guerra Mundial, cuando todavía no se habían establecido los criterios para el Código de Diseño. La construcción moderna, calculada para resistir los terremotos, se comportó muy bien. De entre todos los cientos de edificios recientemente construidos, solo tres llegaron al colapso.

Un cierto número de edificios de altura, de los más antiguos de Bucarest, presentaban grandes grietas y tenían desplomes, siendo muy discutible su capacidad para resistir las cargas y los posibles futuros terremotos. En los suelos de la ciudad no se observaron fallos aparentes.

El único acelerógrafo de registro, para fuertes movimientos sísmicos, que funcionó debidamente en la ciudad, con ocasión de este terremoto, se encontraba ubicado en una cimentación. El sísmo, de aproximadamente 25 segundos, mostró en ambas coordenadas horizontales una fuerte dirección marcadamente pulsante (sinusoidal), teniendo una aceleración máxima del 20 por 100 g y un período de 1,5 segundos.

En Rumania las especificaciones sísmicas no son tan rigurosas como las de la Norma Americana de Edificación (US Uniform Building Code) en relación con las fuerzas sísmicas y respecto a los detalles especiales requeridos para la ductilidad”.

El artículo prosigue dando detalles sobre el equipo de investigación y los programas de la Universidad de Iasi, ya publicados en el N° 59 de las Notas de la F.I.P. y en el cual se describe la plataforma sísmica que tienen allí en funcionamiento.

Los actuales edificios residenciales de 9 a 18 plantas

“En la actualidad, los edificios residenciales son de hormigón armado moldeado in situ, o a base de prefabricados. En Rumanía, prácticamente no hay edificios construidos con estructura metálica.

* N. de R.: El gran número de trabajos originales y la limitación de páginas de la Revista, ha obligado a seleccionar los trabajos que publican las Notas de la F.I.P.

Ha sido ensayado un cierto número de combinaciones a base de sistemas prefabricados y hormigón moldeado in situ. Algunos de estos sistemas están constituidos por placas y vigas prefabricadas con pilares o muros moldeados en obra. Otros tienen los pórticos y los extremos de cruja moldeados in situ, mientras que los hay que solamente tienen moldeadas in situ las juntas entre los elementos verticales y horizontales.

Se han ensayado modelos, a escala un cuarto, de estructuras de edificios de diez alturas y diferentes tipos, sometiéndolos a vibración forzada hasta que se producen daños.

Únicamente en estos últimos años se han construido estructuras con grandes paneles, levantándose edificios de hasta nueve alturas. Una maqueta, a escala un cuarto, de tal tipo de edificios ha sido ensayada en la plataforma sísmica. En la actualidad el cinco por ciento de todas las viviendas construidas en Bucarest son prefabricadas.

Salvo raras excepciones, cientos de modernos edificios parecen haber mejorado de comportamiento en lo que se refiere a nivel elástico.

El autor dice que el agrietamiento habrá afectado a la rigidez, pero no a la resistencia de los elementos, es decir a la fisuración diagonal por cortante de vigas y paredes.

Fallos

“De los tres edificios modernos que llegaron al colapso, uno de ellos era una combinación de prefabricados y hormigón moldeado in situ. Se trataba de un edificio de diez plantas que había sido construido un año antes. Uno de los elementos medios, de 40 m, de un bloque de seis piezas, llegó al colapso por fallo entre las juntas de dilatación, situadas en una dirección perpendicular al eje longitudinal.

El edificio es de placas prefabricadas, con muros longitudinales y transversales moldeados in situ. Tales muros, de 150 mm de espesor, van ligeramente armados.

En otro caso, se observaron grandes daños en dos muros estructurales del primer piso de un edificio de once alturas, con suelos a base de prefabricados de hormigón y muros moldeados in situ. Los muros transversales presentaban fisuras inclinadas en el primer piso y un ligero aplastamiento del hormigón en las partes extremas del muro, dejando al descubierto en parte a las barras de la armadura. Las mismas fisuras inclinadas, pero cada vez menos acusadas, se apreciaban en el segundo piso, en el tercero y en el cuarto”.

ELEMENTOS PREFABRICADOS PARA LA PLATAFORMA DE LA NINIAN OIL

En diciembre de 1975, a la firma Messers Anglian Building Products Ltd. (de Inglaterra), le adjudicaron un contrato para elaborar 262 unidades prefabricadas destinadas a formar una cúpula, así como unas placas también para la plataforma de la Ninian Oil. La plataforma se está construyendo en Loch Kishorn, al Norte de Escocia. El contrato implica, en primer lugar, un complicado problema de moldeo de las piezas y, en segundo lugar, una operación de transporte de gran envergadura.

Las unidades son grandes piezas que constituyen las secciones de la cúpula (que es de forma toroidal). Hay siete diferentes tipos de placas (82 unidades en total) y nueve clases de piezas para cúpula (180 unidades). Las unidades pesan de 23 a 56 toneladas. Todas ellas constituyen el fondo, en forma de cúpula, de la plataforma de 600.000 t, destinada al campo de Ninian, que esta siendo construida por la Howard Doris Ltd.

Las piezas tienen 14 m de longitud y 5,25 m de altura. Para unir las piezas se han previsto unos tochos que penetran 15 cm en el hormigón y que hacen enrasar las superficies de contacto. Mediante 52.000 varillas roscadas se aseguran las juntas, que tienen un metro de longitud. Para moldear estos prefabricados, los encofrados interiores se construyeron de acero y los exteriores de madera.

Las piezas una vez acabadas se transportaron por carretera desde Norwhich a Great Yarmouth, realizándose esta operación en 42 días. Después se llevaron desde Great Yarmouth a Loch Kishorn por vía marítima. Las embarcaciones empleadas son de las que tienen escotillas muy amplias que corren a lo largo del casco. Se utilizaron dos navios con el casco reforzado pertenecientes a una firma danesa.

LA TERMINAL PARA CARGA DE CARBON DE HAY POINT RECIBE EL PREMIO DE LA CONSTRUCCION

En el N° 53 de las Notas de la FIP se hacía una breve reseña sobre la construcción de una nueva terminal para la carga de carbón en Hay Point, del Estado de Queensland, Australia. El proyecto implicó la construcción de diez grandes cajones de hormigón que se transportaron flotando en aguas cerca de 20 km, para seguidamente hundirlos en su correcta posición, con objeto de así formar una cadena de apoyos.

La Federación Australiana de Contratistas de la Construcción ha concedido el *Premio a las Realizaciones en la Construcción de 1976* a las firmas John Holland Group, Christiani and Nielsen Pacific, por la realización de este proyecto.

En un trabajo publicado en *International Construction*, Junio, 1977, se informa que todas las operaciones de manipulación de los cajones se han llevado a cabo sin grandes incidentes. Los cajones, que algunos llegaron a pesar hasta 17.250 toneladas, se colocaron en su lugar de ubicación cumpliendo con gran exactitud los márgenes de tolerancias especificados. Los diez cajones están constituidos, cada uno, por tres compartimientos de 46 x 40 por 8 m de profundidad. Además también se construyeron otros cinco cajones de acceso y dos cajones más de amarre. En cada esquina de los cajones compartimentados, se construyeron unas torres celulares cuadradas de 12 m de lado en planta y 18 m de altura. El fondo de cada cajón está formado por paneles prefabricados de hormigón armado, que se unieron mediante juntas de hormigón vertido in situ. Después se pretensaron, utilizándose para ello el sistema VSL. Las torres, también de hormigón armado, se moldearon con encofrados deslizantes.

Los cajones se colocaron a 17 metros de profundidad, siendo la distancia entre ellos de 75 metros. Se unieron mediante vigas metálicas trianguladas, que sustentan el transportador y el camino de acceso. Los cajones de anclaje están acondicionados para poder realizar la carga de embarcaciones de hasta 100.000 toneladas.

EL PUENTE DE BROTONNE, FRANCIA, RECORD MUNDIAL DE LUZ EN HORMIGON

La empresa Freyssinet International ha facilitado la información necesaria para redactar este artículo sobre el Puente de Brotonne, situado entre Rouen y Tancarville.

Cuando se proyectó este puente, con objeto de facilitar la navegación, se exigió que no existiesen pilas en el río y que el gálibo, a pleamar, fuese de 50 metros. Se propusieron dos soluciones estructurales a base de cables atirantados, en acero y en hormigón pretensado. Se presentaron diez licitaciones en las que la solución era a base de acero y otras cuatro a base de hormigón pretensado. Los costos en todas las soluciones a base de hormigón resultaron más bajos que en acero. La contratación se adjudicó a Campenon Bernard Cestra, para realizar una estructura en hormigón pretensado.

La longitud total de la obra es de 1.278 m, comprendido el puente atirantado a base de un tablero de tres tramos—de 143,5 m, 320,0 m y 143,5 m. La luz central, se afirma, es un record mundial en estructuras de hormigón. El acceso de la izquierda está constituido por nueve tramos—uno de 38,9 m. más 8 de 58,5 m. El viaducto de la derecha tiene tres tramos de 70 m, 55,5 m y 39 m. La estructura descansa sobre asientos de neopreno o apoyos deslizantes de Noeflon, fabricados por la firma STUP.

En el tramo final del viaducto de acceso de la izquierda hay una rótula. La estructura, en alzado, tiene una curvatura por encima de la rasante de 5.000 m de radio. El viaducto de acceso de la derecha forma una curva por debajo de la rasante. El tablero tiene el canto constante de 3,80 m y abarca, en horizontal, dos carriles de 6,50 m, separados por una divisoria central de 3,20 m, y dos aceras de 1,50 m de ancho. En sección transversal está constituido por una viga cajón simple con almas inclinadas. A ambos lados unos amplios voladizos hacen que el ancho total sea de 19,20 m.

VIADUCTOS DE LOS ACCESOS

Las pilas de los viaductos descansan sobre muros moldeados en el terreno, utilizándose una protección de bentonita hasta una profundidad de casi 27 m y rematada al nivel del suelo por una viga de hormigón pretensado. Las pilas, que son huecas, llegan a alcanzar una altura de hasta 50 m. Se hormigonaron utilizan-

dose encofrados deslizantes. El tablero se construyó con dovelas de 3 m de longitud, empleándose el método de voladizos sucesivos con carro de avance para moldeado in situ.

ESTRUCTURA PRINCIPAL

La estructura principal consiste en un puente de cables atirantados, en el que se han empleado 12 tirantes por cada mitad de puente, con cables de 39 a 60 T 15, variando su longitud de 84 a 340 m. La sustentación de cada grupo de cables se realiza mediante una pila que mide 50 m desde el nivel del suelo a la parte inferior del tablero, y una torre que tiene 70,5 m de altura a partir del nivel del tablero.

Los tirantes se apoyan en las torres, que tienen unos huecos moldeados en el hormigón, cuya curvatura es de 3 metros y distanciados entre sí 1,80 m. El primer tirante se encuentra ubicado a una altura de 21 m sobre el nivel del tablero. Los cables van alojados en tubos de pared muy gruesa, cuyo diámetro interior es de 160 mm y que, posteriormente, se rellenan con lechada de cemento, que sirve de protección al acero.

La tensión máxima de los tirantes es de 75 kgf/mm^2 , que es el 42 por ciento de la tensión de rotura a tracción.

Las torres se asientan sobre un firme de creta, situado a una profundidad de 35 m. Los cimientos van rodeados por una envoltura de hormigón en masa, de 12,4 m de diámetro y 0,80 m de espesor, moldeada en el propio terreno. Se dispuso un macizo de 7 m de espesor de hormigón en masa y, a continuación, se moldearon los pedestales, de hormigón armado, con encofrados deslizantes, sobre una base de 4 metros de grueso.

Las pilas también se han construido por medio de encofrados deslizantes. Son de sección poligonal, inscrita en un círculo de 10 m de radio. Asimismo se utilizaron encofrados deslizantes para construir las torres, que son de sección hueca, variando sus dimensiones de 4,80 x 2,60, en la base, a 2,84 x 2,60 m, en la parte superior. Las torres son solidarias al tablero y las cargas se transmiten a las pilas por medio de una sólida base hormigonada monolíticamente con el tablero. El hormigón en las torres trabaja a una tensión de 90 kgf/cm^2 , pero puede alcanzar hasta dos veces este valor bajo la acción del viento. La resistencia del hormigón es del orden de 700 kgf/cm^2 .

La mayor parte del esfuerzo de pretensado es ejercido por las componentes horizontales resultantes de las fuerzas que ejercen los cables atirantados, lo cual constituye una notable peculiaridad de este tipo de puentes. Además existe un pretensado adicional, expresamente introducido por medio de los cables 12 T 15, que actúa en los 120 m de la sección central del tramo principal y en los 30 m a cada lado de las pilas.

CONSTRUCCION

La construcción del tablero se realizó en voladizo. Las partes de tablero totalmente acabadas se mantuvieron suspendidas mediante unos tirantes provisionales. A una distancia de 34 metros, contada a partir de los pilares, van colocadas las dovelas que se sustentan con los cables permanentes, a razón de un tirante cada dos dovelas. Las distintas etapas de la construcción fueron las siguientes:

- Se desplaza el encofrado que sirve para moldear la placa inferior de la dovela y se sujeta temporalmente a la dovela N.
- Las piezas prefabricadas que han de constituir las almas de la dovela N + 1 se colocan en posición por medio de una grúa y se procede a rellenar las juntas, que tienen una separación de 40 mm.
- Se fijan las almas a la dovela, que está totalmente terminada y se hormigona la placa que ha de constituir el fondo.
- Se desplaza hacia adelante el encofrado interior, procediéndose a hormigonar los nervios y la placa superior.
- Se aplica el pretensado transversal.
- Se enhebran y ponen en tensión los cables provisionales 12 T 15.

Estas operaciones se repetirán al realizar la construcción de la siguiente dovela suspendida-atirantada N + 2, junto con el tesado de los cables de afianzamiento y la construcción de la dovela N + 3. Mientras se está construyendo la última, se tesa la dovela N + 2.

La estructura ha sido proyectada y construida por Campenon Bernard Cetra. Lo más destacado de este proyecto ha sido su programa, que ha implicado la elaboración de un cálculo de 5.600 páginas y 540 dibujos. La flexión longitudinal de toda la estructura se calculó valiéndose de un programa de computador preparado por los proyectistas. Se realizaron ensayos en un túnel aerodinámico sobre una maqueta a escala 1/200, para comprobar la estabilidad transversal de las torres bajo carga de viento. Los ensayos dinámicos efectuados con los anclajes han demostrado que pueden resistir 2×10^6 ciclos con tracciones que variaron desde un máximo de 75 kgf/mm^2 a un mínimo de 55 kgf/mm^2 .

ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LOS FENOMENOS DIFERIDOS EN LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN PRETENSADO

Bajo este título, en diciembre de 1975, apareció una publicación en la que se describe como se realizó, en los "Laboratoires des Ponts et Chaussées" (58 Boulevard Lefebvre, 75732 París CEDEX 15) un interesante estudio que ha durado varios años. Aunque se trata de un trabajo no reciente, por juzgarlo de sumo interés a continuación se publica un resumen muy completo del mismo.

Los puentes de hormigón pretensado se vienen construyendo desde hace más de 30 años. Si se hace una comparación entre las más audaces realizaciones de estos últimos años y las primeras estructuras construidas, se puede apreciar lo que se ha progresado, tanto desde el punto de vista del diseño como en lo que concierne a su construcción. Las mejoras en las técnicas de cálculo, la disponibilidad de materiales con características cada vez más idóneas, la utilización de nuevas técnicas de construcción y la experiencia adquirida, han dado lugar a que las estructuras de hormigón pretensado alcancen un alto nivel de competitividad. Sin embargo, desde el punto de vista de la durabilidad, deben plantearse varias cuestiones en lo que se refiere a la carencia de respaldo histórico que haga factible poder valorar el comportamiento de estas estructuras a largo plazo.

Efectivamente, en un cierto número de puentes, relativamente recientes, se han producido anomalías, más o menos graves, que han dado lugar en determinados casos a su demolición. El análisis de las causas originantes de estos desordenes es siempre difícil. Sin embargo, se ha podido determinar que, en muchos casos, son atribuibles, al menos parcialmente, a los efectos combinados de la fluencia y relajación de los aceros que se utilizan en el pretensado del hormigón.

Actualmente en la etapa de diseño se establecen tolerancias para paliar sus efectos, pero su predicción implica establecer hipótesis a largo plazo respecto al comportamiento de los materiales, no respaldadas con un suficiente conocimiento de la reología de estos materiales bajo las condiciones ambientales y climatológicas que prevalecen en la obra.

Dentro del conjunto de investigaciones sobre la redistribución de las fuerzas estáticamente indeterminadas existentes en las estructuras de hormigón pretensado, en las que el diagrama de construcción estático varía con el tiempo, se ha emprendido en 1970 un estudio experimental a largo plazo en el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. Para ello ha sido necesario colocar instrumentos de medidas en diversas estructuras mientras se estaban construyendo y, luego, realizar las medidas pertinentes, en el transcurso del tiempo, para determinar ciertos parámetros variables, tales como la reacción, deformación local, flecha, temperatura, etc, que nos servirán para tener un mejor conocimiento respecto al comportamiento real de estas estructuras. Al mismo tiempo se ha llevado a cabo un estudio teórico, teniendo en cuenta la interdependencia existente entre la fluencia del hormigón y la relajación de los cables de pretensado. Los valores resultantes de aplicar las leyes del comportamiento teórico se compararon con los obtenidos en las medidas realizadas en un puente de cuatro años de antigüedad. Ya se ha publicado un informe sobre una investigación referente a este estudio teórico. El presente informe está dedicado, en sí, exclusivamente a los aspectos experimentales de la investigación emprendida.

Los dos primeros capítulos contienen una breve recapitulación sobre las deformaciones en el hormigón, las hipótesis básicas de la teoría viscoelástica lineal y ciertas consideraciones prácticas respecto a su aplicación.

En el Capítulo III se hace una revisión de los diferentes parámetros que se conocen y el orden de magnitud de cada uno de ellos, cuando las condiciones del experimento varían, medidos en el laboratorio o en las estructuras. Es interesante observar que variando las dimensiones de las probetas y las condiciones de temperatura y humedad, que son parámetros relacionados con la conservación, se obtienen considerables diferencias, para un mismo hormigón y no variando la edad, en los valores de retracción y fluencia. Esto

plantea el problema de la elección de unas determinadas dimensiones y el de la disposición de las probetas conservadas a pie de obra, bajo las mismas condiciones de temperatura y humedad, de modo que estas representen realmente a la estructura.

El Capítulo IV se ocupa de la metodología de las medidas a largo plazo en las estructuras. La supervisión de las observaciones de las deformaciones locales, el nivel de las medidas y los valores del pretensado durante la construcción puede contribuir a un mejor conocimiento respecto a las condiciones de la estructura cuando llega a ser estáticamente indeterminada. Es interesante medir las reacciones en este momento. Cuando se ha alcanzado el diagrama final, es posible interpretar las medidas a largo plazo de los mismos parámetros y de este modo determinar el verdadero comportamiento de la estructura.

Frecuentemente es difícil la interpretación de los valores medios, debido a la presencia de fenómenos perturbadores. Las variaciones de temperatura o de humedad relativa, entre otros factores, modifican enormemente los valores experimentales. Así, los valores de reacción pueden experimentar variaciones significativas en ciertas estructuras un determinado día como resultado de los gradientes de temperaturas debidos a la acción de la luz solar.

Por consiguiente es necesario situar en el tablero de hormigón registradores térmicos que nos den la distribución de temperaturas. Se ha investigado un método para calcular las fuerzas estadísticamente indeterminadas, debidas a los gradientes de temperaturas, y ello hace posible aplicar correcciones a las medidas de las reacciones.

La medida a largo plazo de fenómenos que varían muy lentamente requiere la utilización de instrumentos muy sensibles, exactos y sin dispersión, pero además estos instrumentos para instalar en obra deben ser robustos y fáciles de utilizar. En el Capítulo V son expuestos todos estos pormenores. Después de consideraciones generales relativas a las características que requieren los instrumentos de medidas, se describen dos dispositivos originales que han sido diseñados en el Laboratoire Central des Ponts et Chaussées.

El primero de estos dispositivos es un dinamómetro para la medida de las reacciones. Funciona según un principio puramente dinámico y permite la medida, en el transcurso del tiempo, de las reacciones capaces de alcanzar valores de varios cientos de toneladas con una exactitud del orden de un 0,2 por ciento de su valor medio.

El segundo es una banda extensométrica (strain gauge) recuperable, para la medida de las deformaciones locales de la superficie. La longitud donde se efectúa la medida es de 200 ó 400 mm. La comparación de las medidas realizadas con estos instrumentos y las obtenidas sobre un patrón de sílice elimina cualquier desviación y hace posible alcanzar una exactitud de 0,3 micras, cuando la medida a realizar es del orden de las 400 micras.

También se facilita información sobre los dispositivos utilizados para medir las flechas, las temperaturas y la dilatación general de los tableros.

En el Capítulo VI se señalan los principales descubrimientos realizados en estos últimos años y que se han llevado a efecto sobre tres estructuras de puentes de hormigón pretensado.

La primera estructura en la que el Laboratorio Central de Ponts et Chaussées colocó instrumentos de medidas, en el año 1970, fué en un puente de tres tramos (Puente de Champigny-sur-Yonne). Se pudo apreciar una diferencia en los niveles de los apoyos al hacer los tramos continuos.

Los dispositivos de medidas se colocaron en las partes extremas de la construcción, lo que permitió la observación a largo plazo del comportamiento de la estructura. Así fue posible observar la influencia de los gradientes de temperatura sobre los valores que alcanzaban las reacciones sobre los apoyos de los estribos, que pueden variar hasta en un 26 por ciento, en un día que sea muy soleado.

La observación de los valores que alcanzaron estas reacciones durante los cuatro años siguientes se vio que presentaron una variación del 20 por ciento, mostrando, en esta estructura, un comportamiento muy diferente al que se había predecido por medio de los cálculos. Por otra parte, las deformaciones medidas durante el mismo período fueron más bien pequeñas.

La segunda estructura, sometida a observación después de 1971, ha sido el puente Tourville-la-Rivière, que es una estructura asimétrica de altura variable, concebida para trabajar en voladizo, y en la que, a diferencia con el puente de Champigny-sur-Yonne, las reacciones variaron considerablemente desde que finalizó su construcción.

Por último, en 1974, durante la construcción del puente Château-Thierry se colocó un equipo muy completo de aparatos de medidas. Se trata de un puente de tres tramos. Debido a que su construcción es relativamente reciente no se dispone todavía de suficiente información respecto a su comportamiento a largo plazo, particularmente en lo que se refiere al estudio in situ de la retracción, fluencia y relajación de los materiales por medio de testigos, que podrán proporcionar una inapreciable información sobre los valores "reales" de los parámetros a tener en cuenta en el cálculo de los efectos diferidos.

Se llega a la conclusión (en el Capítulo VII) de que los resultados obtenidos son muy alentadores para proseguir la investigación emprendida, no obstante los cuantiosos medios necesarios para su realización. Observese que las estructuras a las cuales se les ha dotado de instrumentos de medidas únicamente son representativas de dos principios constructivos. Existen, por otra parte, puentes a base de dovelas prefabricadas, de vigas prefabricadas y convertidos en continuos y, también, puentes de tableros moldeados sobre cimbras.

Se están planeando investigaciones adicionales. Estas permitirán, quizás, la verificación de una teoría general, susceptible de ser aplicada por el proyectista y, con esto, completar este largo trabajo.

LOS ELEMENTOS DE HORMIGÓN PRETENSADO SOMETIDOS A LAS FUERZAS SISMICAS

El Profesor Neil N. Hawkins, de la Escuela de Ingenieros Civiles de la Universidad de Washington, ha escrito un informe titulado "Analytical and Experimental Studies of Prestressed Concrete Elements Subjected to Seismic Forces".

En este informe se hace una revisión y un sumario de los estudios analíticos y experimentales disponibles, que han sido publicados y fijan las futuras necesidades de investigación.

A partir de los resultados experimentales y del comportamiento de los elementos de hormigón pretensado en los terremotos reales, el profesor Hawkins obtiene las siguientes conclusiones:

1. La mayoría de los elementos de hormigón pretensado, cuando se han proyectado para cargas alternantes, se comportan bien en los terremotos. Las roturas que se han producido, han sido debidas principalmente a fallos en las estructuras sustentantes o en las uniones. Muchos elementos se han mantenido unidos con pocos daños, incluso aun cuando estos se desplomasen en el suelo con considerable fuerza. Debe darse la máxima importancia a la resistencia de las uniones y a la de las estructuras sustentantes.
2. Los elementos deben calcularse para resistir la alternancia de los momentos, incluso aunque tales alternancias no sean indicadas por el análisis. Esta consideración es muy importante para las esquinas de los entramados rígidos, o en los extremos de los elementos donde puedan producirse acciones de entramado involuntarias. Por regla general las armaduras con barras corrugadas y el confinamiento del hormigón por los estribos son necesarios para suministrar una adecuada resistencia frente a la inversión de los momentos.
3. Si la primera carga excepcional es inferior al 80 por ciento de la carga total de colapso, la capacidad en la dirección inversa no queda afectada. La rotura bajo cargas alternantes de alta intensidad se iniciará una vez que la deformación de la fibra externa sometida a compresión sobrepase el 2 por 1.000. Por repetición cíclica a mayores deformaciones hay una pérdida de resistencia y rigidez debido al desconchamiento del hormigón comprimido y a la penetración por progresión del aplastamiento (o desmenuzamiento) del núcleo de la pieza. Esta degradación puede disminuirse a la vez que se aumenta la ductilidad y la energía de absorción mediante la adición de armadura de compresión o la producción de confinamiento en el hormigón, pero preferiblemente ambos. Aunque se haya previsto el confinamiento del hormigón hay una marcada degradación de la capacidad a la flexión para las vigas sometidas a cargas cíclicas alternantes que superen el 90 por ciento de su capacidad a flexión. El confinamiento del hormigón se realizará con cercos distanciados a una separación que no debe exceder a $d/4$. La armadura de compresión adherente asume algo de la pérdida de la fuerza de compresión originada por el desconchamiento del hormigón, permitiendo un pequeño aumento de la ductilidad para la máxima carga y cierta disminución en el subsiguiente nivel de

degradación de la resistencia por aumento en los desplazamientos. Debe tenerse mucho cuidado en impedir los fallos por adherencia en los aceros de compresión o en los tendones que trabajen a compresión. Con estribos y armaduras de compresión puede haber una ganancia en la resistencia a rotura tan amplia como de un 16 por ciento, puesto que el hormigón soporta bien deformaciones de compresión hasta bien superado el 3 por mil.

4. Las velocidades de carga sísmica pueden dar lugar a aumentos de resistencia de un cuatro a un siete por ciento y aumentos en la ductilidad del 10 al 15 por ciento. Puesto que las cargas sísmicas pueden dar lugar a velocidades de deformación en regiones críticas variando desde 2,5 pulgadas/pulgada/segundo en estructuras rígidas a 0,025 pulgadas/pulgada/segundo en estructuras altas esbeltas, es generalmente apropiado para el cálculo el basarse en resistencia a las cargas estáticas solamente.
5. Antes del desmenuzamiento del hormigón o de marcada anelasticidad del acero de pretensado, las curvas de carga-descarga son bilineales con valores que corresponden a condiciones de fisura abierta y fisura cerrada. Las curvas de carga y descarga son sensiblemente paralelas próximas. La separación entre las curvas disminuye con la repetición cíclica hasta un valor constante mínimo, una vez que se estabiliza la fisuración, después de dos o tres ciclos a un nuevo valor de pico. No hay cambios agudos de rigidez con la fisuración y solamente un lento decrecimiento gradual, determinado principalmente por la magnitud de la carga próxima previa. Los momentos que provocan la reapertura de las fisuras no varían significativamente con la repetición cíclica ni con el aumento de las cargas máximas previas. Para un tendón central, la rigidez de la sección fisurada cerrada degenera con la repetición cíclica a aproximadamente la mitad de la rigidez de la sección no fisurada. La relación entre la rigidez de fisura abierta y la rigidez de fisura cerrada también baja hasta que se estabiliza alrededor del 0,4 para alto nivel de pretensado y de 0,2 para bajo nivel de pretensado. En el proyecto puede ser necesario modificar la sección transversal para analizar la influencia de tales efectos. El añadir moderadas cantidades de barras corrugadas longitudinales o la producción de confinamiento no alteran grandemente estas características de rigidez.
6. Los elementos pretensados muestran recuperaciones marcadamente elásticas, incluso después de deformaciones considerablemente anelásticas. Debido a los efectos de recuperación elástica, los daños residuales y las deformaciones permanentes, en una estructura que sobreviva a un importante terremoto, son menores en el hormigón pretensado que en el armado.
7. La respuesta a la carga dinámica a las pequeñas vibraciones no es la misma que para las amplias. Los niveles de deformación en la fibra extrema sometida a compresión debe, para que se obtenga la respuesta a las vibraciones amplias, ser superior a alrededor del 0,6 por mil.
8. La energía disipada por las piezas de hormigón pretensado es menor que en las de hormigón armado debido a los efectos de recuperación elástica. En general, la fuerza de tracción residual en el acero de pretensar es suficiente para cerrar las fisuras previamente abiertas. Así no se desarrolla significativa energía de disipación hasta que la armadura de barras corrugadas llega a la cedencia, el acero de pretensar alcanza la cedencia o el hormigón se desmenuza.
9. Las piezas de hormigón pretensado, dañadas por la acción anelástica, pueden ser fácilmente reparadas y restablecida la mayor parte de su resistencia.
10. Es conveniente el reconocimiento de dos niveles de cargas de terremoto (terremotos moderados y fuertes). La fisuración y los efectos cíclicos del primer terremoto pueden cambiar significativamente la respuesta de la estructura frente al segundo terremoto.
11. Las juntas de mortero entre las piezas pueden comportarse bien y permanecer esencialmente rígidas con tal de que los tendones mantengan la compresión dentro de ellas.
12. Las longitudes de las rótulas plásticas generalmente son iguales a la mitad del canto de la viga, o la mitad del espesor de la columna, indiferentemente de la presencia de una junta de mortero dentro de esta longitud. No hay un cambio significativo en la longitud de la rótula plástica con las variaciones cíclicas ni con el aumento de las rotaciones anelásticas.
13. Para secciones similares en todos los aspectos, a excepción de la excentricidad de los tendones, no hay marcados cambios en la resistencia, rigidez, absorción de energía o características de disipación de energía con tendones de excentricidad cambiante.

El informe contiene una lista de 83 referencias a trabajos realizados sobre este tema por numerosos autores.

ERRORES Y FALLOS ESTRUCTURALES

En el Boletín Técnico del Instituto de Materiales y Modelos Estructurales de la Facultad de Ingeniería de Caracas, Venezuela, (N° 53, enero-marzo, 1976) se publicó un trabajo, del que son autores los Sres. Cano Olazábal y Luis Traversa. A continuación se facilita un breve resumen del mismo.

“La experiencia sobre más de cien casos de estructuras de diversas formas y tipos, que presentaban problemas, ha servido de base para clasificar las causas responsables de fallos en tales estructuras.

Estos estudios han demostrado que los errores cometidos, en general, no fueron debidos a insuficiencia de proyecto y de cálculo, sino a la incorrecta utilización de los materiales y a descuidos de orden constructivo”.

En la tabla adjunta se hace un resumen de las causas que originaron los daños en las estructuras.

CAUSAS	NATURALEZA	Cantidad parcial	Cantidad total	Porcentaje %
DE ORDEN TECNOLÓGICO	a) Características inadecuadas del hormigón	31	58	42
	b) Problemas de ataques y reacciones químicas sobre hormigones	12		
	c) Corrosión de armaduras debido a la existencia de hormigones defectuosos y ataques químicos	9		
	d) Problemas ocasionales por uso de materiales inadecuados	6		
DE ORDEN CONSTRUCTIVO	a) Descuido en el control de obra	19	31	22
	b) Ausencia de control de obra, desconocimientos de Técnicas constructivas	12		
DE ORDEN ESTRUCTURAL	a) Deficiencia de cálculos estructurales, acciones no tenidas en cuenta	11	16	12
	b) Cálculos insuficientes para un comportamiento estructural adecuado	5		
SOBRECARGAS	Causas originadas por sobrecargas de estructuras concebidas originariamente para otro uso	11	11	8
FUNDACIONES	Fundaciones inadecuadas	10	10	7
SINIESTROS	Por efecto y acción del fuego	6	6	4
DERRUMBES	a) Por acción de la suma de dos o más causas ya enunciadas	5	7	5
	b) Inconvenientes o fallas en construcciones linderas	2		

Traducido por
C. Sánchez Castro

VIII CONGRESO DE LA FEDERACION INTERNACIONAL DEL PRETENSADO (F.I.P.)

Durante los días 30 de abril a 5 de mayo del presente año 1978, se celebró en Londres el VIII Congreso Internacional de la F.I.P., en el que participaron unos 2.000 Delegados, procedentes de 68 diferentes países de los cinco Continentes. España estuvo representada por más de 40 participantes.

La Sesión de Apertura tuvo lugar en el Royal Festival Hall, en la mañana del domingo día 30. Previamente, y en una de las salas del mismo local, se celebró la Asamblea General reglamentaria en la que, además de tratarse otros asuntos de carácter general fueron nombrados los nuevos Presidente y Vicepresidente General de la Federación, asignadas las Medallas de la F.I.P. y las Medallas Freyssinet y designados varios Miembros de Honor. Debe destacarse que una de las Medallas de la F.I.P. fue concedida al Dr. Ingeniero de Caminos D. Carlos Fernández Casado, siendo ésta la primera de estas Medallas que se otorga a un español. El Sr. Fernández Casado, perteneció durante mucho años a la Junta de Gobierno de la Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.), es Miembro de Honor de la misma y está en posesión de la Medalla de la A.T.E.P.”.

Las Sesiones Técnicas del Congreso se desarrollaron durante los días lunes 1 a viernes 5 de mayo, en jornadas de mañana y tarde, en el Palacio de Congresos de Wembley. En ellas se pronunciaron numerosas conferencias, seguidas de coloquios, relativas a los diferentes temas relacionados con la técnica del pretensado y sus cada día más numerosas aplicaciones. Particular interés ofrecieron las Sesiones en las que pasó revista a las actividades y realizaciones de los distintos países en el campo del pretensado; las dedicadas a informar sobre los trabajos desarrollados por las diferentes Comisiones Técnicas de la F.I.P.; las organizadas para discutir la nueva Norma internacional para estructuras de hormigón, en general, titulada “Code-modèle CEB-FIP pour les structures en béton”, y aquellas en las que se trató de las aplicaciones prácticas y trabajos de investigación que se tiene previsto habrán de desarrollarse, en el campo del pretensado, en los próximos años.

Además de las Sesiones Técnicas, se proyectaron numerosas películas sobre la construcción de obras pretensadas de muy diversos tipos y, durante todo el Congreso, estuvo abierta una amplia exposición de maquinaria, equipos, materiales y publicaciones. También, y con motivo de celebrarse el XXV Aniversario de la creación de la F.I.P., se montó una exposición retrospectiva en la que se resumían las diferentes actividades desarrolladas por la Federación desde que se fundó en 1953, y se exponían fotografías de las primeras obras pretensadas construidas en el mundo, entre las que figuraban dos españolas.

La Delegación española presentó varias comunicaciones, participó en las reuniones de las distintas Comisiones de Trabajo de la F.I.P. de las que forma parte, y además, llevó al Congreso el III Tomo del libro “Hormigón pretensado. Realizaciones españolas”, en el que se describen las principales obras pretensadas construidas en nuestro país durante los últimos cuatro años, es decir, desde el anterior Congreso de la F.I.P. celebrado en 1974, en Nueva York.

También, y con motivo de haberle sido concedida, como antes se ha mencionado, la Medalla de la F.I.P. al Sr. Fernández Casado, se distribuyó entre los participantes en el Congreso, un opúsculo, preparado y editado por la A.T.E.P., en el que se incluye un resumido curriculum vitae del citado Sr. Fernández Casado y la descripción de las más importantes obras por él proyectadas durante su dilatada y fructífera vida profesional.

Por último, se celebró una reunión de representantes de los diversos países iberolatinoamericanos, en la que se acordó un programa de actuación conjunta, dentro del ámbito de la F.I.P. Entre las actividades incluidas en dicho programa destaca por su importancia, la celebración de las II Jornadas Ibero Latinoamericanas del Hormigón Pretensado, que se tiene previsto habrán de celebrarse en Caracas.

CONCURSO DE ARTICULOS

cemento - hormigón

50 aniversario

BASES

1. Se convoca un Concurso de trabajos propios para ser publicados en esta Revista, entre autores de cualquier nacionalidad.
2. Los trabajos presentados deben ser originales e inéditos. La extensión mínima de los mismos deberá ser de 10 páginas de nuestra Revista que equivalen aproximadamente a 30 hojas de tamaño folio mecanografiadas a doble espacio. Los trabajos deben ser presentados en idioma español.
3. Los trabajos deberán remitirse, por correo certificado a CEMENTO-HORMIGON Revista Técnica, calle Maignón, 26, Barcelona-24 (España) antes del día 31 de marzo de 1979 en sobre cerrado con un Lema. En sobre aparte y bajo el mismo Lema debe remitirse el nombre y dirección del autor.
4. Se concederán los siguientes premios:

A) Premio CEMENTO-HORMIGON, Revista Técnica, dotado con 75.000 pesetas, al mejor trabajo presentado sobre el Tema "EL AHORRO DE ENERGIA EN EL PROCESO DE FABRICACION DEL CEMENTO".

Si el jurado lo considera oportuno, además de este premio podrá otorgarse un accésit de 50.000 Ptas.

B) Premio ASOCIACION NACIONAL ESPAÑOLA DE FABRICANTE DE HORMIGON PREPARADO (ANEFHOP), dotado con 75.000 pesetas al mejor trabajo presentado sobre el Tema "ASPECTOS ECONOMICOS DEL EMPLEO DEL HORMIGON PREPARADO".

Si el Jurado lo considera oportuno además de este premio podrá otorgarse un accésit de 50.000 Ptas.

C) Premio AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA. OFI-CEMEN, dotado con 75.000 ptas. al mejor trabajo presentado sobre un Tema relacionado con alguna "REALIZACION DE HORMIGON EN OBRAS URBANAS Y CIVILES".

Si el Jurado lo considera oportuno, además de este premio podrá otorgarse un accésit de 50.000 Ptas.

5. Dos Jurados compuestos por eminentes especialistas de la industria del cemento y de la construcción, juzgarán los trabajos que se presenten al Concurso, siendo su fallo inapelable.
6. Los premios pueden declararse desiertos si a juicio de los respectivos Jurados ninguno de los trabajos presentados merece ser objeto de distinción.
7. El resultado del Concurso se publicará, junto con las Actas de los Jurados, oportunamente.
8. Los premios serán otorgados dentro de los actos conmemorativos a celebrar con motivo del 50 Aniversario de la Revista CEMENTO-HORMIGON.
9. Los derechos de reproducción total o parcial de los trabajos premiados, pertenecerán exclusivamente a CEMENTO-HORMIGON, Revista Técnica, sin cuya autorización no se podrán publicar en ningún idioma.
10. CEMENTO-HORMIGON publicará íntegramente los trabajos premiados y se reserva el derecho de reproducir cuantos trabajos se presenten al Concurso con carácter preferencial.

Para cualquier información dirigirse a: CEMENTO-HORMIGON, Maignón, 26. Barcelona-24. España. Teléfonos: 214 41 78 - 214 43 18 - 214 42 58.

<i>Dirección:</i>	<i>Proyecto:</i>	<i>Construcción:</i>
Jefatura Provincial de Carreteras de Madrid P. de Juan Zurita, ICCP	ARPING ESTUDIO TECNICO Ingenieros J. J. Arenas de Pablo, Angel C. Aparicio Bengoechea, Vicente Serrano Orts	HUARTE Y COMPAÑIA Sistema de pretensado BBR

Descripción

Ambas estructuras cruzan con ligero esviaje la Autopista de la Paz, tercer cinturón de circunvalación de Madrid.

El paso superior del Sagrado Corazón restituye la calle del mismo nombre en la zona del cauce del antiguo arroyo Abroñigal, siendo una importante biela de conexión entre las calles Arturo Soria y Pío XII. El paso superior de Ramón y Cajal da continuidad al eje Concha Espina-Ramón y Cajal-José de Soto y debe absorber el tráfico hasta ahora soportado por la calle López de Hoyos.

La sección transversal vial de ambos puentes tiene un ancho de 30 m distribuidos en dos calzadas de 3 carriles cada una, arcenes, mediana y aceras a ambos lados de 3 m de anchura.

Longitudinalmente el esquema estático es un dintel continuo de 3 vanos apoyados en pilas y estribos mediante placas elastoméricas. Las luces en el caso del Sagrado Corazón son 26-37-26 m y para Ramón y Cajal 32-45-32 m.

Las estructuras se conciben como una gran bandeja de 30 m de anchura con sus bordes extremos redondeados y rematados por imposta corrida que ofrece el plano más iluminado de la estructura. Los espesores de esta placa, que se aligera longitudinalmente mediante alveolos fabricados en táblex, son de 90 cm para Sagrado Corazón y de 120 cm en el caso de Ramón y Cajal. Estos espesores se recrecen localmente mediante capiteles sobre fustes de apoyo en pilas alcanzando un canto doble de la sección tipo.

Estas bandejas apoyan en cinco fustes espaciados entre sí 6 m y cuyo diseño es consecuencia racional de las formas de los capiteles orientándose según el eje del tablero ignorando el esviaje del cruce, que sólo queda reflejado en la alineación general de los fustes de cada pila.

El pretensado de ambos tableros se realiza mediante 50 tendones $48 \phi 7$ sistema BBR en el caso de Sagrado Corazón y 50 tendones $50 \phi 7$ para el puente de Ramón y Cajal, en el que además se añaden 40 tendones $24 \phi 7$ de refuerzo sobre apoyos en pilas. No existe pretensado transversal.

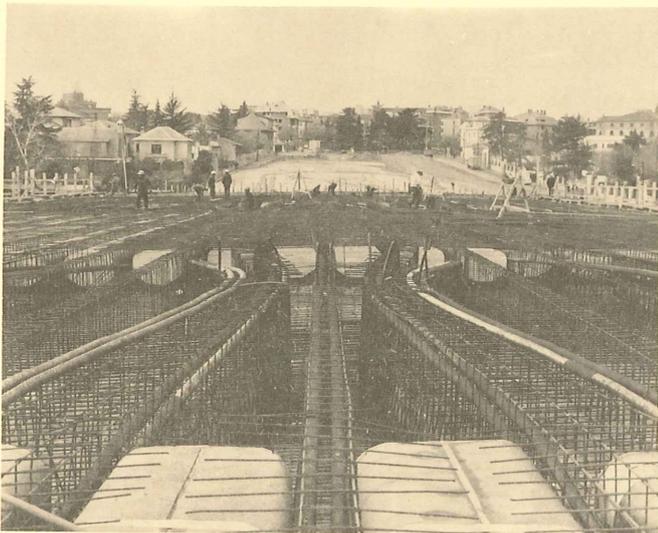
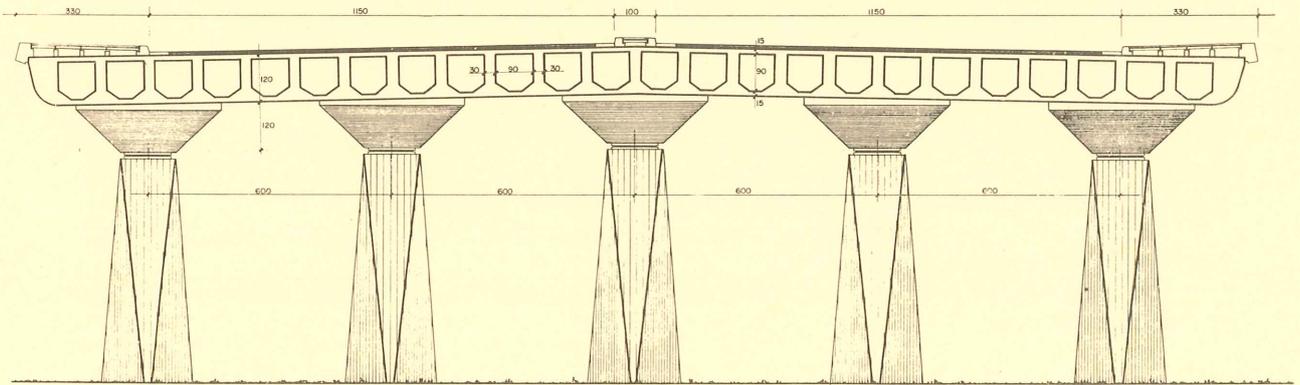
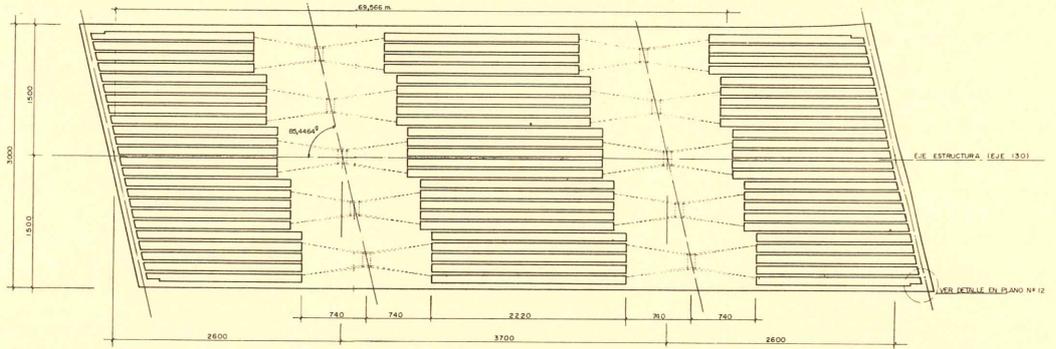
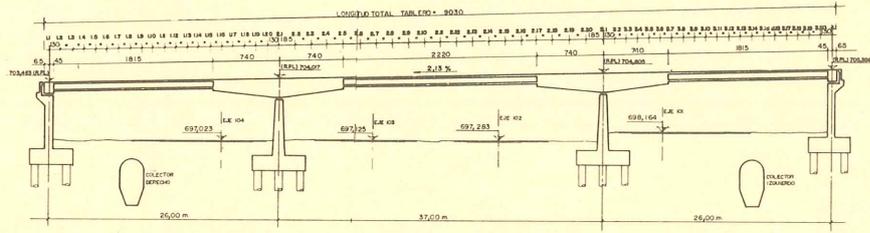
El puente de Sagrado Corazón se cimienta mediante pilotes $\phi 800$ mm de diámetro, siendo la cimentación directa por el paso de Ramón y Cajal.

Ambos puentes fueron construidos sobre cimbra apoyada en el terreno hormigonándose sin interrupción en una sola fase.

FICHA TECNICA

	SAGRADO CORAZON	RAMON Y CAJAL
LONGITUD TOTAL (m)	90,20	110,20
ANCHURA (m)	30,00	30,00
SUPERFICIE (m ²)	2.706	3.306
ESVIAJE	76,50°	77,00°
ESQUEMA ESTATICO	VIGA CONTINUA DE 3 VANOS	VIGA CONTINUA DE 3 VANOS
LUCES (m)	26 - 37 - 26	32 - 45 - 32
SECCION TRANSVERSAL	LOSA ALIGERADA	LOSA ALIGERADA
CANTO SOBRE PILAS (m)	1,80	2,40
CANTO SECCION TIPO (m)	0,90 (h/L = 1/41)	1,20 (h/L = 1/37)
CUANTIAS DE MATERIALES EN TABLEROS		
HORMIGON H-350 (m ³ /m ²)	0,68 m ³ /m ²	0,85 m ³ /m ²
ACERO PASIVO AE-50 (kg/m ²)	45,5	52,4
ACERO DE PRETENSADO $f_{m\acute{a}x} = 170$ (kg/m ²)	24,2	27,7

SAGRADO CORAZON



PUENTE SOBRE EL RIO PARAGUAY. ASUNCION.
 Año 1977

<i>Dirección:</i>	<i>Proyecto:</i>	<i>Construcción:</i>
Ministerio de Obras Públicas y Comunicaciones. Paraguay	Alvaro Fernández, Javier García Lon, Javier Ayala, Agustín Palacín (ICCP)	Entrecanales y Tavora, S.A. Javier Ruiz Alcaín (ICCP) Pretensado: STRONGHOLD

Datos y solución adoptada

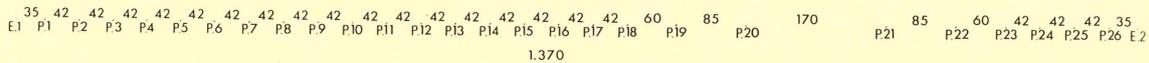
Se trataba de establecer la primera comunicación viaria entre ambas márgenes del río, permitiendo, a su vez, la navegación en éste.

Las imposiciones funcionales eran las siguientes: Ancho del canal de navegación: 150 m.; Gálbos de 29 y 25 m en centro y extremos del canal, respectivamente; Pendiente máxima de la rasante 3,5 por 100 ; Ancho mínimo de espejo de agua: 1.250 m ; Plataforma prevista para 2 vías de circulación de 3,5 m , con arcones de 0,3 m y dos aceras de 2 y 0,9 m.

Se eligió la solución de tablero continuo en cajón, reduciendo a un mínimo las juntas de calzada. El material seleccionado fue el hormigón pretensado.

LADO CHACO

LADO ASUNCION



Descripción

El tablero está compuesto por tres zonas relativamente diferenciadas:

- Un acceso constituido por una viga continua de canto constante y sección en cajón, formada por un vano vecino al estribo de 35 m y 17 vanos de 42 m. Es de destacar que este acceso tiene una longitud sin juntas de 762 m.
- Otro acceso de las mismas características, formado por un vano, vecino al estribo, de 35 m y 3 vanos de 42 m.
- Una zona central sobre el río, formada por un vano principal de 170 m que permite la navegación, dos laterales de 85 m y otros dos, uno a cada extremo, de 60 m. Estos tramos están constituidos por dintel continuo de canto variable, máximo en las dos pilas principales y reduciéndose con intradós parabólico hacia los extremos.

La viga cajón de los accesos tiene un canto constante de 2,20 m , dos almas de 0,35 m en las partes centrales, losa superior de 0,24 m e inferior variable de 0,14 a 0,28 m. El dintel de los vanos centrales tiene un canto variable de 10 m sobre las pilas principales a 2,20 m en el encuentro con el dintel continuo de los accesos, dos almas de 0,46 m y losa inferior de espesor variable entre 1,0 y 0,18 m.



La unión entre accesos y tramo central se realiza mediante apoyos de neopreno-teflón que permiten movimientos horizontales, pero no verticales relativos, actuando como una rótula. Sobre estas dos rótulas existen las únicas juntas de calzada de toda la plataforma, previstas para absorber unos desplazamientos relativos de 66 y 28 cm.

El tramo principal de 170 m. se cierra en clave mediante un pretensado de continuidad, enmarcándolo con dos pilas constituidas por dos pantallas arqueadas que con su gran flexibilidad reducen los momentos flectores provocados en ellas por el acortamiento termohigroscópico del tramo, siendo a su vez lo suficientemente resistentes a pandeo y torsión. Todas las demás pilas son de sección rectangular, huecas, de 2,50 x 5,10 m descansando sobre ellas el tablero por medio de aparatos de apoyo de neopreno-teflón. Las cimentaciones se realizan en su mayor parte con pilotes perforados de 1,6 m. de diámetro, atravesando la capa de arena de unos 15 m de profundidad y empotrándose en la roca subyacente. Sólo dos pilas y un estribo van con cimentación directa.

Los esfuerzos horizontales en los accesos se recogen mediante articulaciones fijas en los estribos, y en la zona central por flexión de las pilas principales.

Construcción

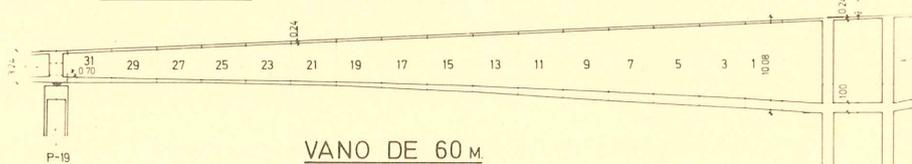
Las cimentaciones por pilotes de ϕ 1,60 se han ejecutado con un equipo especial de perforación para grandes diámetros, con entubación y trépano de rotación con bomba de extracción del material excavado. Para los pilotes en el río se han utilizado pontonas especiales en las que se embarca el equipo. Un recinto tableado empotrado en la arenisca ha permitido el achique y el hormigonado en seco de los encepados.

Las pilas se han construido mediante encofrados deslizantes, tanto las principales como las secundarias.

En el tablero se han empleado varios procedimientos constructivos. El acceso de 18 vanos se ha construido con la ayuda de una cimbra automóvil apoyada en las pilas ya terminadas, hormigonándose cada vez un tramo completo entre los quintos de luz de dos vanos consecutivos. Estos mismos encofrados se han utilizado para el acceso de 4 vanos con la ayuda de una cimbra apoyada sobre el terreno. Los tramos centrales, entre rótulas, se construyen por el sistema de voladizos sucesivos, mediante carros de avance, con dovelas de 4,80 m de longitud. Las últimas dovelas de los vanos laterales de 60 m, próximas a las rótulas, necesitan la ayuda de un atirantamiento provisional con pretensado a ras del tablero, suprimido posteriormente, al dar continuidad al tablero por medio de la rótula.

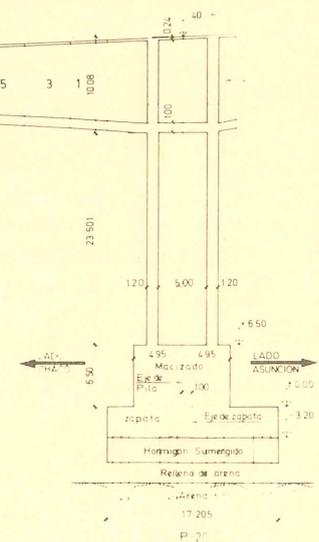
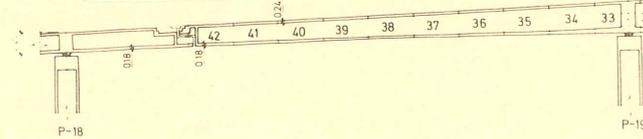
vano de 85 m.

ALZADO - SECCION

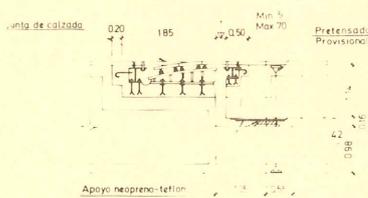


VANO DE 60 M.

ALZADO - SECCION



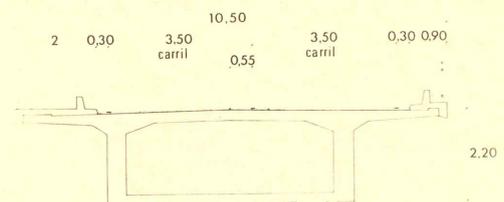
ROTULA



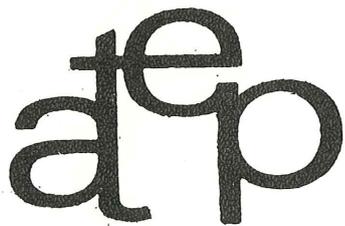
Mediciones

Hormigón en tablero	9.557 m ³	0,66 m ³ /m ²
Hormigón en pilas y estribos	4.297 m ³	
Hormigón en zapatas y encepados	7.305 m ³	
Hormigón en pilotes	4.760 m ³	
Total hormigón armado	25.919 m ³	1,80 m ³ /m ²
Hormigón sumergido en masa	3.210 m ³	
Armadura pasiva	2.800 Tn	195 kg/m ²
Armadura activa	340 Tn	23,6 kg/m ²

SECCION VANOS DE ACCESO



Los valores por m² se refieren a la superficie total del tablero, que es de 14.385 m².



**asociación técnica
española del pretensado**