

hormigón

y ACERO

nº 129

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.

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
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.—Orense, 70. Madrid-20
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).
MEJEXOR, S.A.—Dato, 18-1.º. Vitoria.
LA 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.
TREZAS 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.

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

nº 129

4^{er} trimestre 1978

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	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,—

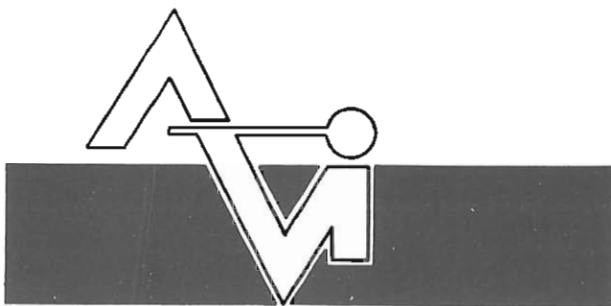
Ni la Asociación ni el Instituto, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, se hacen responsables del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocinen su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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 - APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - MADRID-33

Depósito Legal: M -853-1958

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

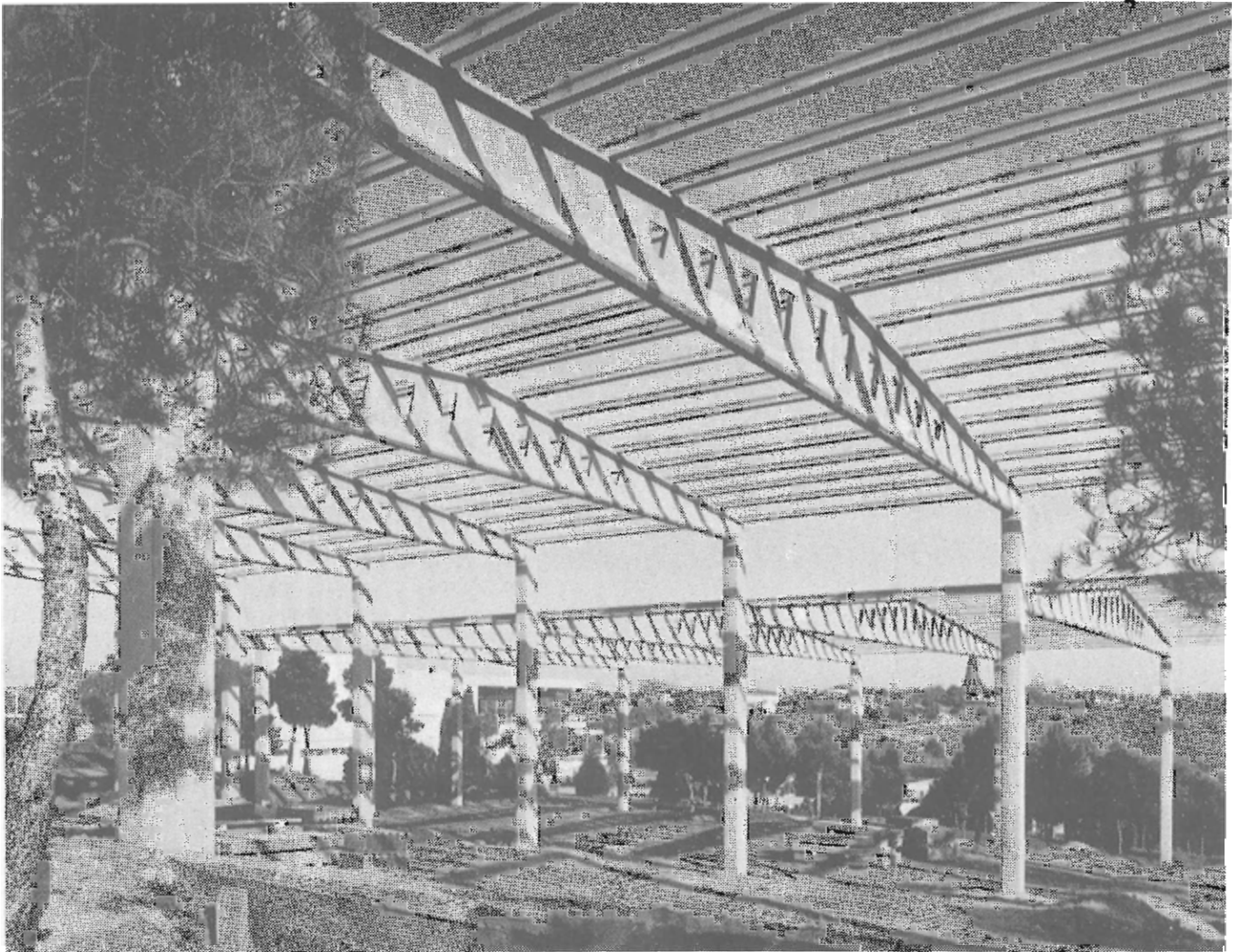


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

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. 129

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

	Pág.
457-0-62	
Un método teórico para el análisis de las piezas de hormigón armado sometidas a esfuerzo cortante y flexión.	9
	Une méthode théorique pour l'analyse des éléments en béton armé sous effort tranchant et flexion.
	A theoretical method for the analysis of reinforced concrete members submitted to shear and bending.
	<i>J.A. López Jamar, V. Solana y S. Meca.</i>
457-0-63	
Comentarios al título 3º del control de la EH-73.....	53
	Observations sur le 3 ^{em} titre du contrôle de l'Instruction EH-73.
	Notes about the 3rd title of the Code EH-73.
	<i>A. González Serrano.</i>
591-2-129	
Los puentes pretensados en el último Congreso de la FIP (Londres, 1978).....	89
	Les ponts en béton précontraint dans le dernier Congrès de la FIP (Londres, 1978).
	Prestressed concrete bridges at the last FIP Congress (London, 1978).
	<i>C. Fernández Casado, J. Manterola y L. Fernández Troyano.</i>

publicación del i.e.t.c.c.

maquinaria de construcción

M. DIAZ DEL RIO Y JAUDENES

Dr. Ingeniero de Caminos,
Canales y Puertos.
Catedrático de Maquinaria.

El autor parte de la base de que la inversión en equipos de maquinaria constituye uno de los actos primordiales en la gestión de la empresa de construcción, dando los criterios más utilizados hasta el momento, a nivel internacional, para el estudio de rentabilidad de dichas inversiones.

En el libro se hace un análisis de los problemas técnico-económicos de la selección de maquinaria de construcción, aportando tanto las soluciones clásicas, como otras sugeridas por la propia experiencia del autor.

Se puede constatar que el estudio de los temas se hace tratando de compatibilizar los puntos de vista del especialista en mecanización de obras con los del financiero que controla las inversiones de maquinaria en la empresa, aspectos estos que son útiles para los propios mandos intermedios que cumplen su misión, tanto en el estudio de las obras como en la realización de las mismas.

La obra es una síntesis de la extensísima documentación en maquinaria auxiliar y medios mecánicos de construcción, lograda mediante descripciones breves y totalmente objetivables de cada uno de los elementos mecánicos que se tratan, esforzándose el autor en suministrar, tanto a los responsables a pie de obra, como a aquellos que tienen en sus manos la economía de la empresa, los parámetros objetivos de la selección de los medios mecánicos y de su empleo técnico. Se complementa con numerosos cuadros y ábacos de fácil empleo, que permiten conocer las condiciones medias de utilización de la mayor parte de las máquinas, además de los elementos de programación actualmente en uso (PERT, GANTT, etc.).

Este libro, por su actualidad, interesará a los Directores de Empresa y a sus principales colaboradores, así como Economistas, Investigadores y estudiantes de cualquier nivel técnico y, en especial, a los Ingenieros y Técnicos de obra, que en su continuo laborar hacen posible el progreso diario de los medios mecánicos puestos a su disposición.

El autor anuncia que a este libro le seguirá otro dedicado a ejemplos prácticos, tomados de la actividad real y cuya próxima aparición indudablemente potenciará la publicación que hoy gloriosamos.

Contiene 29 Capítulos, que comprenden, respectivamente, las siguientes materias:

1.º Consideraciones generales.—2.º Costo de explotación.—3.º El control de maquinaria y su entretenimiento.—4.º Lubricación.—5.º Motores.—6.º Embragues y transmisiones de máquinas de movimiento de tierras.—7.º Neumáticos.—8.º Trenes de rodaje de orugas.—9.º Los explosivos.—10.º Aire comprimido.—11.º Máquinas accionadas por aire comprimido.—12.º Los útiles de perforación.—13.º Voladuras.—14.º Equipos de reconocimiento del terreno (sondeos), clava e hinca.—15.º Ventilación.—16.º Máquinas de elevación.—17.º Condiciones de rodadura.—18.º Las máquinas de carga de tierras.—19.º El tractor.—20.º Los elementos de transporte.—21.º Maquinaria de tratamiento de áridos.—22.º Las hormigoneras.—23.º Cables.—24.º Bombas.—25.º Máquinas específicas de construcción de carreteras.—26.º Maquinaria de vía.—27.º Maquinaria específica de puertos.—28.º Maderas.—29.º Planificación de las obras y mecanización.

**Un volumen encuadernado en eurokote, de 17,3×24,6 cm, compuesto de 563 págs. Madrid, 1974.
Precios: España, 1.400 ptas.; extranjero, \$ 28.**

**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 DEL ATLANTICO-CESA.—La Coruña.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
AZMA, S.A.—Madrid.
BIGUETES, S.L. Elche.—Alicante.
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.
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.
CUMBRE MODULAR, S.A.—Barcelona.
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.
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).
 SAİNCE.—Madrid.
 SENER, S.A.—Las Arenas (Vizcaya).
 SERVICIO DE ESTUDIOS TECNOLOGICOS-MOPU.—Madrid.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
 SIKA, S.A.—Madrid.
 SÒCIEDAD 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 Obras Públicas y Urbanismo.—Madrid.
 TEJERIAS “LA COVADONGA”.—Muriedas de Camargo (Santander).
 TEPESA.—Tarrasa (Barcelona).
 TOSAM, S.L.—Segovia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPESA).—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 DE LA FACULTAD DE INGENIERIA.—Universidad de Buenos Aires. Buenos Aires. Argentina.
 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).

UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTAMARIA.—Valparaiso (Chile)

UNIVERSIDAD DE 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.

Un método teórico para el análisis de las piezas de hormigón armado sometidas a esfuerzo cortante y flexión.

J.A. LOPEZ JAMAR, Dr. Ing. de Caminos
V. SOLANA, Ing. Caminos
S. MECA, Ing. Caminos
Instituto Eduardo Torroja

“Este trabajo ha sido llevado a cabo dentro de un programa de investigación financiado por la Comisión Asesora de Investigación Científico-técnica y la Fundación Juan March, en el Instituto Eduardo Torroja”. Es la versión española de los propios autores del titulado “A theoretical method for the analysis of reinforced concrete members submitted to shear and bending”, publicado en el Bulletin n^o 126 del CEB, diciembre, 1978.

INTRODUCCION

A pesar de los numerosos estudios teóricos y experimentales que han sido publicados, sigue siendo aún necesaria una investigación básica acerca de la resistencia a esfuerzo cortante en vigas de hormigón armado. Así, en la referencia (1) se han señalado las necesidades de estudiar la resistencia última a esfuerzo cortante cuando las fisuras alcanzan un nivel alto en las vigas y de estudiar la influencia de un esfuerzo axial de tracción en la resistencia a esfuerzo cortante; en la referencia (2) LEONHARDT sugiere la necesidad de investigar sobre una extensión de la analogía del modelo de celosía en vigas sometidas a flexión y esfuerzo cortante. En la referencia (3), los autores han señalado la conveniencia de que, a fin de avanzar en el conocimiento del comportamiento de vigas de hormigón armado sometidas a flexión y esfuerzo cortante, sean propuestos y analizados modelos para la progresión de fisuras, para la distribución de tensiones en los estribos, para definir el campo de tensiones en la cabeza comprimida de hormigón y para la compatibilidad de deformaciones.

En este trabajo se intenta dar una solución general a los puntos antes señalados, presentando una teoría básica que constituye una extensión de la analogía de la celosía hiperestática, en la que se tienen en cuenta las rigideces tanto de la región no fisurada como de las bielas formadas entre fisuras sucesivas. Esta teoría determina una aproximación avanzada al comportamiento de vigas de hormigón armado sometidas a flexión y esfuerzo cortante. Por el momento la aproximación se refiere únicamente a vigas de hormigón armado de sección rectangular en las que la rotura ocurre en la zona C definida en la figura 1.

Este artículo incluye los siguientes puntos:

- Un análisis simplificado de la distribución de tensiones en la región no fisurada, realizado a partir de las condiciones de equilibrio interno, considerando la interacción con las bieles de hormigón y con los estribos.
- Un análisis de deformaciones y tensiones en las armaduras longitudinales y transversales, considerando su compatibilidad con relación a las deformaciones medias del hormigón.
- El estudio de las condiciones para obtener los diferentes tipos de rotura.

La aproximación que se hace, conduce necesariamente a un sistema complicado de ecuaciones que debe ser resuelto mediante programas de cálculo. En este trabajo, se presentan algunas aplicaciones numéricas que han sido resueltas haciendo uso del programa elaborado. En la referencia (9) son desarrollados con mayor extensión tanto los puntos principales de la teoría como la deducción de algunas de las ecuaciones obtenidas. En la misma referencia se realiza la comparación entre los resultados de la teoría y los resultados de los ensayos disponibles.

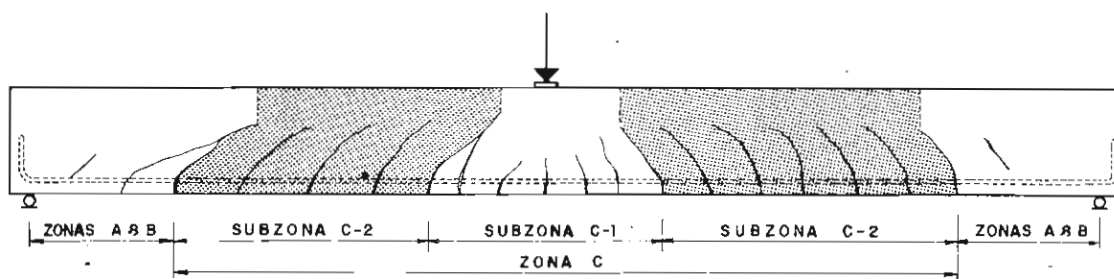


Fig. 1.—Zonas de diferente comportamiento en piezas de hormigón armado. Sólo se dibujan las fisuras principales. (De un ensayo publicado en la ref. [5]).

2. COMPORTAMIENTO MECANICO GENERAL EN LA ZONA C

En la referencia (4) ha sido señalado que pueden ser consideradas dos regiones diferentes en la zona C. Como es conocido, en la proximidad de los puntos de carga y de los puntos de apoyo intermedios de vigas continuas, la fisuración presenta un esquema radial, mientras que en la parte restante de la zona C el esquema de fisuración es aproximadamente paralelo, figura 1; RAJAGOPALAN en la referencia (6) designa las diferentes partes anteriores como subzonas C-1 y C-2 respectivamente.

De acuerdo con las observaciones experimentales, la rotura de vigas de hormigón armado dentro de la zona C, ocurre únicamente en la subzona C-2. Por tanto, se analizará aquí solamente el comportamiento mecánico en esta subzona C-2, considerando para ello las hipótesis generales dadas a continuación.

2.1. Condición de fisuración estabilizada para la subzona C-2

Suponiendo una variación lenta en el momento flector y en el esfuerzo cortante, puede ser aceptado un espaciado uniforme de las fisuras similar al que es adoptado en flexión.

En la teoría se acepta que un estado de fisuración estabilizada, en el cual el esquema de fisuración queda determinado considerando solamente el crecimiento y el avance de las fisuras principales, define con la aproximación suficiente el comportamiento mecánico en la subzona C-2.

Por consiguiente puede ser aceptado como esquema de fisuración estabilizada en la subzona C-2, el definido por las condiciones siguientes:

- a) Paralelismo de las fisuras inclinadas;
- b) Igualdad de la anchura de fisuras para los mismos niveles de profundidad en la viga.
- c) Igualdad de la longitud de las fisuras.

Este esquema determina para cada sollicitación un nivel límite de fisuración estabilizada hasta sollicitaciones muy próximas a las que originan la rotura.

2.2. Criterio de progresión de fisuras y trazado de fisuras principales

Admítase que para un esquema de fisuración estabilizada cualquiera pueden llegar a ser conocidos los valores finitos de las tensiones en el vértice de una fisura, en la condición de elasticidad de deformación plana, correspondientes a una sollicitación de flexión y cortante. Entonces, las tensiones reales en el vértice de la fisura pueden ser caracterizadas por un círculo de Mohr en un diagrama σ - τ , en el cual también haya sido representada la curva de resistencia intrínseca del hormigón.

Cuando el círculo de Mohr que representa las tensiones en el vértice de la fisura es interior a la curva de resistencia intrínseca será aceptado que para la sollicitación correspondiente la fisura no avanza. Cuando el círculo de Mohr es tangente a la curva de resistencia intrínseca, puede ser aceptado que la fisura puede comenzar a avanzar lentamente al incrementar la sollicitación. En este caso, se aceptará que la progresión de la fisura se hará siguiendo la dirección β referida al eje longitudinal del elemento, definida por:

$$\beta = \frac{1}{2} \text{arc tan} \frac{2 \tau}{\sigma_y - \sigma_x} \quad (1)$$

Siguiendo este criterio, para una sollicitación de flexión y cortante creciente en un elemento de hormigón armado, se pueden distinguir tres partes diferenciadas en el trazado de las fisuras principales, figura n° 2:

- a) Un segmento rectilíneo pequeño que va desde la cara inferior de la viga, en ángulo recto con ella, hasta el punto en que se sobrepasa justamente el nivel de la armadura longitudinal. Esta parte corresponde a la formación de fisuras y en ella aparece como dominante la sollicitación de flexión.
- b) Alcanzado el nivel anterior, cuando las tensiones verticales normales tienen valores pequeños, la fisura continúa según un trazado inclinado variando lentamente su pendiente desde β igual a β_{inf} hasta β igual a 45° para el nivel del eje neutro de flexión en la sección de la viga. En este trabajo se asumirá como simplificación un trazado recto con pendiente uniforme desde β_{inf} igual a 45° .
- c) En la parte final de la fisura, las observaciones experimentales coinciden en señalar una pendiente que se reduce progresivamente en el trazado de la fisura, referencias (5) y (6). La pendiente es definida por el ángulo β de la tangente a la curva de trazado de fisura con el eje longitudinal de elemento. Este ángulo puede ser determinado

considerando cada punto del trazado como vértice de fisura, obtenidas las tensiones en éste para aquella sollicitación a partir de la cual tiende a progresar la fisura, según la ecuación [1]. En el caso aquí adoptado correspondiente a tensiones normales verticales de valor reducido la ecuación es la siguiente:

$$\beta = \frac{1}{2} \arctan \frac{2\tau}{\sigma_y} \quad (2)$$

Será aceptada una variación lineal del valor $\tan \beta$, desde $\tan \beta_{\text{inf}}$ a $\tan \beta_0$, siendo β_0 el ángulo que forma la tangente a la línea de trazado de fisura con el eje longitudinal del elemento en el nivel límite de fisuración considerado. De acuerdo con esta hipótesis se obtiene un trazado parabólico para la parte curva de la fisura.

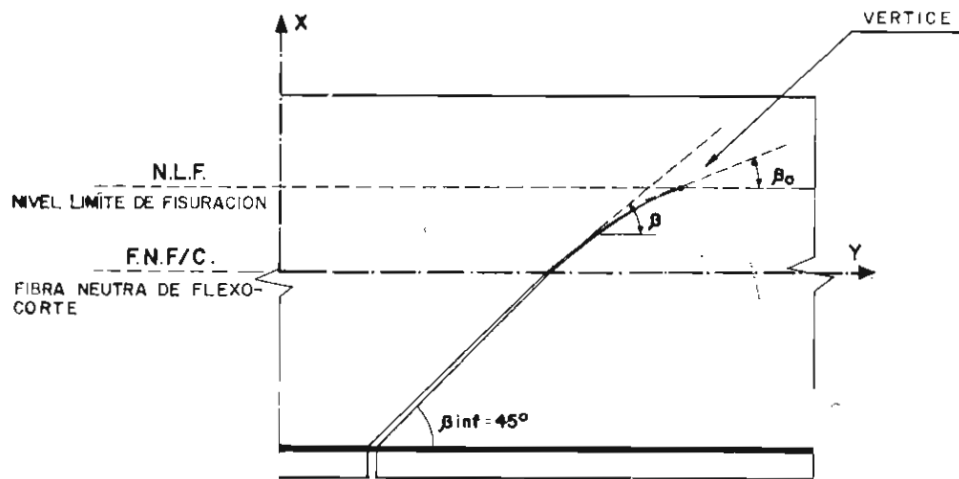


Fig. 2.—Modelo de trazado de fisuras.

2.3. Variación de anchura de fisuras a lo largo de su trazado

De acuerdo con RAJAGOPALAN, ref. (6), quien se ha basado en los ensayos realizados por MAYER, la anchura de fisuras decrece parabólicamente desde el nivel de la armadura a tracción hasta el vértice de la fisura. RAJAGOPALAN asume para la variación de anchura de fisuras una parábola de segundo grado.

Sin embargo aquí se considera necesaria una condición más general para el grado de la parábola que define la variación de anchura de fisuras, que tenga en cuenta los efectos de los recubrimientos de las armaduras y de las cuantías de las armaduras longitudinales y transversales. El grado de la parábola además debe de considerarse en cada caso asociado al trazado de fisuras adoptado.

En orden a simplificar la definición de variación parabólica de la anchura de fisuras, se admitirá aquí que el vértice de la parábola coincide con el nivel de la armadura longitudinal. Esta simplificación puede ser asociada al establecimiento de un máximo de eficiencia de la colaboración resistente de los estribos en la rotura de la viga. En la referencia (9), se indica como la seguridad de esta simplificación puede ser estimada.

3. ANALISIS DE DEFORMACIONES EN LA SUBZONA C-2 Y CONDICION DE COMPATIBILIDAD

3.1. Simplificaciones

Para llevar a cabo el análisis de deformaciones en la subzona C-2 de una viga se establecen previamente las simplificaciones siguientes:

- 1ª.— Considérese dentro de la subzona C-2 un sólido limitado por dos superficies intermedias entre tres fisuras consecutivas hasta el nivel límite de fisuración, y por dos planos verticales que pasan por los puntos intermedios entre dos vértices de fisuras consecutivas, figura 3. De esta manera resultará posible establecer la continuidad a lo largo de la subzona C-2, suponiendo la viga constituida por un conjunto de sólidos similares rígidamente conectados entre sí.

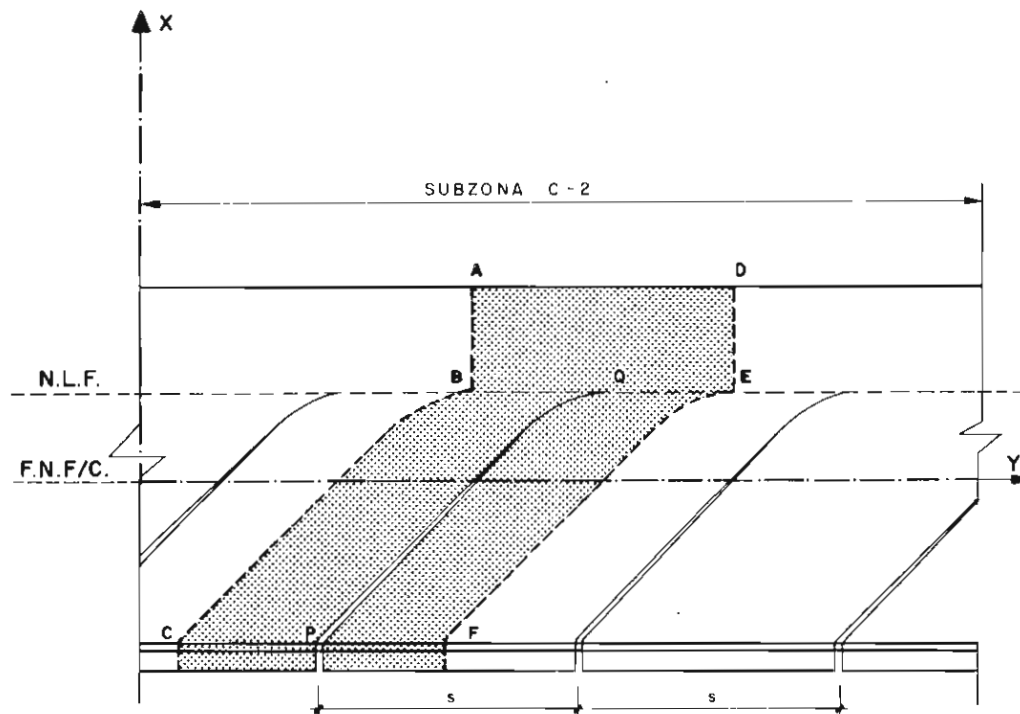


Fig. 3.—Sólido para el análisis de las deformaciones.

Para definir las deformaciones longitudinales medias según el eje del elemento, tanto en la región superior no fisurada, como en la región inferior fisurada, serán consideradas las deformaciones correspondientes a las dos caras extremas del sólido ABCDEF destacado en la figura 3. Por lo tanto, el campo de deformaciones puede ser caracterizado por los desplazamientos relativos correspondientes a la superficie DEF, transformada, después de la deformación del sólido, en la superficie D'E'F', considerando impedidos rígidamente los desplazamientos longitudinales en la cara ABC, tal como se representa en la figura 4.

- 2ª.— Para establecer de una manera sencilla la continuidad de las deformaciones medias alrededor del nivel límite de fisuración, se considerarán las deformaciones medias en el sólido, obtenidas según la dirección perpendicular a las líneas BC y EF.

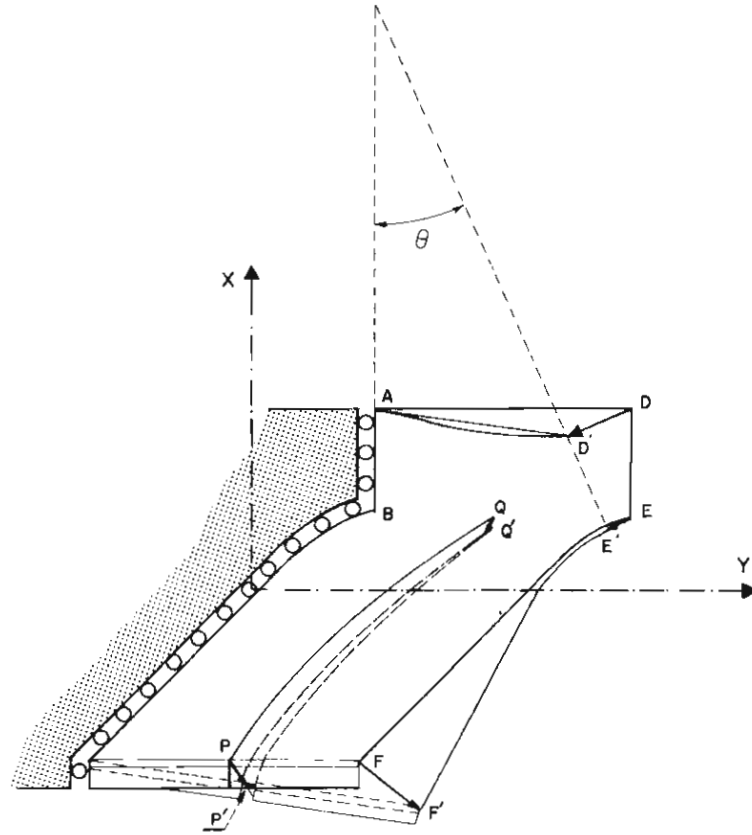


Fig. 4.—Desplazamientos en el sólido.

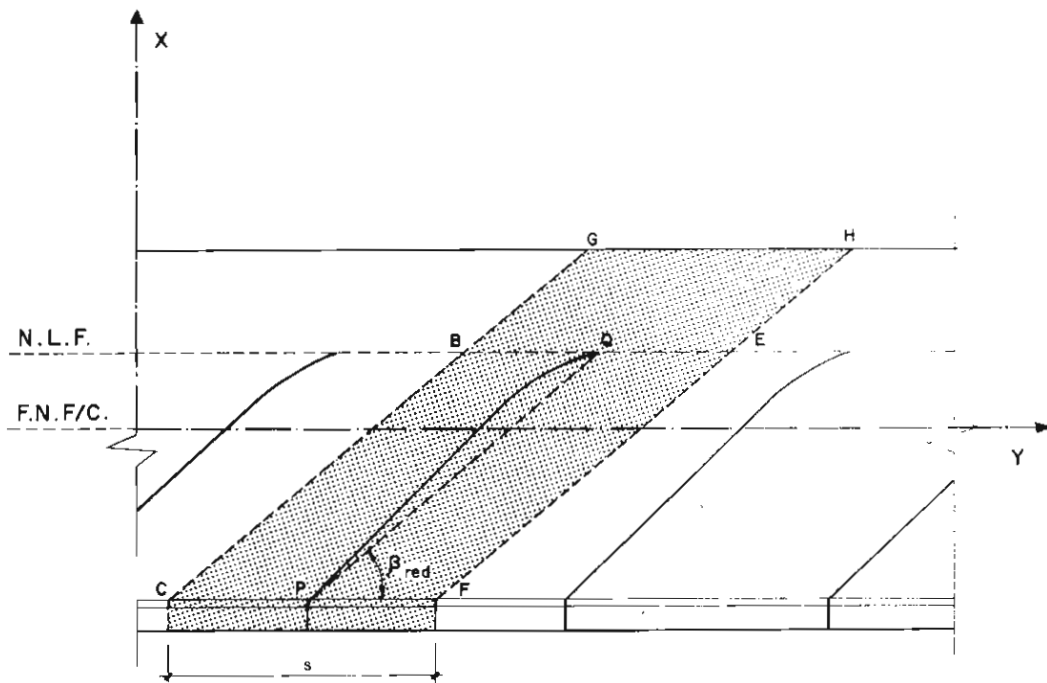


Fig. 5.—Trazado modificado de fisura para la compatibilidad de deformaciones.

Para ello el trazado real de las fisuras se modifica, sustituyéndose la fisura interior al sólido por la línea recta PQ, en la manera que se indica en la figura 5.

3ª .—Se supone, tal como ha sido confirmado en observaciones experimentales por RE - GAN (5) y otros, que las caras planas del sólido en la región no fisurada permanecen planas después de la deformación, fig. 4.

En el caso aquí considerado de que el esfuerzo cortante varíe lentamente a lo largo de la subzona C-2, se adoptará la misma hipótesis anterior para los planos BG y EH en la región no fisurada, fig. 5.

A continuación, partiendo de estas simplificaciones se analizan las deformaciones medias en los niveles próximos al nivel límite de fisuración tanto en la región fisurada como en la no fisurada; finalmente se establecerá una condición de compatibilidad para las deformaciones medias.

3.2. Deformaciones medias en los niveles cercanos al nivel límite de fisuración

Pueden estimarse las deformaciones medias según la dirección perpendicular a la recta PQ en los niveles alrededor del nivel límite de fisuración, teniendo en cuenta el campo real de deformaciones y en él, la distorsión producida por la singularidad de tensiones en el vértice de la fisura. Aquí, y teniendo en cuenta lo indicado en la sección 2.2, la singularidad se refiere a la discontinuidad de la variación de tensiones finitas en el vértice. Un esquema del campo real de tensiones se representa en la figura 6, donde se han dibujado las líneas isostáticas de compresión en la región no fisurada. La variación del campo de deformaciones a lo largo de una cualquiera de las líneas perpendiculares a la recta PQ, que pasan próximas al vértice de la fisura será similar a alguna de las formas representadas en la figura 7, donde se han considerado deformaciones de tracción y de compresión. Las deformaciones medias de compresión, $\epsilon_{\text{OAV}}\beta_{\text{red}}$, pueden ser estimadas a partir de las curvas dibujadas en la figura 7.

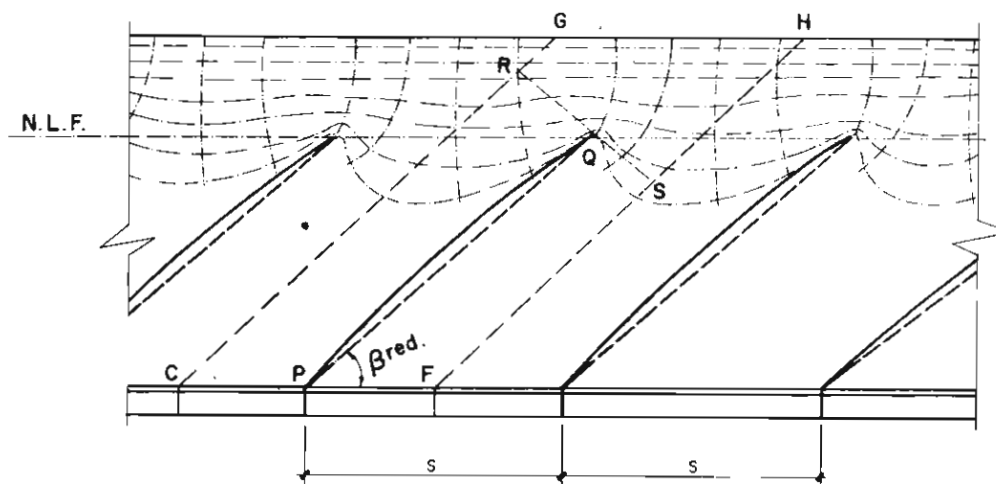


Fig. 6.—Campo de tensiones estimado en la región no fisurada.

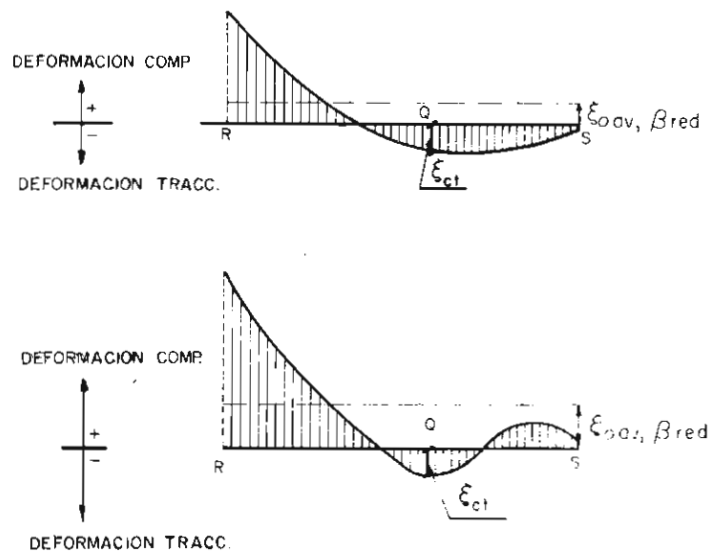


Fig. 7.—Formas posibles para el diagrama de deformaciones unitarias en la línea RS.

En el caso específico de la línea perpendicular a la recta PQ que pasa por el vértice de la fisura, se asumirá que la deformación real en el vértice será la correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón, ϵ_{ct} , siendo entonces,

$$\xi_{oav, \beta red} = -k_o \xi_{ct} \quad (3-a)$$

$$\xi_{ct} = \lambda_c \cdot \frac{f_{ct}}{E_c} \quad (3-b)$$

siendo k_o un parámetro variable de acuerdo con la forma asumida para el diagrama de deformaciones de la figura 7.

Se debe resaltar que aunque la deformación real en el vértice de la fisura es de tracción, la deformación media a lo largo de la línea RS, fig. 6, resulta ser de compresión. Este es el significado correspondiente al signo menos en la ecuación [3] anterior.

3.3. Deformaciones medias en la región no fisurada

De acuerdo con la simplificación 3^a dada en la sección 3.1, las deformaciones medias longitudinales, ϵ_{xav} , en la región no fisurada tienen una variación lineal entre $\epsilon_{csup,av}$ y ϵ_{oav} , figura 8. Igualmente, las deformaciones medias en la dirección ortogonal a la línea PQ correspondiente al trazado modificado de las fisuras, $\epsilon_{cxav, \beta red}$, tienen una variación lineal desde $\epsilon_{csupav, \beta red}$ a $\epsilon_{oav, \beta red}$. Estas deformaciones están relacionadas entre sí, a cada nivel, según la ecuación.

$$\xi_{cxav, \beta red} = \xi_{cxav} \cdot \cos^2 \beta red \quad (4)$$

En el caso particular correspondiente al nivel de la fibra más comprimida de la región no fisurada, para x igual a x_c en la ecuación [4] se obtiene.

$$\xi_{c \text{ sup av}, \beta \text{ red}} = \xi_{c \text{ sup av}} \cdot \cos^2 \beta \text{ red} \quad (5)$$

Teniendo en cuenta la relación entre $\epsilon_{c \text{ sup av}, \beta \text{ red}}$ y $\epsilon_{o \text{ av}, \beta \text{ red}}$ correspondiente a la simplificación 3ª anterior, puede escribirse el gradiente de deformaciones medias según la expresión,

$$\text{grad } \xi_{c \text{ x av}, \beta \text{ red}} = \cos \beta \text{ red} \cdot \frac{d \xi_{c \text{ x av}, \beta \text{ red}}}{dx} \quad (6)$$

o, análogamente, teniendo en cuenta la ecuación [3],

$$\text{grad } \xi_{c \text{ x av}, \beta \text{ red}} = \cos \beta \text{ red} \cdot \frac{\xi_{c \text{ sup av}, \beta \text{ red}} + K_0 \xi_{ct}}{x_c - x_0} \quad (7)$$

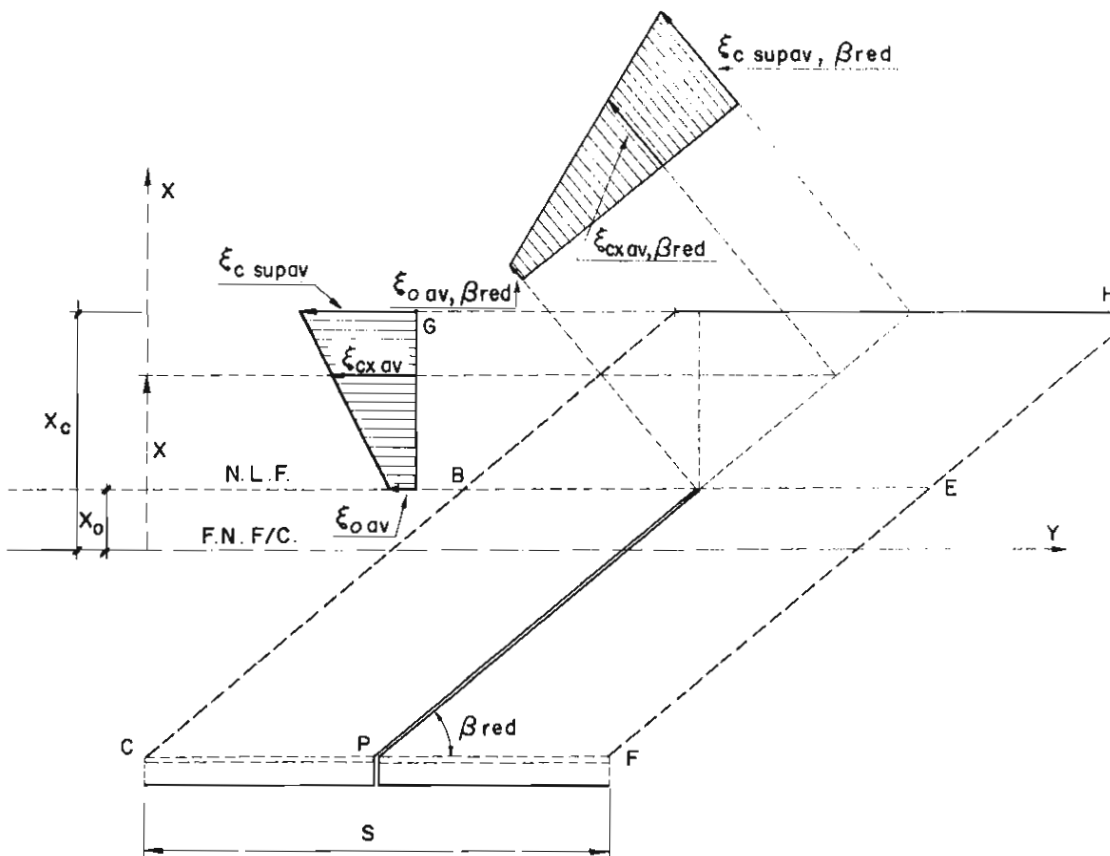


Fig. 8.—Deformaciones unitarias medias en la región no fisurada.

3.4. Deformaciones medias en la región fisurada

Admítase que en esta región, la deformación media de la armadura longitudinal ϵ_{slav} , puede ser obtenida teniendo en cuenta el efecto “stiffening” que representa la colaboración del hormigón que rodea las barras longitudinales en la deformación de éstas.

Entonces, la deformación media correspondiente al nivel de la armadura longitudinal, según la dirección ortogonal al trazado modificado de las fisuras, $\epsilon_{slav, \beta_{red}}$, viene dada por la ecuación,

$$\xi_{slav, \beta_{red}} = \text{sen } \beta_{red} \cdot \xi_{slav} \quad (8)$$

De una parte, de acuerdo con la sección 2.3, ha sido admitida una variación parabólica del ancho de fisuras. De otra parte, siguiendo una aproximación para el comportamiento de la subzona C-2 similar a la que se hace en el análisis de fisuración en flexión, se admitirá que la deformación media en dirección ortogonal al trazado de la fisura es proporcional al ancho de fisura. Estas consideraciones conducen a poder aceptar una variación parabólica en las deformaciones medias con el mismo grado que el admitido para la variación de anchura de fisuras.

El vértice de la parábola que representa la variación de deformaciones medias será colocado al nivel de la armadura longitudinal de tracción en la región fisurada siguiendo el criterio de máxima eficiencia de estribos que se ha señalado en 2.3.

De lo anterior se concluye que puede ser aceptada para representar las deformaciones medias en la región fisurada, una curva parabólica, que va desde $\epsilon_{oav, \beta_{red}}$ a $\epsilon_{slav, \beta_{red}}$, de un cierto grado n y cuyo vértice está al nivel de la armadura longitudinal de tracción, tal y como se indica en la figura 9.

De acuerdo con esto, el gradiente de deformaciones medias en el nivel límite de fisuración viniendo desde la región fisurada se da por la expresión.

$$(\text{grad } \xi_{xav, \beta_{red}})_o = \cos \beta_{red} \cdot \frac{n(\xi_{oav, \beta_{red}} - \xi_{slav, \beta_{red}})}{d - x_c + x_o} \quad (9)$$

3.5. Condición de compatibilidad de deformaciones medias

En orden a establecer la continuidad del sólido representado en la figura 5 después de la deformación, es necesaria una condición de compatibilidad entre las deformaciones medias en ambas regiones fisurada y no fisurada. Tal condición es aquí establecida por igualación de los gradientes de deformaciones medias en el nivel límite de fisuración definidos por las expresiones [7] y [9], en la forma siguiente:

$$(\text{grad } \xi_{cxav, \beta_{red}})_o = (\text{grad } \xi_{xav, \beta_{red}})_o \quad (10)$$

Se debe señalar que para analizar la resistencia a esfuerzo cortante de una viga no es necesario establecer aquí otra condición de compatibilidad referente a las deformaciones transversales según la dirección del trazado modificado de fisuras. Sin embargo, cuando se analicen estados límites de servicio en elementos sometidos a flexión y esfuerzo cortante será necesario completar la condición de compatibilidad definida por la ecuación [10] con otra relativa a deformaciones transversales.

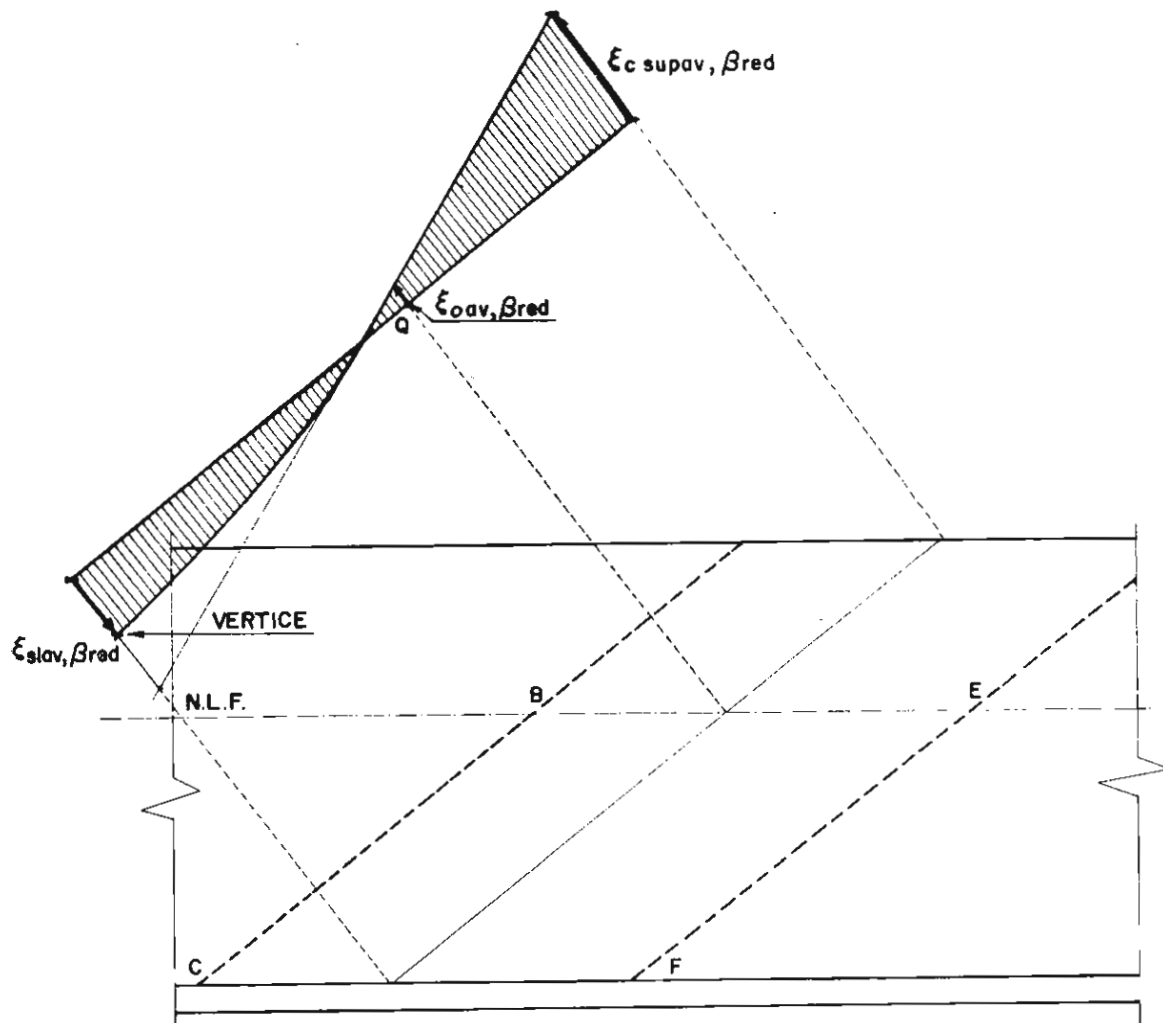


Fig. 9.—Deformaciones unitarias medias en el sólido.

Hay que observar también, que para establecer la compatibilidad de deformaciones según la ec. [10] no han sido considerados los efectos pasador de las armaduras, ni de engranamiento de áridos en las caras de la fisura, de posible influencia en el comportamiento mecánico de la subzona C-2.

4. ANALISIS DE TENSIONES EN LA SUBZONA C-2

4.1. Alcance y bases del análisis tensional

El análisis tensional en la cabeza de compresión de hormigón y en las armaduras longitudinales y transversales correspondientes respectivamente a las regiones fisurada y no fisurada de la pieza se hace a continuación en las secciones 4.3 y 4.4.

Las tensiones a ser obtenidas en la cabeza de compresión del hormigón son las correspondientes a los puntos que pertenecen a la sección vertical, en la pieza, que pasa por el vértice de una fisura. Las tensiones en las armaduras longitudinal de tracción y transversales a ser obtenidas son las correspondientes a aquellos puntos donde las barras atraviesan las curvas que definen el trazado real de las fisuras. En la figura 10 se indica una sección completa en la pieza donde se va a hacer la determinación de tensiones.

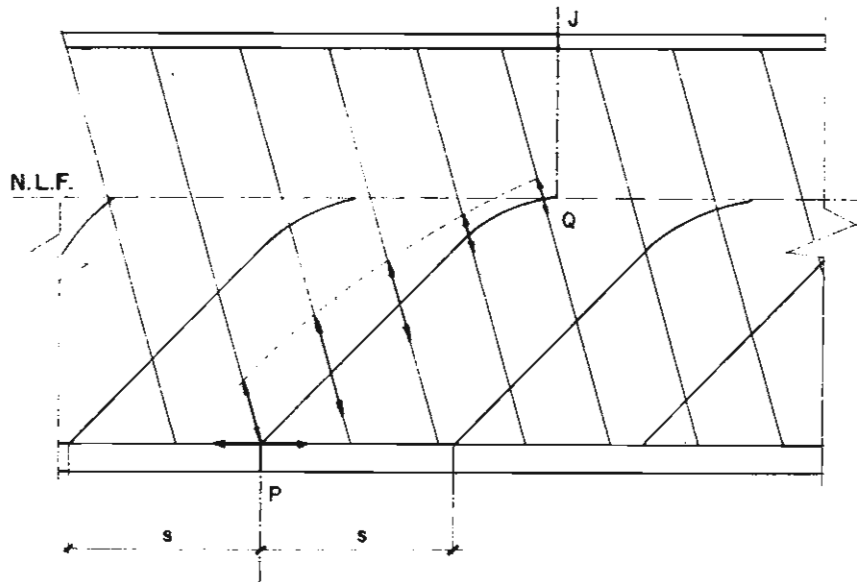


Fig. 10.—Sección compuesta donde se definen las tensiones.

Para mayor facilidad el análisis se plantea siguiendo un modelo similar al esquema clásico adoptado en la analogía mecánica de la celosía hiperestática. El análisis tensional de la subzona C-2 se hará considerando un nuevo sólido, señalado en la figura 11, cuyas caras laterales son definidas por dos fisuras consecutivas y por dos planos verticales que pasan por los vértices de las mismas fisuras.

La correspondencia entre tensiones y deformaciones a lo largo de la subzona C-2 puede hacerse teniendo en cuenta las relaciones entre los dos tipos de sólido, representados en las figuras 3 y 11, que se utilizan para el análisis de deformaciones y de tensiones, respectivamente.

Siguiendo la referencia (7), se asumirán las siguientes condiciones como propias de la subzona C-2 en una viga:

Condición 1ª. La sollicitación de esfuerzo axial es constante a lo largo del elemento.

Condición 2ª. La sollicitación de esfuerzo cortante varía lentamente en la subzona C-2.

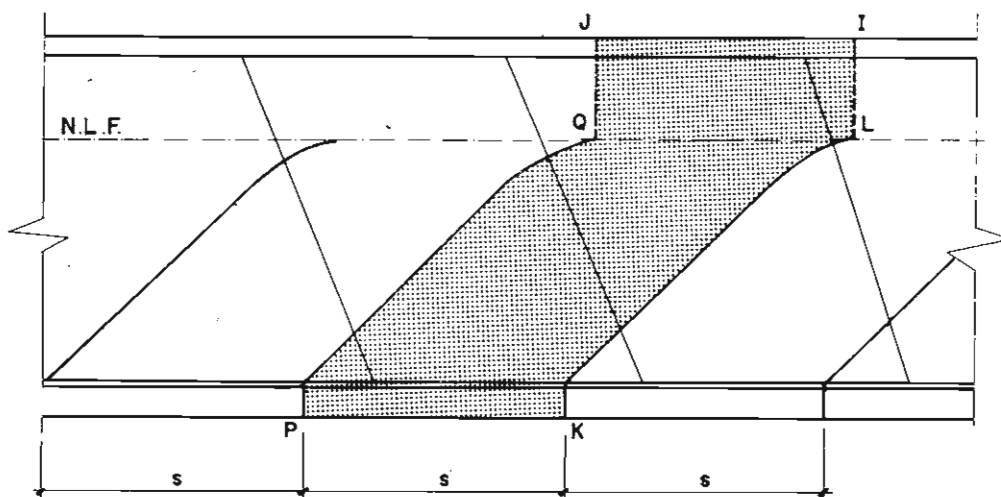


Fig. 11.—Sólido para el análisis tensional.

Igualmente se considerará, como es usual, una tercera condición según la cual la armadura transversal está distribuida uniformemente y está contenida en planos paralelos e igualmente espaciados. De igual forma que en la referencia (7), se considera aquí que, como consecuencia de las condiciones anteriores pueden establecerse las siguientes simplificaciones en el análisis tensional:

Simplificación 1ª.— El brazo interno de palanca entre la resultante total de las tensiones normales de compresión en una sección vertical, por encima del nivel límite de fisuración, y la resultante de las tensiones de tracción en la armadura longitudinal, varía lentamente en la subzona C-2.

Simplificación 2ª.— Las tensiones de los diferentes estribos, considerados a igual nivel en las sucesivas secciones fisuradas definidas en la fig. 10, varían muy lentamente a lo largo de la subzona C-2 y por tanto serán consideradas iguales a una y otra cara del sólido definido en la figura 11, donde se hace el análisis tensional.

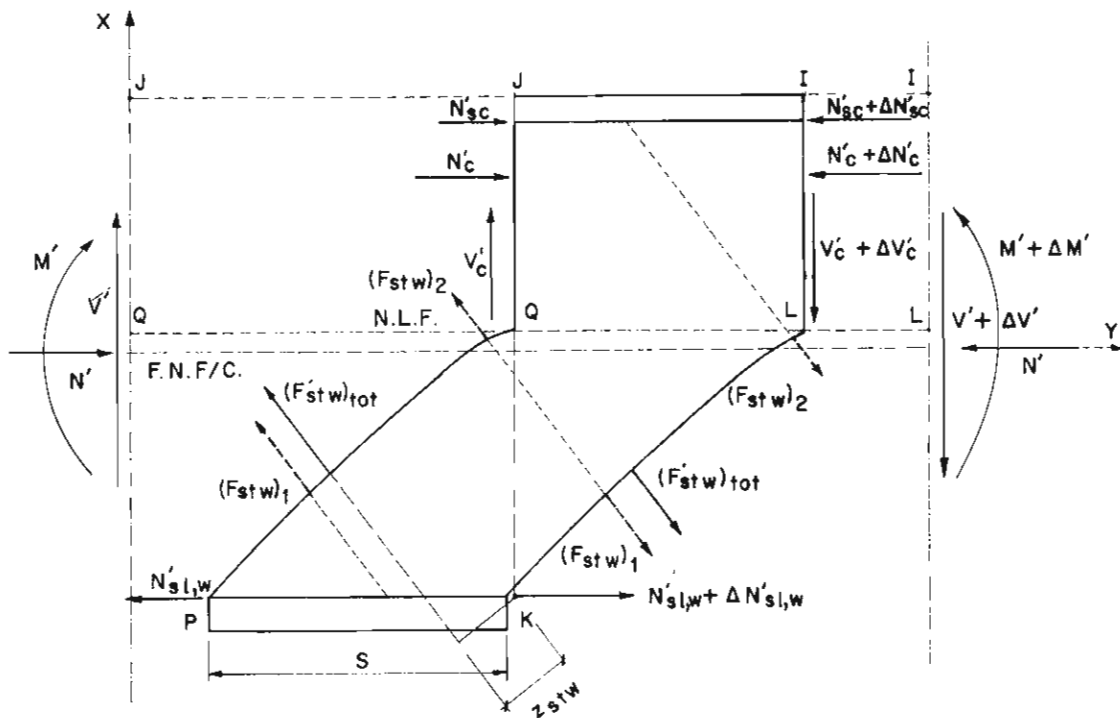


Fig. 12.—Solicitaciones y resultantes de tensiones.

En la figura 12 se indican las solicitaciones y las resultantes parciales de tensiones en las diferentes partes del sólido consideradas, referidas a una anchura unitaria de la viga, que se han representado en dicha figura teniendo en cuenta las anteriores condiciones y simplificaciones establecidas.

4.2. Resultantes de tensiones y valores medios de tensiones en el plano del nivel límite de fisuración

A fin de obtener el campo de tensiones en el sólido indicado en la figura 11, se considerarán aquí dos partes separadas del mismo que corresponden, respectivamente, a las regiones por encima y por debajo del nivel límite de fisuración. Estas partes corresponden a las regiones no fisurada y fisurada de la pieza.

Una hipótesis complementaria puede ser considerada en el análisis: admitir que el comportamiento del sólido en la proximidad del nivel límite de fisuración, donde las tensiones alcanzan valores reducidos, es lineal y elástico. En esta hipótesis, deben considerarse excluidos aquellos puntos situados alrededor de los vértices de las fisuras y muy próximos a éstos, donde las tensiones serán consideradas finitas en razón a que en ellos debe ser necesariamente admitido un compartamiento elasto-plástico para el hormigón.

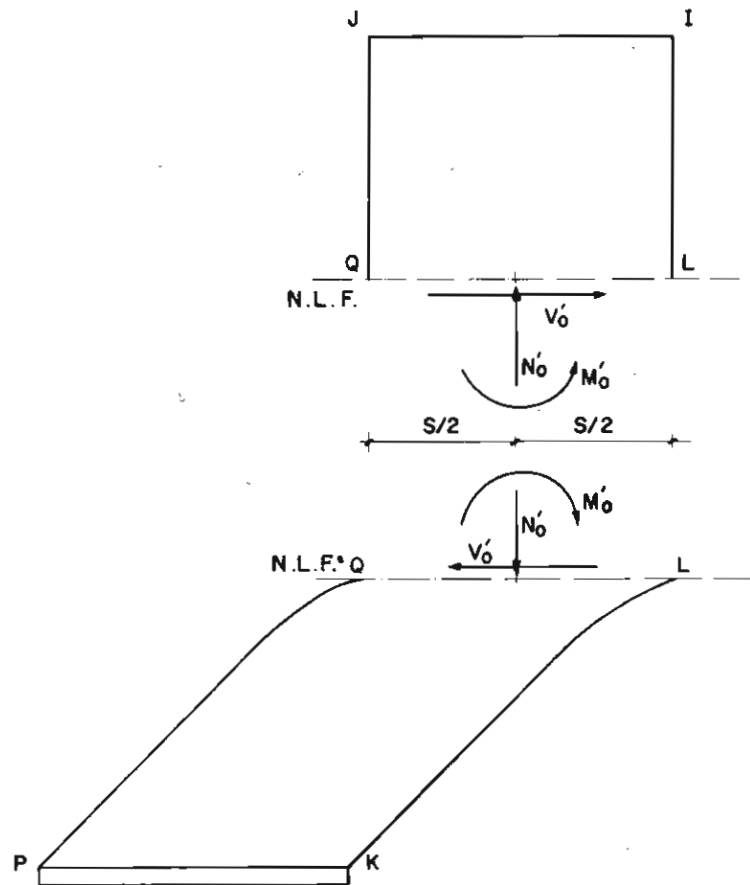


Fig. 13.—Momento resultante y fuerzas en el plano del nivel límite de fisuración.

Sean M_0 , N_0 y V_0 , respectivamente, el momento resultante y las fuerzas resultantes en la sección horizontal plana que separa las dos partes del sólido consideradas, representadas en la figura 13. Considerando, por conveniencia en el análisis, las tensiones medias normales y tangenciales en el mismo plano, pueden ser adoptadas las siguientes expresiones para las fuerzas resultantes.

$$V_0 = b \cdot s \cdot \tau_{0 \text{ av}} \quad (11-a)$$

$$N_0 = b \cdot s \cdot \sigma_{x0 \text{ av}} \quad (11-b)$$

El significado mecánico de M_0 , N_0 y V_0 es el de los esfuerzos en la cabeza de las bielas formadas entre fisuras según el plano horizontal correspondiente al nivel límite de fisuración.

4.3. Análisis tensional en la región no fisurada

4.3.1. Condiciones de borde y solución general adoptadas

El análisis de tensiones en la región no fisurada, se realiza considerando un sólido de anchura unitaria. Para ello, las fuerzas y momentos en el sólido se referirán a una anchura unitaria y serán designadas, en este caso, con el símbolo prima ('). En la figura 14 se han representado las fuerzas y momentos resultantes en las caras de la parte superior del sólido, JQLI, cuando éste se considera seccionado por el plano del nivel límite de fisuración.

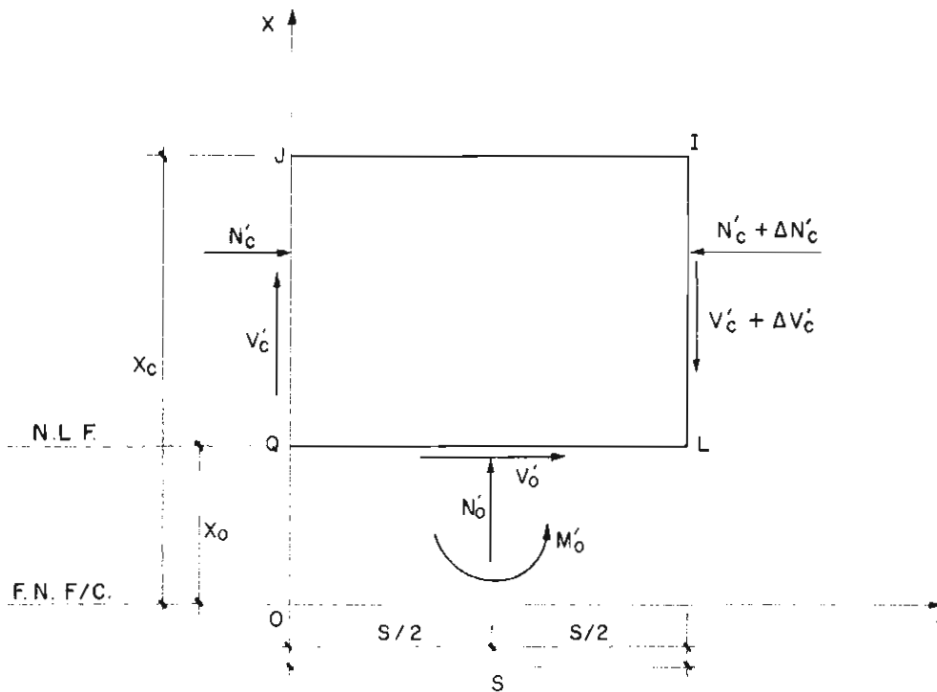


Fig. 14.—Resultantes de tensiones y momento en la región no fisurada.

El análisis se hace con referencia a los ejes OX y OY señalados en la figura 14.

Las condiciones de borde para las tensiones establecidas aquí son las siguientes:

1ª.— En el plano JI correspondiente a la fibra más comprimida del sólido, definido por la profundidad x_c :

$$\tau(x_c, y) = 0 \quad (12-a)$$

$$\sigma_x(x_c, y) = 0 \quad (12-b)$$

2ª.— En los planos verticales correspondientes a los planos JQ o IL, respectivamente, teniendo en cuenta la hipótesis de deformación plana dada en la sección 3.1, se considerará para las tensiones normales σ_y una función parabólica de 4º grado. Esta función estará relacionada directamente con los diagramas tensión-deformación para el hormigón sometido a compresión usualmente admitidos.

Las condiciones de equilibrio de fuerzas y momentos en el sólido JQIL determinan las siguientes ecuaciones:

$$\Delta N'_C = V'_O \quad (13-a)$$

$$\Delta V'_C = N'_O \quad (13-b)$$

$$M'_O = S[V'_C(o) + \Delta V'_C] - (X_{Nc} - X_O) V'_O - (s/2) \cdot N'_O \quad (13-c)$$

De las ecuaciones [13-a] y [11-a] se deduce:

$$\Delta N'_C = s \cdot \tau_{O \text{ av}} \quad (14)$$

En orden a simplificar el análisis, de acuerdo con las hipótesis establecidas en la sección 4.1, se asumirá la siguiente condición para la variación de la resultante de tensiones normales según planos verticales, a lo largo del sólido:

$$\frac{d^2 N'_C (y)}{dy^2} = Q \quad (15)$$

Por lo tanto, será adoptada para definir la variación total de la resultante de tensiones normales en las secciones verticales JQ e IL, la expresión siguiente:

$$\Delta N'_C = s \cdot \frac{d N'_C (y)}{dy} \quad (16)$$

Una solución posible al problema planteado, relacionada aquí exclusivamente con las condiciones de equilibrio interno de tensiones en el sólido, resulta de asumir que las tensiones normales σ_y sean representadas por la expresión:

$$\sigma_y (x,y) = F_1 (x) \cdot N'_C (y) + F_2(x) \cdot F_3(y) \quad (17)$$

El tipo de funciones correspondiente al primer sumando de la ecuación [17] es el que ordinariamente es aceptado en las soluciones a los problemas de flexión en vigas. El segundo sumando en la ecuación [17] representa la modificación del campo de tensiones debida al efecto de la biela inclinada, que es dado aquí por el momento y las fuerzas resultantes M'_O , N'_O y V'_O . En ambos términos la dependencia de las variables x e y ha sido considerada separadamente.

Teniendo en cuenta la hipótesis dada en la sección 2.1 para el esquema de fisuración estabilizada, es necesario también considerar la periodicidad de las tensiones con el espacio - miento (separación) entre fisuras a lo largo de la subzona C-2. Como una aproximación a la condición de periodicidad de las tensiones, se admitirá aquí una variación sinusoidal simple para la función $F_3 (y)$, de período s :

$$F_3 (y) = \text{sen} \frac{2\pi y}{s} \quad (18)$$

4.3.2. Expresiones generales para las tensiones normales longitudinales

En este artículo será considerada una función parabólica de 4º grado para representar el diagrama real tensión-deformación en el hormigón sometido a compresión simple. De acuerdo con el tipo de función propuesto resulta:

$$\sigma_y(x, 0) = f_c \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] \quad (19-a)$$

$$\sigma_y(x, s) = f_c \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(s)} \right]^4 \right] \cdot \Delta N'_c \quad (19-b)$$

donde la función $x_u(y)$ define para cada plano vertical la situación de un punto en correspondencia con la deformación unitaria última $\epsilon_{c,ult}$ en el diagrama tensión-deformación del hormigón considerado.

Teniendo en cuenta la variación lineal de $N'_c(y)$, ésta puede ser expresada por:

$$N'_c(y) = N'_c(0) \left[\frac{\Delta N'_c}{N'_c(0)} \cdot \frac{y}{s} + 1 \right] \quad (20)$$

siendo:

$$N'_c(0) = \int_{x_0}^{x_c} f_c \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] dx \quad (21)$$

La función $F_1(x)$ en la ecuación [17], es seleccionada aquí en la forma siguiente:

$$F_1(x) = f_c \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] / N'_c(0) \quad (22)$$

A fin de simplificar las expresiones, en lo que sigue las tensiones se considerarán normalizadas con respecto a la tensión f_c . De esta forma, la ecuación [17] se transforma en:

$$\sigma_y^*(x, y) = \frac{F_1(x) N'_c(y)}{f_c} + \frac{F_2(x) F_3(y)}{f_c} \quad (23)$$

siendo,

$$\sigma_y^*(x, y) = \frac{\sigma_y(x, y)}{f_c} \quad (24-a)$$

Sustituyendo en la ecuación [23] las expresiones correspondientes a [20] y [22] resulta para las tensiones normales longitudinales:

$$\sigma_y^*(x,y) = \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] \cdot \left[\frac{\Delta N_c^*}{N^*(0)} \cdot \frac{y}{s} + 1 \right] + \frac{F_2(x) \cdot F_3(y)}{f_c} \quad (25)$$

Habiendo sido normalizada en la ecuación [25] la fuerza $N'_c(y)$, análogamente a [24-a], según la relación:

$$N^*(y) = \frac{N'(y)}{f_c} \quad (24-b)$$

4.3.3. Expresiones para las tensiones tangenciales y tensiones normales verticales

Las ecuaciones de equilibrio interno en el cuerpo son:

$$\frac{\delta \sigma_y^*(x,y)}{\delta y} + \frac{\delta \tau^*(x,y)}{\delta x} = 0 \quad (27-a)$$

$$\frac{\delta \sigma_x^*(x,y)}{\delta x} + \frac{\delta \tau^*(x,y)}{\delta y} = 0 \quad (27-b)$$

De la primera de las ecuaciones de equilibrio interno [27-a], se obtiene teniendo en cuenta la ecuación [14], normalizada según la relación [24-b], una expresión general para las tensiones tangenciales:

$$\tau^*(x,y) = - \frac{\tau_{0av}^*}{N_c^*(0)} \int \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] dx - \frac{1}{f_c} \cdot \frac{dF_3(y)}{dy} \cdot \int F_2(x) dx \quad (28)$$

De la expresión [28] considerando la segunda ecuación de equilibrio interno [27-b] se obtiene una expresión general para las tensiones normales verticales:

$$\sigma_x^*(x,y) = \frac{1}{f_c} \cdot \frac{d^2 F_3(y)}{dy^2} \int \rho_2(x) dx \quad (29)$$

siendo $\rho_2(x)$ una función integral:

$$\rho_2(x) = \int F_2(x) dx \quad (30)$$

La expresión [29], teniendo en cuenta la forma de $F_3(y)$ seleccionada en la ecuación [18] resulta:

$$\sigma_x^*(x,y) = - \frac{1}{f_c} \cdot \frac{4\pi^2}{s^2} \cdot \sin \frac{2\pi y}{s} \int \rho_2(x) dx \quad (31)$$

Se adopta ahora una expresión polinómica general de tercer grado para la función integral de $\varphi_2(x)$:

$$\int \varphi_2(x) dx = Ax^3 + Bx^2 + Cx + D \quad (32)$$

Introduciendo la condición de borde [12-b], se deduce la siguiente expresión general para tensiones verticales normales:

$$\sigma_x^*(x,y) = -\frac{4\pi^2}{s^2 f_c} \sin \frac{2\pi y}{s} \left[A(x^3 - x_c^3) + B(x^2 - x_c^2) + C(x - x_c) \right] \quad (33)$$

Llamando $\varphi_1(x)$ a la primera expresión integral en la ecuación [28] tal que:

$$\int \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] dx = \varphi_1(x) + E \quad (34)$$

y teniendo en cuenta las ecuaciones [30] y [32], resulta la siguiente expresión general para las tensiones tangenciales:

$$\tau^*(x,y) = -\frac{\tau_{0av}^*}{N_c^*(0)} \left[\varphi_1(x) + E \right] - \frac{1}{f_c} \frac{2\pi}{s} \cos \frac{2\pi y}{s} (3Ax^2 + 2Bx + C) \quad (35)$$

Imponiendo la condición de borde [12-a], los siguientes valores son obtenidos para las constantes E y C en las ecuaciones [34] y [35]:

$$E = -\varphi_1(x_c) \quad (36-a)$$

$$C = -(3Ax_c^2 + 2Bx_c) \quad (36-b)$$

Por consiguiente las nuevas expresiones para las tensiones tangenciales y para las tensiones normales verticales en el sólido JQIL son:

$$\tau^*(x,y) = -\frac{\tau_{0av}^*}{N_c^*(0)} \left[\varphi_1(x) - \varphi_1(x_c) \right] - \frac{1}{f_c} \frac{2\pi}{s} \cos \frac{2\pi y}{s} \cdot \left[3A(x^2 - x_c^2) + 2B(x - x_c) \right] \quad (37)$$

$$\sigma_x^*(x,y) = -\frac{1}{f_c} \frac{4\pi^2}{s^2} \cdot \sin \frac{2\pi y}{s} \left[A(x^3 - x_c^3) + B(x^2 - x_c^2) - (3Ax_c^2 + 2Bx_c)(x - x_c) \right] \quad (38)$$

4.3.4. Expresiones para las tensiones en el nivel límite de fisuración

Derivando la expresión de $\tau^*(x,y)$ dada por [37] con relación a la variable x y teniendo en cuenta la primera ecuación de equilibrio interno [27-a], se obtiene una expresión general para las tensiones normales longitudinales:

$$\sigma_y^*(x,y) = \frac{\tau_{0av}^*}{N_c^*(0)} \cdot \frac{d\varphi_1}{dx} \int dy + \frac{1}{f_c} \sin \frac{2\pi y}{s} \cdot (6Ax + 2B) \quad (39)$$

La expresión anterior es concordante con el tipo de expresión general [17] teniendo en cuenta la ecuación [34].

Una relación entre las constantes A y B en la ecuación [39], se puede obtener considerando una variación lineal, tal como se estableció en la ec. [15], de $N_c^*(y)$:

Por una parte, de la ecuación [39] se deduce:

$$N_c^*(y) = \frac{\tau_{0av}^*}{N_c^*(0)} \int dy \int_{x_0}^{x_c} \frac{d\rho_1(x)}{dx} dx + \frac{1}{f_c} \sin \frac{2\pi y}{s} \int_{x_0}^{x_c} (6Ax + 2B) dx \quad (40)$$

Esta ecuación anterior, teniendo en cuenta las ecuaciones [21] y [34] se reduce a:

$$N_c(y) = \left[\frac{\Delta N_c}{N_c^*(0)} \cdot \frac{y}{s} + 1 \right] \cdot N_c^*(0) + \frac{1}{f_c} \sin \frac{2\pi y}{s} \left[3A(x_c^2 - x_0^2) + 2B(x_c - x_0) \right] \quad (41)$$

Para que se verifique la linealidad de $N_c^*(y)$ es necesario que:

$$3A(x_c^2 - x_0^2) + 2B(x_c - x_0) = 0 \quad (42)$$

De donde se obtiene la siguiente relación:

$$B = -\frac{3}{2} A (x_c + x_0) \quad (43)$$

Introduciendo la relación [43] en las expresiones generales antes obtenidas, resultan las siguientes expresiones para las tensiones tangenciales y las tensiones normales longitudinales y verticales:

$$\tau^*(x,y) = -\frac{\tau_{0av}^*}{N_c^*(0)} \left[\rho_1(x) - \rho_1(x_c) \right] - \frac{6A\pi}{s} \cdot \frac{1}{f_c} \cdot \cos \frac{2\pi y}{s} \left[x^2 - x(x_0 + x_c) + x_0 x_c \right] \quad (44)$$

$$\sigma_x^*(x,y) = -\frac{A}{f_c} \cdot \frac{4\pi^2}{s^2} \sin \frac{2\pi y}{s} \cdot \left[x^3 - x_c^3 - \frac{3}{2}(x^2 - x_c^2)(x_c + x_0) + 3x_c x_0(x - x_c) \right] \quad (45)$$

$$\sigma_y^*(x,y) = \left[\frac{\Delta N_c}{N_c^*(0)} \cdot \frac{y}{s} + 1 \right] \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] + \frac{3A}{f_c} \sin \frac{2\pi y}{s} \left[2x - x_c - x_0 \right] \quad (46)$$

Particularizando en las ecuaciones anteriores para los puntos contenidos en el plano del nivel límite de fisuración, resulta:

$$\tau^*(x_0,y) = \tau_{0av}^* \quad (47)$$

$$\sigma_x^*(x_0,y) = -\frac{A}{f_c} \frac{2\pi^2}{s^2} \sin \frac{2\pi y}{s} \cdot [x_c - x_0]^3 \quad (48)$$

$$\sigma_y^*(x_0,y) = \left[\frac{\Delta N_c}{N_c^*(0)} \cdot \frac{y}{s} + 1 \right] \left[1 - \left[1 - \frac{x_0}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] + \frac{3A}{f_c} \sin \frac{2\pi y}{s} [x_0 - x_c] \quad (49)$$

De aquí se deducen las siguientes conclusiones del análisis:

Conclusión 1ª. Las tensiones tangenciales según un plano horizontal a lo largo del nivel límite de fisuración son uniformes, de valor constante τ_{0av}^* .

Conclusión 2ª. Las tensiones normales verticales según un plano horizontal a lo largo del nivel límite de fisuración tienen una variación senoidal, con valores nulos en los puntos correspondientes a vértices de fisuras y en el punto medio entre vértices sucesivos de fisuras.

Conclusión 3ª. Las tensiones normales longitudinales a lo largo del nivel límite de fisuración varían según dos términos, uno lineal y otro senoidal.

Las conclusiones anteriores se dan de una forma gráfica en la figura 15.

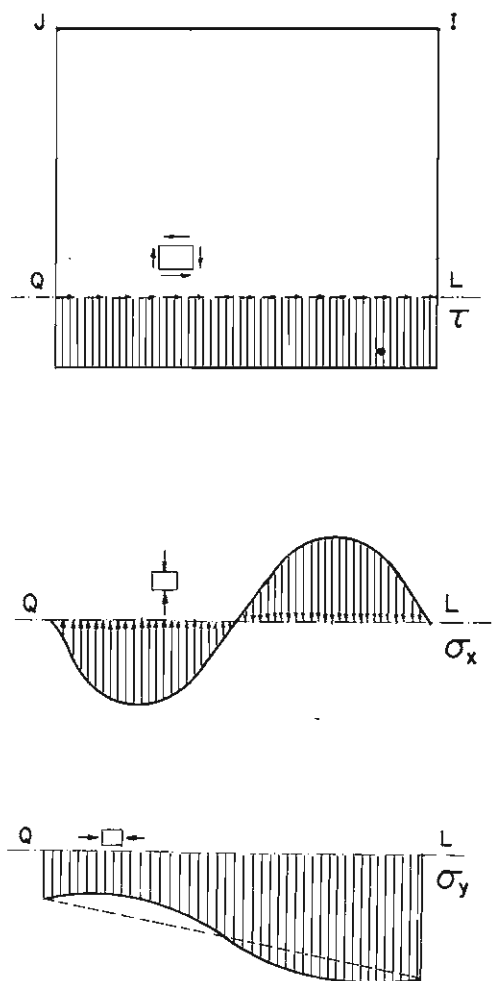


Fig. 15.—Tensiones en el nivel límite de fisuración.

4.3.5. Expresiones finales para las tensiones en la región no fisurada

De acuerdo con las ecuaciones [47] y [48], las expresiones para las resultantes de tensiones en el plano del nivel límite de fisuración son:

$$N_0^* = 0 \quad (50-a)$$

$$V_0^* = \tau_0^* \cdot s \quad (50-b)$$

El momento resultante de las tensiones normales verticales, referido al punto central, en el plano del nivel límite de fisuración se obtiene por:

$$M_0^* = -2 \int_0^{s/2} \left[\frac{s}{2} - y \right] \cdot \sigma_x^*(x_0, y) dy \quad (51)$$

Sustituyendo $\sigma_x^*(x_0, y)$ correspondiente a la ecuación [48] e integrando [51] resulta, para el valor de la constante A , la relación siguiente:

$$A = \frac{M_0^* \cdot f_c}{\pi (x_c - x_0)^3} = \frac{M_0}{\pi (x_c - x_0)^3} \quad (52)$$

De aquí, sustituyendo el valor de A obtenido en las ecuaciones [44], [45], y [46], resultan las siguientes expresiones finales para las tensiones tangenciales y para las tensiones normales longitudinales y verticales:

$$\tau^*(x, y) = -\frac{\tau_0^*}{N_c^*(0)} \left[\varphi_1(x) - \varphi_1(x_c) \right] - \frac{6 M_0^*}{s (x_c - x_0)^3} \left[(x - x_0) (x - x_c) \right] \cdot \cos \frac{2\pi y}{s} \quad (53)$$

$$\sigma_x^*(x, y) = -\frac{4\pi^2}{s^2} \cdot \frac{M_0^*}{(x_c - x_0)^3} \cdot \sin \frac{2\pi y}{s} \left[x^3 - x_c^3 - \frac{3}{2} (x^2 - x_c^2) (x_c + x_0) + 3 x_0 x_c (x - x_c) \right] \quad (54)$$

$$\sigma_y^*(x, y) = \left[\frac{\Delta N_c^*}{N_c^*(0)} \cdot \frac{y}{s} + 1 \right] \left[1 - \left[1 - \frac{x}{x_{ult}(0)} \right]^4 \right] + \frac{3 M_0^*}{\pi (x_c - x_0)^3} \sin \frac{2\pi y}{s} \left[2x - x_c - x_0 \right] \quad (55)$$

Se puede añadir una nueva conclusión al análisis. Las tensiones tangenciales en los planos verticales JQ e IL, obtenidas particularizando la ec. [53] han sido representadas en la figura 16, habiéndose separado los dos sumandos correspondientes a la misma ecuación [53]. El primer sumando, fig. 16-a, representa una variación parabólica de 5° grado, desde el valor τ_0^* en el punto correspondiente a x_0 , hasta el valor cero en el punto correspondiente a x_c . El segundo sumando, fig. 16-b, representa una variación parabólica de 2° grado con valores nulos en ambos extremos correspondientes a x_0 y x_c y con un valor máximo en el punto intermedio. La suma de los términos anteriores, fig. 16-c, define la forma general de las funciones $\tau_0^*(x, 0)$ y $\tau^*(x, s)$, que determina un valor máximo de la tensión tangencial en el interior de la zona no fisurada y un valor τ_0^* en el vértice de fisuras.

4.3.6. Observaciones al análisis tensional

- 1ª. Es importante señalar que el modo en que se ha llevado el análisis tensional, permite considerar cualquier tipo de diagrama contínuo tensión-deformación para el hormigón. Cuando se consideren otros tipos de diagramas, los resultados serán análogos, variando únicamente la forma del primer sumando de la ecuación [53] correspondiente a las tensiones tangenciales.
- 2ª. Se ha obtenido, como una conclusión del análisis realizado, que la resultante de tensiones verticales normales N_0^* en el plano del nivel límite de fisuración es nula. Esta conclusión y con ello, el análisis realizado, serán realistas solamente

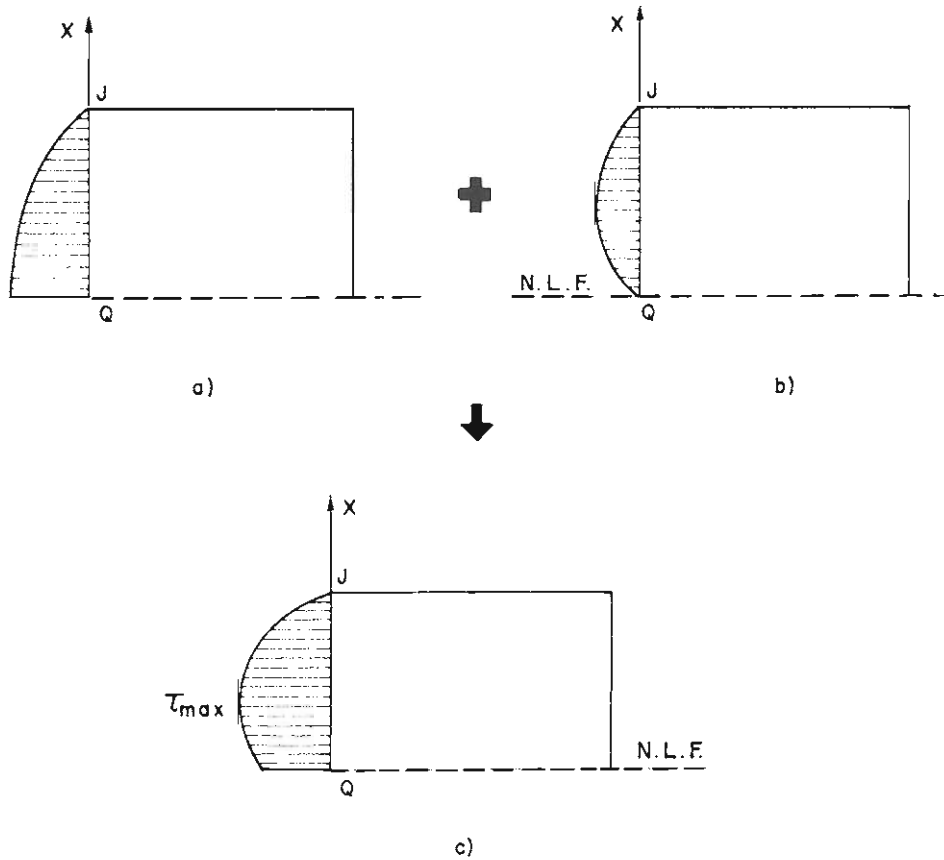


Fig. 16.—Tensiones tangenciales en sección vertical.

cuando las resultantes de las fuerzas de los estribos en las caras opuestas del sólido analizado, sean iguales. Esta condición implica un espaciamiento entre fisuras que sea múltiplo de la separación de estribos, tal como se ha considerado en la figura 12. Cuando la condición anterior no se verifique puede también aceptarse la validez del análisis, como aproximación, ya que, cuando los estribos se van plastificando el valor de la resultante decrece hasta un valor muy pequeño. Un análisis más completo sobre este punto se da en la referencia (9).

- 3ª. De modo similar a como se hace en el análisis de flexión de piezas, se aceptará que la armadura de compresión no modifica los resultados del análisis tensional en la región no fisurada. Por ello, la resultante de las tensiones en esta armadura se considerará separadamente cuando se establezcan las condiciones de equilibrio del sólido.

Siguiendo la referencia (8) se aceptará para los propósitos de éste análisis un diagrama tensión-deformación para el acero en las armaduras de compresión definido por:

$$\text{para } \begin{cases} \sigma_{sc} \leq 0,7 f_{sc} \\ \sigma_{sc} = \xi_{sc} E_{sc} \end{cases} \quad (56-a)$$

$$\text{para } \begin{cases} f_{sc} \geq \sigma_{sc} > 0,7 f_{sc} \\ \sigma_{sc} + 0,823 \left[\frac{\sigma_{sc}}{f_{sc}} - 0,700 \right]^5 E_{sc} = \xi_{sc} \cdot E_{sc} \end{cases} \quad (56-b)$$

4.4. Análisis de la región fisurada.

Para evitar la complejidad que representa el análisis tensional en la región fisurada es necesario introducir una simplificación adicional. Esta simplificación consiste en aceptar que las funciones que representan las tensiones en el plano horizontal del nivel límite de fisuración, no son modificadas por la distribución relativa de las fuerzas actuantes sobre una biela correspondientes a las armaduras longitudinales y transversales que la atraviesan.

En consecuencia el análisis de la región fisurada puede reducirse a la determinación de las tensiones en las barras en aquellos puntos en que atraviesan la fisura, en relación con las deformaciones medias entre las caras del sólido limitado por dos fisuras consecutivas, representado en las figuras 11 y 12, y a la obtención de las resultantes de tensiones correspondientes a la armadura longitudinal y transversal.

4.4.1. Modelo general adoptado para el comportamiento general de una barra que atraviesa una fisura

Cuando las barras sean ortogonales a los trazados de las fisuras y estén relativamente alejadas del vértice de aquéllas, puede aceptarse la teoría del “bond slip” modificada por FERRY BORGES, ref. (8), que considera la rotura de adherencia entre el acero y el hormigón en la proximidad de los bordes de la fisura y la influencia del recubrimiento en la separación entre fisuras.

4.4.1.1. Anchura de fisura donde una barra atraviesa la fisura

De acuerdo con la teoría indicada, puede establecerse una relación entre la anchura de fisura y la deformación media longitudinal considerando ambas magnitudes medidas en la dirección de la barra, dada en forma aproximada por la expresión siguiente:

$$W = \xi_{sav} \cdot S \quad (61)$$

La expresión [61] corresponde al caso en que se mantiene durante la deformación el paralelismo entre las caras de la fisura, figura 17-a.

En el caso hipotético de una barra embebida en un prisma de hormigón, que atraviesa una fisura en dirección inclinada con respecto a ésta, manteniéndose la dirección original de la barra, puede aceptarse una expresión análoga a la [61], siendo entonces S_α , ϵ_{sav} y w_α referidas a la dirección de la barra, figura 17-b. Tal caso correspondería a establecer en el prisma de hormigón unos cortes transversales inclinados, con anterioridad a la deformación de aquél.

En el caso de un elemento de hormigón armado sometido a flexión y cortante, figura 17-c, cuando las fisuras se abren oblicuamente a la dirección de la barra, es necesario también tener en cuenta que la barra se encurva entre las caras de una fisura, apareciendo entonces un desplazamiento relativo en la dirección normal a la longitudinal de la barra. En este caso la expresión [61] se transforma en la siguiente:

$$W_{\beta+90} = S_\alpha \cdot \xi_{sav, \alpha} \sin(\alpha + \beta) \quad (62)$$

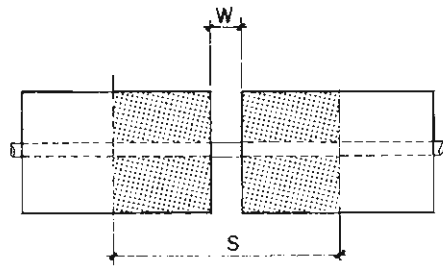


FIGURA 17-a

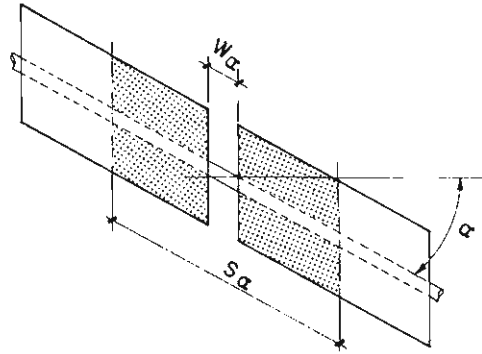
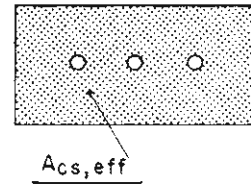


FIGURA 17-b

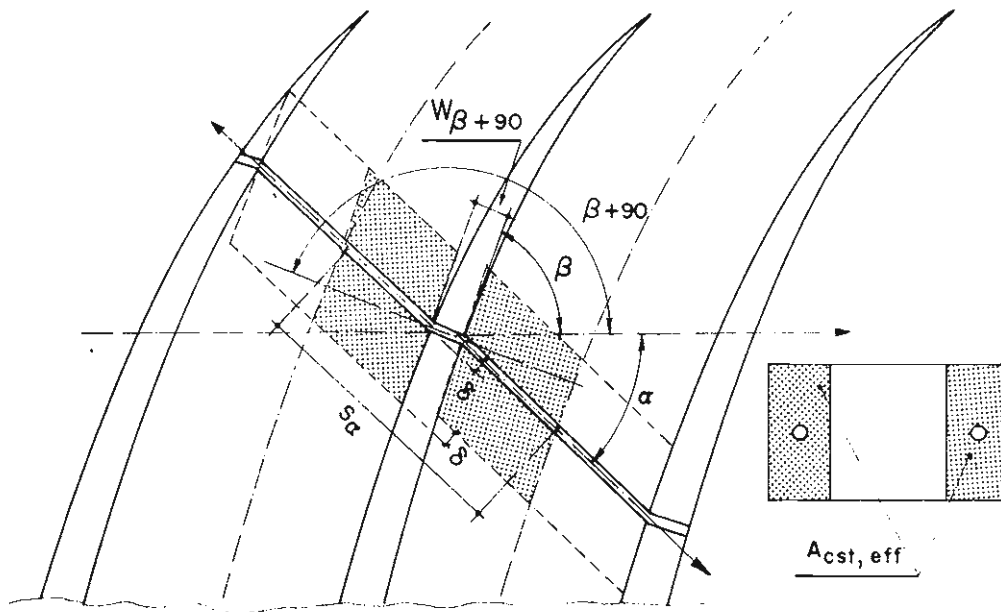
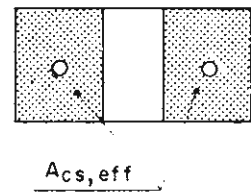


FIGURA 17-C

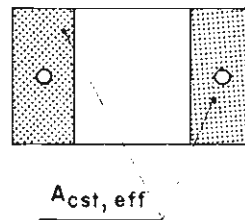


Fig. 17. Deformaciones en zona fisurada.

En el mismo caso anterior, cuando la barra corresponde a la armadura longitudinal, el ángulo α es cero y para el ángulo β deberá ser adoptado el de la pendiente inicial de la fisura inclinada, figura 18.

Por lo tanto, para la armadura longitudinal resulta a partir de la ecuación [62],

$$W_{\beta_{inf} + 90} = s \cdot \xi_{sav} \cdot \sin \beta_{inf} \quad (63)$$

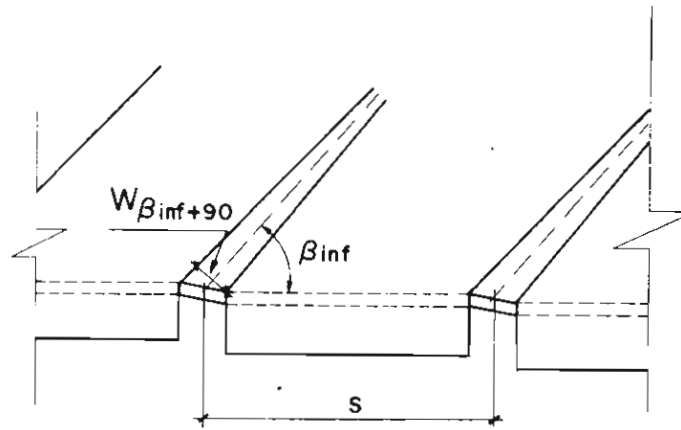


Fig. 18.—Modelo de anchura de fisuras en el nivel de la armadura de tracción.

4.4.1.2. Tensiones en las barras en los puntos donde atraviesan la fisura

En los casos correspondientes a un grupo de barras ortogonales a una fisura, figura 17-a, y a un grupo de barras no ortogonales a una fisura en el que no existe desplazamiento lateral de la barra figura 17-b, pueden asumirse, siguiendo la referencia (8), las siguientes expresiones para las tensiones de las barras en los puntos en que atraviesan la fisura,

$$\begin{aligned} \text{Para } \sigma_{sw} &\leq 0,7 f_{sult} \\ \sigma_{sw} &= \xi_{sav, \alpha} E_s + \frac{K_{s\alpha} \cdot \sigma_{cr}}{\rho_{s\alpha}} \end{aligned} \quad (64-a)$$

$$\begin{aligned} \text{Para } f_{sult} &\geq \sigma_{sw} \geq 0,7 f_{sult} \\ \sigma_{sw} + 0,823 \left[\frac{\sigma_{sw}}{f_{sult}} - 0,700 \right]^5 E_s &= \xi_{sav, \alpha} E_s + \frac{K_{s\alpha} \cdot \sigma_{cr}}{\rho_{s\alpha}} \end{aligned} \quad (64-b)$$

Donde, $\rho_{s\alpha}$ se refiere a la sección efectiva, cobaricéntrica con la armadura, normal a la dirección de las barras, $A_{cs,eff}$, representada en la figura 17.

y $K_{s\alpha}$ es un coeficiente asociado a la dirección de la armadura considerada y a la forma de medir la cuantía.

Las expresiones [64-a] y [64-b] tienen en cuenta el efecto "stiffening" del hormigón que rodea la barra, en la forma que corresponde a un estado de fisuración estabilizada, tal y como se representa en el diagrama tensión-deformación media en la figura 19.

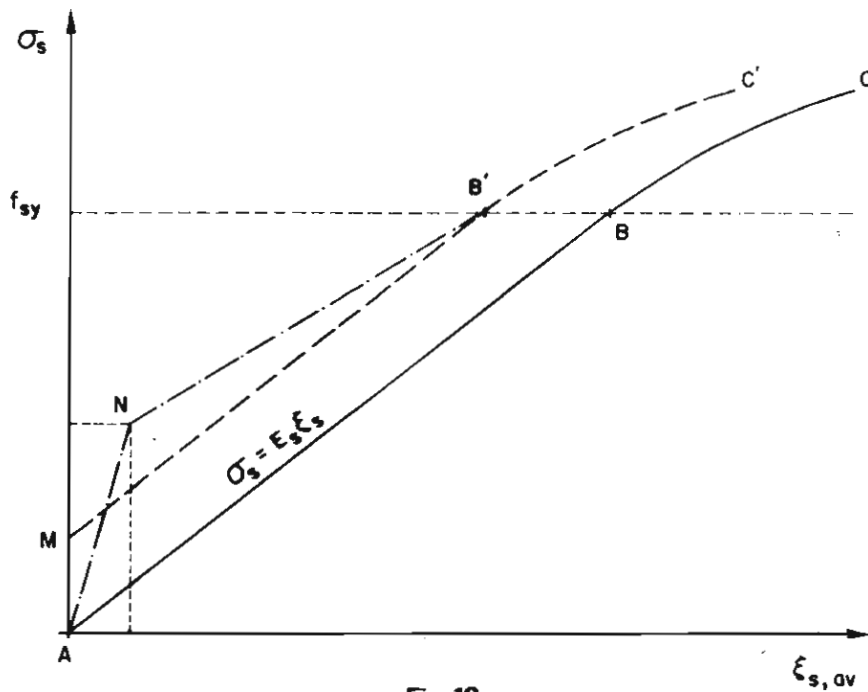


Fig. 19.

En el caso real de un elemento sometido a flexión y a esfuerzo cortante donde ocurre el desplazamiento lateral de las barras, figura 17-c, las expresiones anteriores pueden considerarse transformadas para cada una de las armaduras transversales en las siguientes,

para $\sigma_{st,\alpha,w} \leq 0,7 f_{st}$

$$(\sigma_{st,\alpha,w})_j = (\xi_{stav,\alpha})_j E_{st} + \frac{(K_{st,\alpha})_j \cdot \sigma_{cr}}{\rho_{st,\alpha} \cdot \sin(\alpha + \beta)} \quad (65-a)$$

para $f_{st} \geq \sigma_{st,\alpha,w} > 0,7 f_{st}$

$$(\sigma_{st,\alpha,w})_j + 0,823 \left[\frac{(\sigma_{st,\alpha,w})_j}{f_{st}} - 0,700 \right]^5 \cdot E_{st} = (\xi_{stav,\alpha})_j \cdot E_{st} + \frac{(K_{st,\alpha})_j \cdot \sigma_{cr}}{\rho_{st,\alpha} \cdot \sin(\alpha + \beta)} \quad (65-b)$$

donde $\rho_{st,\alpha}$ es referido a una sección efectiva, cobaricéntrica con cada armadura transversal, normal a la dirección de las barras, $A_{cst,eff}$ representada en la figura 17-c.

y $(K_{st,\alpha})_j$ es un coeficiente, asociado a la dirección de las barras transversales, variable para cada armadura transversal según sea su localización al atravesar la fisura.

Para las armaduras longitudinales, se consideran las expresiones siguientes:

para $\sigma_{sl,w} \leq 0,7 f_{sl}$

$$\sigma_{sl,w} = \xi_{slav} \cdot E_{sl} + \frac{K_{sl} \cdot \sigma_{cr}}{\rho_{sl} \cdot \sin \beta_{inf}} \quad (66-a)$$

para $f_{sl} \geq \sigma_{sl,w} > 0,7 f_{sl}$

$$\sigma_{sl,w} + 0,823 \left[\frac{\sigma_{sl,w}}{f_{sl}} - 0,700 \right]^5 \cdot E_{sl} = \xi_{slav} \cdot E_{sl} + \frac{K_{sl} \cdot \sigma_{cr}}{\rho_{sl} \cdot \sin \beta_{inf}} \quad (66-b)$$

En este caso, K_{sl} corresponde al valor adoptado para representar el efecto “stiffening” en el mismo elemento cuando se somete exclusivamente a flexión, que se asociará aquí al coeficiente ρ_{sl} correspondiente a la sección cobaricéntrica con la armadura longitudinal $A_{csl,eff}$, siguiendo la referencia (8).

Para completar la determinación de tensiones de las armaduras en los puntos en que atraviesan una fisura, se hace necesario además establecer la variación del coeficiente ($K_{st,\alpha}$)_j que señala el efecto stiffening a lo largo del trazado de las fisuras. Para ello se admitirá aquí, una variación lineal del coeficiente ($K_{st,\alpha}$)_j, correspondiente a cada armadura transversal, según sea la profundidad en la viga del punto en que la armadura atraviesa la fisura.

Teniendo en cuenta la sección 3.2 y la ecuación [3] en ella formulada, puede obtenerse el valor límite inferior $K_{sto,\alpha}$ correspondiente a una armadura transversal que pasase justamente por el vértice de la fisura, dado por la expresión,

$$K_{sto,\alpha} = (1 + k_0) \lambda_c \cdot \rho_{st,\alpha} \cdot \sin^3 (\alpha + \beta) \left(\frac{E_{st}}{E_c} \right) \quad (67)$$

Análogamente, puede obtenerse un valor límite superior $K_{stinf,\alpha}$ correspondiente a una armadura transversal pasando justamente por el punto en que se inicia el trazado inclinado a la fisura, dado por la expresión siguiente,

$$K_{stinf,\alpha} = K_{sl} \quad (68)$$

5. RESULTANTES PARCIALES DE TENSIONES Y CONDICIONES DE EQUILIBRIO

5.1. Resultantes parciales de tensiones

La resultante de esfuerzos normales longitudinales en el hormigón en la región no fisurada correspondiente a la sección vertical JQ, fig. 12, viene dada por la expresión:

$$N_c(O) = b \cdot f_c \int_{x_0}^{x_c} \sigma_y^* (x, o) dx \quad (70)$$

donde $\sigma_y^* (x, o)$ viene definido por la ec. [55].

La fuerza correspondiente a la armadura longitudinal comprimida en el punto perteneciente a la sección antes considerada es:

$$N_{sc}(O) = A_{sc} \cdot \sigma_{sc}(O) \quad (71)$$

donde $\sigma_{sc}(O)$ viene definido por la ec. [56] para una deformación de compresión definida por:

$$\xi_{sc}(O) = \frac{x_c - d'}{x_{ult}(O)} \cdot \xi_{cult}(O) \quad (72)$$

Análogamente, la fuerza en la armadura longitudinal de tracción en el punto donde atraviesa la fisura es:

$$N_{sl,w} = A_{sl} \cdot \sigma_{sl,w} \quad (73)$$

donde $\sigma_{sl,w}$ puede ser calculado a través de las ecuaciones [66-a] y [66-b] para una deformación de tracción definida por:

$$\xi_{slav} = \frac{1}{n \cdot \sin \beta_{inf}} \cdot \left[\frac{d-x_c + x_0}{x_c - x_0} (\xi_{c_{sup,av}} \cdot \cos^2 \beta_{red} - \xi_{o_{av},\beta_{red}}) + \xi_{o_{av},\beta_{red}} \right] \quad (74)$$

Esta ecuación ha sido obtenida de la ecuación de compatibilidad de deformaciones medias en el sólido, determinada en la sección 3.5, teniendo en cuenta la relación:

$$\xi_{slav} = \frac{\xi_{slav, \beta_{red}}}{\sin \beta_{inf}} \quad (75)$$

En el caso de un estribo que atraviesa la fisura justamente en su vértice, la tensión según la dirección del estribo es dada por:

$$\sigma_{st,o} = f_{ct} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \lambda_c \cdot \sin^2 (\alpha + \beta_o) \quad (76)$$

donde λ_c es un coeficiente que se refiere a la relación entre la deformación total y la deformación elástica para el hormigón sometido a tracción unidireccional uniforme.

y f_{ct} es el valor correspondiente a la resistencia a tracción del hormigón.

Por tanto, designando por $(F_{stw})_o$ la fuerza de tracción en un estribo cuando atraviesa la fisura por su vértice, resulta:

$$(F_{stw})_o = A_{st} \cdot f_{ct} \cdot \frac{E_s}{E_c} \cdot \lambda \cdot \sin^2 (\alpha + \beta_o) \quad (77)$$

Para determinar las fuerzas en los estribos en otras posiciones a lo largo del trazado de la fisura, se adoptará como una aproximación que la deformación media en la dirección ortogonal a la fisura es equivalente a la deformación media en la dirección ortogonal a β_{red} tal como se estableció para la condición de compatibilidad dada por la ecuación [10].

La fuerza de tracción en un estribo genérico j , figura 20, se obtiene de acuerdo con la ecuación:

$$(F_{st,w})_j = A_{st} \cdot (\sigma_{stw,\alpha})_j \quad (78)$$

donde, j es variable de 1 a m , y m es el número de estribos que atraviesan una fisura

$(\sigma_{stw})_j$ se obtiene de acuerdo con las ecuaciones [65-a], y [65-b] en función de $(\xi_{stav,\beta_{red}})_j$ deducido de la ecuación:

$$(\xi_{stav,\beta_{red}})_j = (\xi_{stav,\alpha})_j \cdot \sin (\alpha + \beta_{red}) \quad (79)$$

y donde $(\epsilon_{stav, \beta red})_j$ es la deformación media correspondiente al estribo j en el punto en que atraviesa el trazado modificado de la fisura que sustituye al real.

De acuerdo con la variación parabólica de anchura de fisuras asumida en la sección 2.3, la variación de la deformación media en la dirección ortogonal a la línea de fisura reducida puede también adoptarse como parabólica según se deduce de la ecuación [62]. Por lo tanto, para un estribo j se verifica,

$$(\xi_{stav, \beta red})_j = (\xi_{stav, \beta red})_0 + [(\xi_{stav, \beta red})_{inf} - (\xi_{stav, \beta red})_0] \cdot \left[1 - \left(\frac{a_j}{a_0} \right)^n \right] \quad (80)$$

$$\text{siendo } a_j = a_1 + (j-1) \cdot s_t \quad (81)$$

$$a_0 = (d - x_c + x_0) \cdot (\cotg \beta_{red} + \cotg \alpha) \quad (82)$$

donde a_j representa la distancia entre el anclaje en la armadura longitudinal de tracción del estribo j hasta el punto en que la armadura longitudinal corta a la fisura,

y a_0 es la proyección de la línea de fisura reducida sobre la dirección de la armadura longitudinal, siguiendo la dirección de los estribos. (Fig. 20).

La resultante total de las fuerzas de todos los estribos que atraviesan una fisura es:

$$(F_{st,w})_{tot} = \sum_{j=1}^m (F_{st,w})_j \quad (83)$$

5.2. Condiciones de equilibrio

Para este análisis es necesario considerar únicamente dos tipos de condiciones de equilibrio; una correspondiente a una cara lateral del sólido JQIL, fig. 12, y otra para el equilibrio parcial de región no fisurada del mismo sólido.

Las primeras condiciones se establecen entre las resultantes de tensiones y las solicitaciones definidas en las secciones verticales planas que pasan por el vértice de la fisura,

$$N = N_{sc}(O) + N_c(O) - (F_{st,w})_{tot} \cdot \cos \alpha - N_{sl,w} \quad (84)$$

$$V(O) = V_c(O) + (F_{st,w})_{tot} \cdot \sin \alpha \quad (85)$$

$$M(O) = N_{sc}(O) \cdot (d-d') + N_c(O) \cdot z_c(O) - (F_{st,w})_{tot} \cdot z_{st,w} - N \cdot \left(d - \frac{h}{2} \right) \quad (86)$$

Para el equilibrio parcial de la zona no fisurada del cuerpo JQIL, fig. 14, se obtiene, teniendo en cuenta que N_0 es igual a cero como se dedujo en 4.3.4:

$$V_0 = \Delta N_c + \Delta N_{sc} \quad (87)$$

$$N_0 \equiv \Delta V_c \equiv 0 \quad (88)$$

$$M_0 = V_c(O) \cdot s - V_0 \cdot (x_{Nc} - x_0) \quad (89)$$

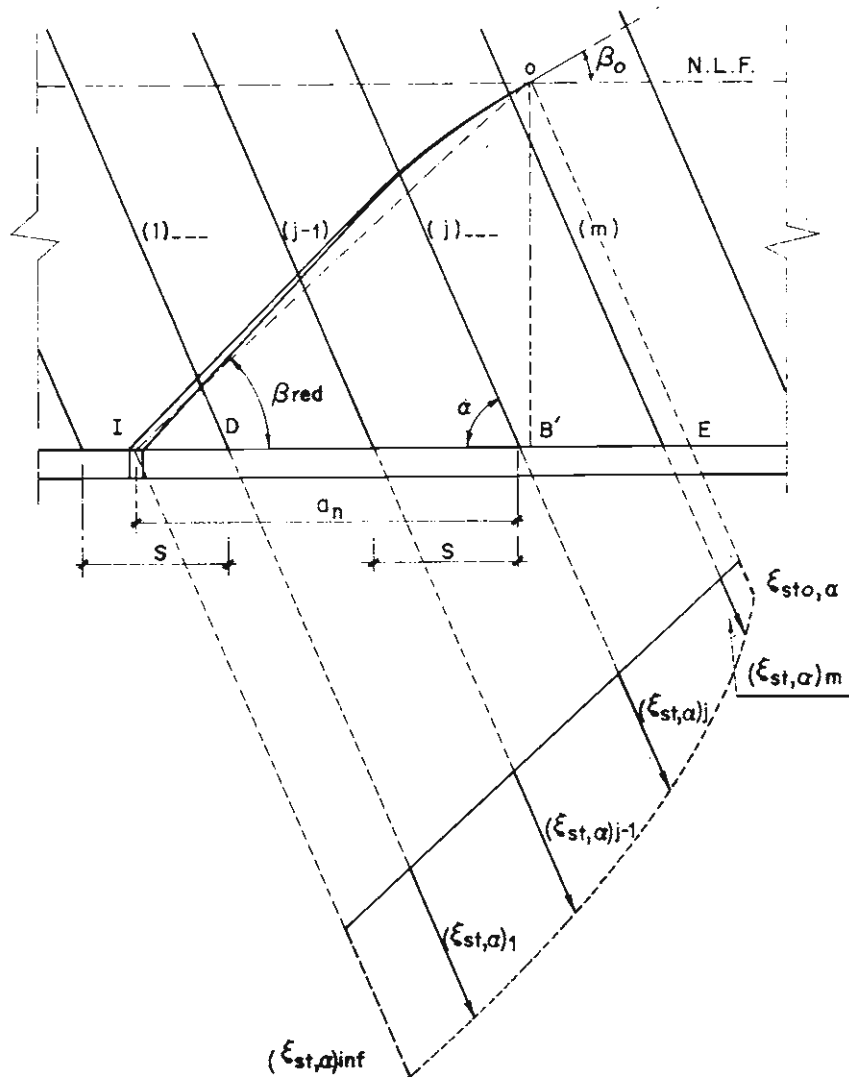


Fig. 20.—Deformaciones unitarias en los estribos en el punto en que atraviesan la fisura.

5.3. Expresión de la sollicitación de esfuerzo cortante como función de las tensiones tangenciales en la fibra límite de fisuración

Con este propósito vamos a considerar una nueva condición de equilibrio relacionada con la cara lateral IL del cuerpo JQIL, figura 14,

$$M(O) + \Delta M = (N_{sc}(O) + \Delta N_{sc})(d - d') + (N_c(O) + \Delta N_c) z_c - (F_{st,w})_{tot} \cdot z_{st,w} - N \cdot (d - \frac{h}{2}) \quad (90)$$

Consideremos los brazos de palanca de las fuerzas resultantes de compresión definidas en las caras laterales por las ecuaciones

$$z(O) = \frac{N_{sc}(O) \cdot (d - d') + N_c(O) \cdot z_c(O)}{N_{sc}(O) + N_c(O)} \quad (91)$$

$$z(s) = \frac{(N_{sc}(O) + \Delta N_{sc}) \cdot (d - d') + (N_c(O) + \Delta N_c) \cdot z_c(s)}{N_{sc}(O) + \Delta N_{sc} + N_c(O) + \Delta N_c} \quad (92)$$

Teniendo en cuenta la 1ª simplificación de la sección 4.1 se puede escribir

$$z(0) \equiv z(s) \quad (93)$$

Y por tanto,

$$M(0) = z(0) \cdot (N_{SC}(0) + N_C(0)) - (F_{St,w})_{tot} \cdot z_{St,w} - N(0) \cdot (d - \frac{h}{2}) \quad (94-a)$$

$$M(0) + \Delta M = z(0) \cdot (N_{SC}(0) + \Delta N_{SC} + N_C(0) + \Delta N_C) - (F_{St,w})_{tot} \cdot z_{St,w} - N(0) \cdot (d - \frac{h}{2}) \quad (94-b)$$

De [94-a] y [94-b] resulta,

$$\Delta M = z(0) \cdot (\Delta N_{SC} + \Delta N_C) \quad (95)$$

de [87] y [95] dividiendo por s ,

$$\frac{\Delta M}{s} = z \cdot \frac{V(0)}{s} \quad (96)$$

Sustituyendo V_0 por su valor,

$$\frac{\Delta M}{s} = z \cdot b \cdot \tau_0 \quad (97)$$

Como $\Delta M/s$ es igual a $V(0)$, se puede decir,

$$\tau_0 = \frac{V(0)}{z \cdot b} \quad (98)$$

Como conclusión, la expresión obtenida [98] se utiliza para determinar el valor de los esfuerzos tangenciales en el plano horizontal que corresponde la fibra límite de fisuración, con relación a la sollicitación de esfuerzo cortante exclusivamente, cuando el brazo de palanca de las fuerzas de compresión es conocido. Debe señalarse que la forma de la ecuación [98] es análoga a la clásica que se da en varias Normas y por varios autores como expresión de las tensiones tangenciales medias virtuales en el plano vertical de la pieza. Aquí, el sentido de la expresión es obviamente distinto y tiene un significado realista.

6. RESISTENCIA ULTIMA A CORTANTE EN LA REGION NO FISURADA

6.1. Función límite para los esfuerzos tangenciales relativa a una curva de resistencia intrínseca

Para cualquier punto de la región no fisurada, el campo tensional representado por $\sigma_x(x, y)$, $\sigma_y(x, y)$, $\tau(x, y)$, sección 4.3, es conocido y el círculo de Mohr de tensiones se puede dibujar.

La condición de tangencia del círculo de Mohr asociado a cualquier punto con la curva de resistencia intrínseca determina la situación de rotura del hormigón en ese punto. Para cada pareja de tensiones normales $\sigma_x(x, y)$ y $\sigma_y(x, y)$, se puede obtener un valor límite de las tensiones tangenciales $\tau_{ult}(x, y)$ a partir del círculo de Mohr considerado en cada punto en situación de rotura.

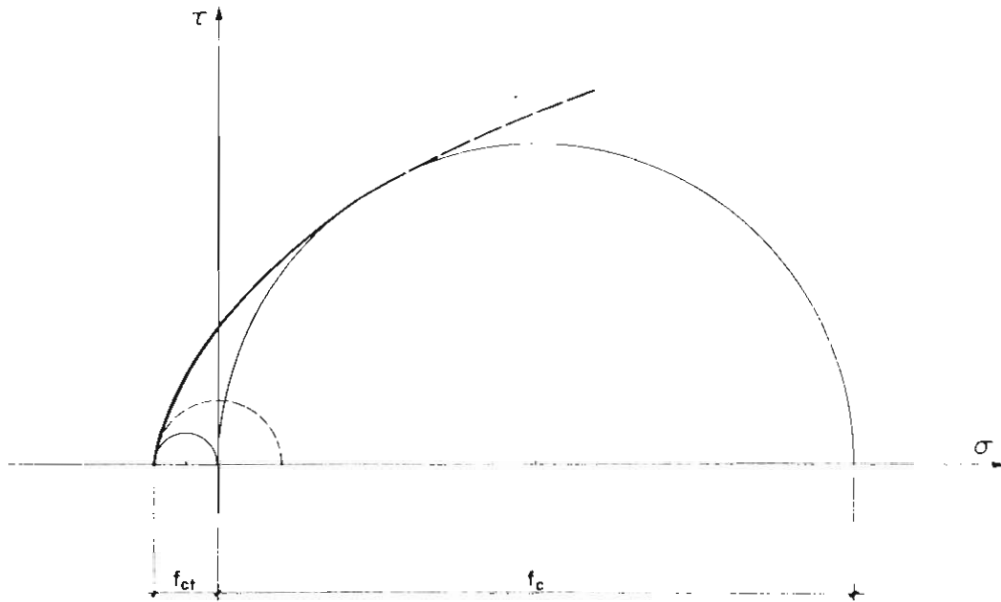


Fig. 21.—Curva de resistencia intrínseca adoptada.

De acuerdo con el tipo de curva de resistencia intrínseca adoptado, se obtendrá una función determinada por las tensiones tangenciales,

$$\tau_{ult}(x,y) = g_1 [\sigma_y(x,y), \sigma_x(x,y)] \quad (99)$$

En el caso adoptado aquí, donde se ha considerado una curva parabólica semicúbica, como se representa en la figura 21, se puede obtener una expresión aproximada para $\tau_{ult}(x,y)$ correspondiente a los puntos de la sección vertical que atraviese el vértice de la fisura. Teniendo en cuenta, como se deduce en la sección 4.3, que $\sigma_x(x,0)$ es igual a cero, resulta,

$$\tau_{ult}(X,0) = \left[\frac{f_{ct}}{f_c} [1 - \sigma_y(X,0)] + \sigma_y(X,0) + 0.07 \sigma_y(X,0) \cdot [1 - \sigma_y(X,0)] \right] \cdot \left[\frac{f_{ct}}{f_c} [1 - \sigma_y(X,0)] + 0.07 \sigma_y(X,0) [1 - \sigma_y(X,0)] \right]^{1/2} \quad (100)$$

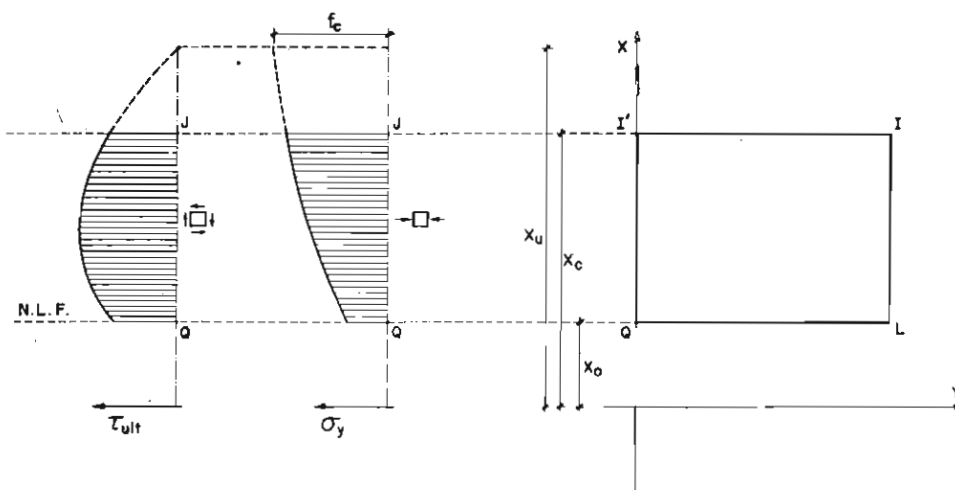


Fig. 22.—Variación de los esfuerzos tangenciales límites a lo largo de la sección vertical.

En la figura 22 se representa la variación de $\tau_{ult}(x, o)$ a lo largo de la sección vertical desde el vértice de la fisura. La prolongación de esta curva presenta un valor cero correspondiente al punto en el que $\sigma_y(x, o)$ alcanza el valor f_c .

6.2. Resistencia a cortante del cordón no fisurado

De acuerdo con el criterio del límite de progreso de fisuras expuesto en la sección 2.2, para cada sollicitación considerada se verifica en el vértice de la fisura,

$$\tau_{ult}(X_o, 0) = \tau_o \quad (101)$$

Por lo tanto, la curva que representa las tensiones tangenciales en la sección vertical $\tau(x, o)$ dada por la ecuación [44] y la función límite de las tensiones tangenciales obtenida para una curva de resistencia intrínseca, $\tau_{ult}(x, o)$ dada por la ecuación [100] tienen el mismo valor en el vértice de la fisura, figura 23.

De acuerdo con la ecuación [98] resulta,

$$\tau_{ult}(X_o, 0) = \frac{V(o)}{z \cdot b} \quad (102)$$

Se asume que, si en cualquier punto de la región no fisurada distinto del vértice de la fisura, los valores dados por las curvas $\tau(x, o)$ y $\tau_{ult}(x, o)$ coinciden, entonces el cordón no fisurado se romperá. Por lo tanto, el criterio de rotura a cortante adoptado para la región no fisurada, es el que corresponde a la tangencia de las dos curvas $\tau(x, o)$ y $\tau_{ult}(x, o)$ en el vértice de la fisura, figura 23. Esta consideración se expresa por,

$$\left[\frac{\delta \tau(x, 0)}{\delta x} \right]_{x=X_o} = \left[\frac{\delta \tau_{ult}(x, 0)}{\delta x} \right]_{x=X_o} \quad (103)$$

El primer término de la ecuación [103] puede ser obtenido de la siguiente forma,

$$\left[\frac{\delta \tau(x, 0)}{\delta x} \right]_{x=X_o} = g_2 [X_c, X_o, X_{ult}, N_c(o), V_c(o), V(o)] \quad (104)$$

Donde $\left[\frac{\delta \tau(x, 0)}{\delta x} \right]$ es una función de $V_c(o)$.

Cuando se considera la capacidad última de la región no fisurada para resistir a esfuerzos tangenciales, para una situación dada de $x_c, x_o, x_{ult}, N_c(o)$ y $V(o)$, la ecuación [104] se transformará

$$\left[\frac{\delta \tau_{ult}(x, 0)}{\delta x} \right]_{x=X_o} = g_3 [X_c, X_o, X_{ult}, N_c(o), V_{cult}(o), V(o)] \quad (105)$$

En orden a simplificar los cálculos, se adopta en el programa un criterio equivalente a la ecuación [105] dado por

$$\tau_{ult}(x_1, 0) = \tau(x_1, 0) \quad (106)$$

siendo x_1 la ordenada de un punto muy cercano al vértice de la fisura perteneciente a la misma sección vertical, como se representa en la figura 23.

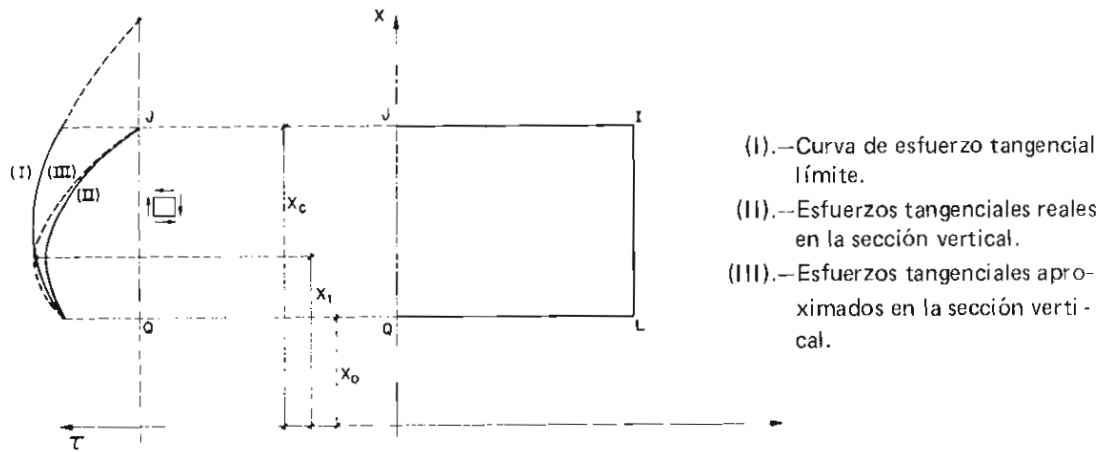


Fig. 23.—Criterio de situación de rotura para el cordón comprimido.

7. SITUACIONES DE ROTURA

Únicamente se consideran las situaciones de rotura en la subzona C-2. Para esta subzona se estimarán tres tipos de rotura, cada uno de los cuales viene expresado por una condición analítica,

1. Deformación última de compresión del hormigón al nivel de la fibra más comprimida. El valor de la deformación última de compresión aquí considerado es el usual para la deformación última de flexión. Por lo tanto, el efecto de zunchado del hormigón en la región comprimida no se considera,

$$\xi_{c \text{ sup}}(0) \equiv \xi_{c \text{ ult}} \equiv 0.0035 \quad (107)$$

La deformación de compresión se refiere a la deformación unitaria de la fibra más comprimida del hormigón en el punto que pertenece a la sección vertical que cruza el vértice de la fisura analizada.

2. Resistencia última de tracción a la armadura longitudinal en el punto donde atraviesa la fisura, como se deduce de un diagrama real de tensión-deformación de la barra de acero. También, podría considerarse una deformación de tracción última convencional como se establece en las Normas para limitar amplias flechas en la pieza,

$$\sigma_{slw} = f_{sl} \quad (108-a)$$

$$\xi_{slav, w} \equiv 0.01 \quad (108-b)$$

3. Resistencia a cortante de la pieza. Este tipo de rotura se refiere a la resistencia a cortante del cordón no fisurado tal como fue analizado en la sección 6.2, donde la expresión de la resistencia a cortante de la región comprimida $V_{\text{cult}}(0)$ ha sido determinada en la ecuación [106]. La resistencia a cortante de una pieza asociada a su situación de rotura viene dada por,

$$V(0) \equiv V_{\text{ult}}(0) \equiv (F_{\text{stw}})_{\text{tot.}} \sin \alpha + V_{\text{cult}} \quad (109)$$

8. APLICACION NUMERICA

En esta sección se presentan algunas aplicaciones numéricas para mostrar las posibilidades del método. Para esto se han seleccionado varias piezas rectangulares de hormigón armado ensayadas por REGAN (5). Las características más importantes de estas piezas denominadas R-8, 9, 12, 13, 18 y 19, dadas directamente en la referencia (5) se presentan en el Apéndice 1. En este mismo Apéndice se dan otros datos complementarios y los parámetros teóricos que se han adoptado para estas aplicaciones.

Para cada viga se ha considerado la influencia de los tres parámetros más importantes. Estos parámetros son: el espaciamiento uniforme de fisuras s ; la inclinación inicial de fisuras β_{inf} ; y el grado de la función parabólica que representa la variación de anchura de fisura, n ;

1. Se ha analizado un rango de variación para el espaciamiento de fisuras, de acuerdo con el Model Code CEB, ref. (10). Para estas vigas rectangulares los resultados demuestran una variación muy pequeña, casi despreciable, en la resistencia a cortante para el rango de variación del espaciamiento de fisuras que se ha asumido. Por lo tanto, este parámetro no se considera en lo que sigue.
2. La variación de la relación entre la resistencia a cortante, calculada para cada par de valores β_{inf} y n , y los resultados experimentales dados por REGAN (5), se ha deducido para las piezas analizadas. La tabla 1 corresponde a una de ellas, la viga R-12. Para cada pieza si se define β_{inf} previamente se puede seleccionar un valor de n que produzca una relación $V_{\text{calc}}/V_{\text{test}}$ igual a 1.

De esta manera se consideran todas las piezas y los resultados se pueden ver en la tabla 2. En las columnas 6 y 7 de esta tabla se dan los valores de n , correspondientes a $\beta_{\text{inf}} = 45^\circ$ y $\beta_{\text{inf}} = 50^\circ$, respectivamente, que producen relaciones $V_{\text{calc}}/V_{\text{test}}$ iguales a 1. La gran variación en el grado n se puede asignar a la rigidez de la región fisurada, debida a las armaduras y es proporcional a las cuantías de armadura transversal y longitudinal y a la inclinación de los estribos. Estos resultados parecen confirmar lo que se estableció en la sección 2.3 relacionado con la variación de anchura de fisuras.

3. Una idea más concreta sobre las posibilidades del modelo teórico propuesto se puede ver en la tabla 3, donde se da una definición completa en tensiones, deformaciones, resultantes parciales, trazado de fisura y tipo de rotura. En el vértice de fisura se evalúan también las tensiones longitudinales y tangenciales reales.

TABLA 1.—VARIACION DE LA RELACION V_{test}/V_{calc} EN UNA VIGA TOMADA DE REGAN [5]

VIGA R-12		GRADO DE LA PARABOLA DE ANCHURA DE FISURAS ASUMIDO				
		n				
		1	2	3,5	4	4,5
Inclinación inicial de fisuras	$\beta_{inf} = 45^{\circ}$	1,38	1,22	1,09	1,04	1,01
	$\beta_{inf} = 50^{\circ}$	—	1,21	1,04	0,99	0,95
	$\beta_{inf} = 55^{\circ}$	—	—	1,03	0,98	0,93

TABLA 2.—APLICACION DEL METODO DE ANALISIS PROPUESTO A DIFERENTES TIPOS DE PIEZAS TOMADAS DE REGAN [5]

TIPO DE PIEZA				RESULTADOS DEL ANALISIS				
Identificación (1)	Porcentaje geométrico		DISPOSICION DE LA ARMADURA TRANSVERSAL (4)	Valor de la resistencia a cortante $V_{test} \approx V_{calc}$ kN (5)	Grado de la parábola de variación de anchura de fisura de mejor ajuste, n		Relación M/Vd calculada para el valor n adoptado	
	Armadura longitudinal $100 A_{st}/bd$ (2)	Armadura transversal $100 A_{st}/b \cdot s_t \cdot \text{send}$ (3)			Inclinación de fisura asumida $\beta_{inf} = 45^{\circ}$ (6)	Inclinación de fisura asumida $\beta_{inf} = 50^{\circ}$ (7)	Inclinación de fisura asumida $\beta_{inf} = 45^{\circ}$ (8)	Inclinación de fisura asumida $\beta_{inf} = 50^{\circ}$ (9)
	R-8	1,46			0,107	Estribos verticales $\alpha = 90^{\circ}$	81	10
R-18	Estribos inclinados $\alpha = 45^{\circ}$		87	10		9	2,12	2,15
R-9	1,46	0,201	Estribos verticales $\alpha = 90^{\circ}$	107	7	5	2,06	2,18
R-19			Estribos inclinados $\alpha = 45^{\circ}$	122	5	4,5	2,07	2,07
R-12	4,23	0,107	Estribos verticales $\alpha = 90^{\circ}$	112	4,5	4	2,74	2,84
R-13		0,201	Estribos verticales $\alpha = 90^{\circ}$	153	1,7	1,4	2,80	2,87

**TABLA 3.—DATOS NUMERICOS OBTENIDOS CON EL METODO DE ANALISIS DE VIGA
 PROPUESTO CUANDO $V_{calc} \simeq V_{test}$ CORRESPONDIENTE A: $n = 1,7$
 $\beta_{inf} = 45^{\circ}$
 $s = 8 \text{ cm}$**

VIGA ANALIZADA			R-13		
TIPO DE ROTURA			CORTANTE		
DEFINICION		Posición de la fibra neutra de flexo-corte, x_c/d	0,460		
GEOMETRICA DEL TRAZADO DE FISURA		Posición del nivel límite de fisuración, $(x_c - x_o)/d$	0,447		
		Inclinación de la fisura en el nivel límite de fisuración, β_o	35,6°		
		Inclinación reducida de fisura, β_{red}	44,8°		
Deformaciones unitarias en la pieza	Deformaciones medias ortogonales a la dirección β_{red}	Zona no fisurada	Nivel superior, $\xi_{csup, \beta_{red}}$	1,88 x 10 ⁻³	
			Nivel límite de fisuración, ξ_o	0,22 x 10 ⁻³	
		Zona fisurada	Nivel de la armadura longitudinal, $\xi_{sl, \beta_{red}}$		1,05 x 10 ⁻³
			Zona no fisurada		
	Deformaciones unitarias en los puntos de la sección compuesta de rotura	Nivel superior $\xi_{c \text{ sup}}$		3,32 x 10 ⁻³	
		Nivel límite de fisuración		0,09 x 10 ⁻³	
		Zona fisurada	Estribos	$(\xi_{st\alpha, w})_1$	1,56 x 10 ⁻³
				$(\xi_{stw, \alpha})_2$	0,38 x 10 ⁻³
Armadura longitudinal	ξ_{slw}	1,39 x 10 ⁻³			
TENSIONES RELEVANTES EN EL VERTICE DE FISURA		Tensiones tangenciales $\tau_{o,av}$	4,42 N/mm ²		
		Tensiones normales longitudinales $\sigma_y(x_o, 0)$	3,27 N/mm ²		
RESULTANTES DE TENSIONES		Zona no fisurada	Tensiones normales longitudinales $N_c(0)$	447,97 KN	
			Esfuerzos tangenciales $V_c(0)$	117,70 KN	
			Armadura longitudinal $N_{sc}(0)$	52,08 KN	
		Zona fisurada	Fuerzas en los estribos	$(F_{st\alpha, w})_1$	23,12 KN
				$(F_{st\alpha, w})_2$	10,95 KN
			Armadura longitudinal	N_{slw}	500,11 KN
SOLICITACIONES CORRESPONDIENTES A LA SITUACION DE ROTURA		Momento flector $M(0)$	107,7 m.KN		
		Esfuerzo cortante $V(0)$	152,0 KN		
COEFICIENTE DE SITUACION DE LA SECCION DE ROTURA EN LA PIEZA M/Vd			2,79		

9. CONCLUSIONES

En esta publicación se presenta un método teórico de análisis de piezas de hormigón armado sometidas a cortante y flexión. El campo de utilización de este método se refiere a vigas rectangulares en las que la sección de rotura está en la zona C.

Las contribuciones más importantes de este trabajo son las siguientes:

1. El problema de considerar las deformaciones en las regiones fisurada y no fisurada, se ha resuelto teniendo en cuenta las deformaciones medias ortogonales a los planos inclinados correspondientes a la dirección del trazado de fisuras modificado. La continuidad de deformaciones entre las dos regiones se ha establecido alrededor del nivel límite de fisuración, igualando los gradientes de deformaciones correspondientes a ambas regiones.

2. Se obtiene, a partir de formulaciones simples acordes con la teoría de elasticidad plana y las ecuaciones de equilibrio interno, una solución completa para las tensiones correspondientes a los puntos de la región no fisurada limitada por dos planos verticales que pasan por los vértices de dos fisuras consecutivas. Así la distribución de tensiones tangenciales en cualquier dirección puede conocerse. Aquí la formulación se ha asociado a un tipo específico de diagrama tensión-deformación para el hormigón.

Para conseguir un avance en el análisis del cordón comprimido de la viga parece necesaria la realización de investigación adicional:

a) Considerar la posible influencia de la variación de la resultante de tensiones de estribos para dos fisuras consecutivas sobre el campo tensional de la región no fisurada.

b) Para conseguir una aproximación numérica más aproximada, se debe investigar sobre la necesidad de tener en cuenta variaciones no lineales de la resultante de tensiones normales longitudinales en el cordón comprimido, N_c .

3. Se han considerado dos criterios generales, relacionados con la curva de resistencia intrínseca para el hormigón, con la idea de definir tanto el progreso curvo del trazado de la fisura como la condición de rotura de la zona no fisurada.

Para completar el método teórico, se han considerado también los efectos de colaboración del hormigón con las barras de acero para ambas armaduras longitudinal y transversal.

Como conclusión de las aplicaciones numéricas, el método teórico señala una importancia crucial del grado n de la función parabólica de anchura de fisuras correspondiente a un estado previo a rotura sobre la resistencia a cortante de la pieza. Esta influencia se relaciona con la inclinación inicial de fisura β_{nf} . La variación del grado n se relaciona directamente con la rigidez de la región fisurada, que se determina por la cantidad de armadura longitudinal y transversal.

La variación cuantitativa del grado n debe considerarse como provisional hasta que se pueda chequear un mayor número de piezas y se pueda realizar un estudio comparativo de las diferentes funciones y parámetros teóricos.

REFERENCIAS

1. CEB, "Technical conclusions from the 16th Plenary Session". CEB News n^o 9, December, 1973, p. 6.
2. LEONHARDT., "Suggestions for future research", Speech at the 16th Plenary Session, CEB News no 8, Noviembre, 1973, pp. 2-3.
3. LOPEZ JAMAR J.A., SOLANA V., "Proposed agenda to Commission 5th-CEB", Meeting of Commission 5th, Madrid, 1975, pp. 1-2.
4. CEB-FIP, "International Recommendations for the design and construction of concrete structures. Principles and recommendations". FIP 6th Congress, June 1970, p. 52.
5. REGAN P., "Shear in reinforced concrete (an experimental study)", Report to CIRA, Imperial College, 1971, pp. 24-39.
6. RAJAGOPALAN N., "Analysis of web forces in concrete beams", University of Stuttgart, 1973, pp. 1-4 and 27.
7. LOPEZ JAMAR J.A., "Teoría del hormigón armado en rotura considerando el esfuerzo cortante", INTECSA, Madrid, 1971, pp. 76-87.
8. FERRY BORGES J., "Theory of structural concrete", Part II, Laboratorio Nacional de Engenharia Civil, Lisboa, 1972, Marzo, pp. 19-42.
9. LOPEZ JAMAR J.A., SOLANA V., MECA S., "Advanced theory for shear in reinforced concrete beams". A ser publicado.
10. CEB, "Model Code for concrete structures", 3th draft, 1976, Diciembre, pp. 11-12.

APENDICE 1.

1. Datos tomados de REGAN

Sección transversal: $b = 15,2 \text{ cm.}$ $h = 30,5 \text{ cm.}$

Armadura longitudinal de tracción: Tipo Ks 60. $f_{sly} = 630 \text{ MPa.}$

Armadura longitudinal de compresión: Acero dulce. $f_{scy} = 270 \text{ MPa.}$

Armadura transversal: Estribos cerrados de acero dulce no corrugado:

Para piezas R-8, 12 y 18: $f_{sty} = 270 \text{ MPa.}$

Para piezas R-9, 13 y 19: $f_{sty} = 280 \text{ MPa.}$

Distribución de la armadura longitudinal de tracción:

$100 A_{sl}/bd = 1,46$ 3no 16 mm. en una capa $d = 27,2 \text{ cm.}$

$100 A_{sl}/bd = 4,23$ 8no 16 mm. en dos capas $d = 25,4 \text{ cm.}$

Distribución de la armadura longitudinal de compresión:

$100 A_{sl}/bd = 0,34$ 2no 9,5 mm.

Distribución de la armadura transversal:

– Piezas R-8 y 12: estribos verticales no 5,6 mm. cada 15,2 cm.

– Piezas R-9 y 13: estribos verticales no 6,3 mm. cada 10,2 cm.

– Pieza R-18: estribos inclinados a 45° no 5,6 mm. cada 15,2 cm.

– Pieza R-19: estribos inclinados a 45° no 6,3 mm. cada 10,2 cm.

Recubrimiento: 2,54 cm. en las caras superior, inferior y lateral con respecto al acero longitudinal.

Resistencia cúbica de compresión del hormigón: 40 MPa.

2. Datos complementarios de las piezas

Hormigón: del Model Code ref. (10): $f_{ct} = 3,6$ MPa.
 $E_c = 37.250$ MPa.

Acero: Asumiendo la validez del diagrama tensión-deformación referido en este trabajo, la resistencia última del acero corresponde a: $f_{su} = f_{sy}/0,7$.

3. Parámetros teóricos adoptados

Coefficiente de deformación plástica aparente de tracción para el hormigón: $\lambda_c \simeq 2$.

Coefficiente k_o , relacionado con la deformación media en el vértice de fisura considerado en la ecuación [3]: $k_o \simeq 1$.

Factor de efecto stiffenning en la armadura longitudinal asociada a la zona cobaricéntrica por $(2c_{sl} - \phi_l)$: $b: K_{sl} = 30$.

Area efectiva de hormigón que rodea una barra transversal: Para cada barra transversal, se considera un área de hormigón colaborante cuadrada, $(2c_{st} - \phi_t)^2$.

APENDICE 2. NOTACION

A_{sc}, A_{sl}	Areas de las armaduras de compresión y tracción.
A_{st}	Area de armadura transversal relativa a un plano de estribos.
$A_{cst,eff}, A_{csl,eff}$	Area efectiva de hormigón que rodea a una barra transversal, a una barra longitudinal.
E_c	Módulo de elasticidad del hormigón.
E_{sc}, E_{sl}, E_{st}	Módulo de elasticidad relativo a armaduras de compresión, de tracción y transversal.
$F_{st,o}$	Fuerzas virtuales en un plano de estribos que cruce el vértice de la fisura.
$(F_{stw})_j$	Fuerza en el plano j de estribos en el punto donde atraviesa la fisura.
$(F_{stw})_{tot}$	Fuerza resultante de todos los planos de estribos que cruzan la fisura.
$K_s, K_{s\alpha}$	Parámetros dimensionales que corresponden al efecto stiffening ortogonal a una fisura y para una barra inclinada α° con respecto a la fisura.
K_{sl}	Parámetro dimensional que corresponde al efecto stiffening para la armadura longitudinal considerada como ortogonal a la fisura.
$K_{sto,\alpha}$	Parámetro dimensional que corresponde al efecto stiffening para una barra virtual transversal que cruce el vértice de la fisura.
$K_{stinf,\alpha}$	Parámetro dimensional que corresponde al efecto stiffening para una barra transversal que cruce la fisura al nivel de la armadura longitudinal.

$(K_{st,\alpha})_j$	Parámetro dimensional que corresponde al efecto stiffening para la barra transversal j que cruza la fisura en dirección α .
$M(y)$	Solicitación de momento flector en una sección transversal de la pieza.
M_o	Momento flector resultante de una sección horizontal entre dos vértices de fisura consecutivos, correspondiente al nivel límite de fisuración.
$N(0)$	Solicitación axial asumida como constante a lo largo de la pieza.
$N_c(y)$	Resultante de tensiones de compresión en el cordón comprimido de hormigón.
$N_{sc}(y)$	Resultante de compresión en la armadura longitudinal de compresión.
$N_{sl,w}$	Resultante de tracción en la armadura longitudinal de tracción.
N_o	Resultante normal al nivel límite de fisuración entre dos fisuras consecutivas.
$V(y)$	Solicitación de cortante en una sección transversal de la pieza.
$V_c(y)$	Fuerza resultante de las tensiones tangenciales en el hormigón en el cordón comprimido.
$V_{cult}(y)$	Resistencia a cortante en una sección vertical en el cordón comprimido.
V_o	Fuerza longitudinal resultante de tensiones tangenciales en el plano del nivel límite de fisuración entre dos fisuras consecutivas.
a_o	Proyección del trazado de fisura en la dirección sobre el eje geométrico de la armadura longitudinal de tracción, definida en la ec. [82].
a_j	Separación variable entre el origen de la fisura inclinada y los puntos de anclaje de los m sucesivos estribos en la armadura longitudinal.
b	Anchura de la sección rectangular de la pieza.
c_{sl}, c_{st}	Recubrimientos mínimos relativos a barras longitudinales y transversales.
d, d'	Profundidades de las armaduras de tracción y compresión.
f_c	Resistencia de compresión del hormigón.
f_{ct}	Resistencia a tracción del hormigón, tal y como se deduce de un ensayo de tracción simple.
f_{sc}, f_{sl}, f_{st}	Resistencia a rotura de las barras longitudinales de compresión, de tracción y transversales.
h	Canto total de la pieza.
k_o	Coefficiente que determina la deformación media en la dirección $\beta_{red} + 90^\circ$ relativa al vértice de fisura, de acuerdo con la ec. [3].
m	Número de estribos que cruza la fisura.
n	Grado de la función parabólica, que representa la variación de la anchura de fisura.
s, s_α	Espaciamiento uniforme entre fisuras en la dirección longitudinal y en la dirección α .
s_t	Espaciamiento uniforme entre los planos de estribos.
x	Ordenada geométrica referida al punto que corresponde a la fibra neutra de flexo-cortante, para cada sección vertical.

x_c	Distancia de la fibra neutra de flexo-corte a la fibra más comprimida de la pieza.
x_o	Distancia de la fibra límite de fisuración a la fibra neutra de flexo-corte.
$x_{ult}(y)$	Ordenada que corresponde al punto virtual de una sección vertical en la que el hormigón alcanza la deformación unitaria última.
x_1	Distancia que corresponde a un punto auxiliar sobre el nivel límite de fisuración y cercano a él.
x_{Nc}	Ordenada correspondiente al punto de aplicación de las fuerzas resultantes tensiones normales longitudinales.
y	Abcisa geométrica relativa a una sección vertical que cruza un vértice de fisura determinado.
$z_{st,w}$	Brazo de palanca de la resultante de las fuerzas de los estribos donde cruzan la fisura.
w	Anchura de fisura normal al trazado de fisura en el nivel de la barra.
α	Angulo de inclinación de estribos.
β	Angulo de inclinación del trazado de fisura en cualquier punto.
β_o	Angulo de inclinación correspondiente al vértice de fisura.
β_{inf}	Angulo de fisura con respecto a la armadura longitudinal.
β_{red}	Angulo de inclinación del trazado modificado de fisura.
ϵ_{ct}	Deformación unitaria relativa a la resistencia a tracción del hormigón.
ϵ_{cult}	Deformación unitaria relativa a la resistencia a compresión del hormigón.
$\epsilon_{sc}(y)$	Deformación unitaria en la armadura longitudinal de compresión.
ϵ_{oav}	Deformación media del hormigón en el nivel límite de fisuración en la dirección longitudinal.
$\epsilon_{oav,\alpha}$	Deformación media del hormigón en la línea que cruce el vértice de fisura en la dirección α .
$\epsilon_{oav,\beta_{red}}$	Deformación media del hormigón en la línea que cruza el vértice de fisura en la dirección normal al trazado modificado de fisura.
$\epsilon_{cxav}, \epsilon_{xav}$	Deformación media en región no fisurada y fisurada en la dirección longitudinal a cualquier nivel, definido por la ordenada x .
ϵ_{supav}	Deformación media del hormigón en la dirección longitudinal en la fibra más comprimida de la pieza.
$\epsilon_{cxav,\beta_{red}}, \epsilon_{xcv,\beta_{red}}$	Deformación media en región no fisurada y fisurada en la dirección ortogonal al trazado modificado de fisura a cualquier nivel.
$\epsilon_{csupav,\beta_{red}}$	Deformación media del hormigón en la dirección ortogonal al trazado modificado de fisura que corresponde a la fibra más comprimida entre dos fisuras consecutivas.
ϵ_{slav}	Deformación media de la armadura longitudinal de tracción.
$\epsilon_{slav,\beta_{red}}$	Deformación media en la dirección ortogonal al trazado modificado de fisura asociado al punto en que la armadura de tracción cruza una fisura.

$\epsilon_{slav,\alpha}$	Deformación media en la dirección α asociada al punto donde la armadura de tracción cruza una fisura.
$(\epsilon_{slav,\alpha})_j$	Deformación media en la dirección α de los estribos asociada al punto en que el estribo j cruza una fisura.
$(\epsilon_{stav,\beta_{red}})_j$	Deformación media en la dirección $\beta_{red} + 90^\circ$ asociada al punto donde el estribo j cruza una fisura.
λ_c	Coefficiente relacionado con la deformación de plastificación aparente en tracción del hormigón.
ρ_{sl}	Porcentaje geométrico de la armadura longitudinal de tracción para una sección cobaricéntrica.
$\rho_{st,\alpha}$	Porcentaje geométrico de armadura transversal para una sección cobaricéntrica efectiva, normal a los estribos.
$\sigma_x(x, y), \sigma_y(x, y)$	Tensiones normales verticales y longitudinales en cualquier punto del cordón de compresión.
$\sigma_{x_{oav}}$	Tensiones normales verticales medias en el plano del nivel límite de fisuración.
$\sigma_{sc}(y)$	Tensiones en la armadura longitudinal de compresión.
$\sigma_{sl,w}$	Tensión en la armadura longitudinal de tracción, en el punto donde cruza la fisura.
$\sigma_{st,o}$	Tensión en un estribo vertical que cruza la fisura en su vértice.
$(\sigma_{st\alpha,w})_j$	Tensión en el estribo j , en el punto en que atraviesa la fisura.
σ_{cr}	Tensiones en el hormigón donde comienza la fisuración en un punto de referencia.
$\tau(x, y)$	Tensiones tangenciales en cualquier punto del cordón comprimido.
τ_{oav}	Tensiones tangenciales medias en el nivel límite de fisuración.
$\tau_{ult}(x, y)$	Tensiones tangenciales límites relativas a una curva de resistencia intrínseca.
(\cdot)	Relativo a anchura unitaria.
(*)	Relativo a tensiones o fuerzas normalizadas en relación con la resistencia a compresión del hormigón.

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

Comentarios al título 3° del control de la EH-73.

Por: A. González Serrano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Resumen

En el presente artículo se intenta ahondar y aclarar en la interpretación de los estimadores, que con carácter preceptivo establece la E.H.-73. De entre todos los artículos y libros reseñados en la bibliografía se ha entresacado el artículo adjunto, que sale a la luz, para que otros técnicos, con inquietudes de profundizar en el conocimiento de los estimadores, tengan a su alcance la labor de investigación, análisis y síntesis que supuso el presente trabajo.

Control de calidad

La Instrucción Española establece con carácter preceptivo el control de la calidad del hormigón, de sus materiales componentes, del acero y de la ejecución de la obra. (Art. 57°).

Tanto las resistencias de los materiales como las tensiones que se producen en una estructura, son variables aleatorias. Por ello el proyecto de estructuras se basa cada vez más en métodos *probabilistas* y por ello se van abandonando cada vez más los métodos deterministas.

Si el proyectista conociese la función de distribución de probabilidades de las resistencias y solicitaciones, podría calcular la probabilidad de fallo y llegar a un nivel óptimo de la misma para una determinada estructura, a través del mínimo de una función, conocida por coste generalizado de una estructura.

Estos principios son válidos cualquiera que sea el fallo que se produzca: equilibrio, rotura, inestabilidad, adherencia, anclaje, fisuración o deformación. Su aplicación práctica dista mucho actualmente de hacerse en forma rigurosa pero las Normas introducen esta filosofía a través de los conceptos de resistencia característica de los materiales y de los coeficientes parciales de seguridad referentes a acciones y a materiales.

Ahora bien una vez proyectada una estructura, ésta debe construirse y esto lleva en sí una serie de procesos que están sujetos a variaciones impredecibles. Además, la información que nosotros poseemos de dichos procesos proviene, a su vez, de otros procesos de muestreo y ensayo que, también, se ven sometidos a variaciones aleatorias.

La estructura ya construida presenta una multitud de características que difieren de las proyectadas y el grado de concordancia entre la estructura real y la proyectada marca un *índice de calidad* de la ejecución de aquélla.

Cuanto mayor sea el control más alto será dicho índice; por el contrario, en una obra poco controlada las desviaciones serán grandes. Existe, como se ve, una relación entre la seguridad real de una estructura y el control ejercido durante su construcción. Esta relación entre los valores de γ y el grado de control está puesta de manifiesto ya en las Recomendaciones Internacionales FIP-CEB de 1970, aunque sin llegarla a cuantificar. Pero ningún Reglamento todavía lo ha incorporado, ya que se trata de una idea algo revolucionaria. No obstante, en España se ha dado ya el paso y la Instrucción EH 73 establece unos coeficientes de seguridad que dependen del grado de control del hormigón, del acero y de la ejecución, con el fin de mantener constante la seguridad real de la estructura independientemente del nivel de control elegido. Dichos coeficientes se recogen en el cuadro núm. 1 para los estados límites últimos (equilibrio, rotura, inestabilidad, adherencia y anclaje), ya que en los estados límites de servicio (fisuración o deformación) se toman los coeficientes de seguridad $\gamma_c = \gamma_s = \gamma_f = 1$.

Como se ve el coeficiente γ_c puede variar entre 1,40 y 1,70 según el grado de control. Es, pues, muy importante que el proyectista fije primeramente los niveles de Control que hayan de utilizarse en la obra, que figurarán en el pliego de condiciones y en los planos, conjuntamente con las características resistentes de los materiales y los coeficientes de seguridad empleados.

Antes, el control se confiaba a la pericia y vigilancia del director de obra, de acuerdo con su buena experiencia y criterio personal.

Actualmente, en que las técnicas estadísticas del control de calidad han alcanzado gran desarrollo en otros sectores industriales, se tiende a que la construcción asimile dichas técnicas y las adapte a sus propios problemas.

En los últimos años se ha mejorado el conocimiento del comportamiento resistente de las piezas de hormigón, gracias a la puesta a punto de la teoría de los Estados Límites, con la que desaparece la separación que existía entre hormigón armado y pretensado, hablándose de "hormigón estructural", que va del uno al otro sin solución de continuidad, extendiéndose incluso al hormigón en masa. De esta forma, se ha llegado a un grado de perfección en la fase de proyecto.

Actualmente se está dedicando particular atención al control de calidad, como último eslabón dentro de la concepción estadística que se posee del proceso constructivo.

La Instrucción Española establece con carácter preceptivo, en su artículo 58, un control de los componentes del hormigón (cemento, agua de amasado y áridos), independientemente de los niveles de control que se vayan a aplicar para el acero, el hormigón y la ejecución.

Para *controlar la calidad del hormigón*, especifica la citada Instrucción un control de su consistencia y un control de su resistencia.

En lo referente al *control de la resistencia del hormigón*, la Instrucción establece cuatro tipos de ensayos:

- Ensayos previos.
- Ensayos característicos.
- Ensayos de Control.
- Ensayos de Información.

Parece conveniente tratar este asunto con algún detenimiento, ya que constituye un punto un tanto novedoso de la nueva Instrucción.

CUADRO NUM. 1

	$\Delta \gamma_s$	γ_s	Δ, γ_c	γ_c	$\Delta \gamma_f$	$\Delta \gamma_c = -0,10$	$\Delta \gamma_f = 0$	$\Delta \gamma_f = +0,20$
						DAÑOS PREVISIBLES		
CONTROL DEL ACERO Valor medio $\gamma_s = 1,15$	A nivel reducido $f_{yk} \leq 2.200 \text{ Kg/cm}^2$	1,20				Los daños previsibles en caso de accidente son mínimos y exclusivamente materiales (silos, acequias, obras provisionales, etc.)	Los daños previsibles en caso de accidente son de tipo medio (puentes, edificios, etc., de tipo ordinario)	Los daños precriables en caso de accidente son muy importantes (teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.)
	A nivel normal	1,15						
	A nivel intenso	1,10						
CONTROL DEL HORMIGÓN Valor medio $\gamma_c = 1,50$	A nivel reducido $f_{ck} < 150 \text{ Kg/cm}^2$		+ 0,20	1,70		Los daños previsibles en caso de accidente son mínimos y exclusivamente materiales (silos, acequias, obras provisionales, etc.)	Los daños previsibles en caso de accidente son de tipo medio (puentes, edificios, etc., de tipo ordinario)	Los daños precriables en caso de accidente son muy importantes (teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.)
	A nivel normal $f_{ck} \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$		0,00	1,50				
	A nivel intenso Hormigón in situ		0,00	1,50				
CONTROL DE LA EJECUCION Valor medio $\gamma_f = 1,6$	A nivel reducido				+ 0,20	Los daños previsibles en caso de accidente son mínimos y exclusivamente materiales (silos, acequias, obras provisionales, etc.)	Los daños previsibles en caso de accidente son de tipo medio (puentes, edificios, etc., de tipo ordinario)	Los daños precriables en caso de accidente son muy importantes (teatros, tribunas, grandes edificios comerciales, etc.)
	A nivel normal				0,00			
	A nivel intenso				- 0,10			

NOTAS: 1) Si $\gamma_s \times \gamma_f < 1,65$ se deberán verificar con especial cuidado y rigor las condiciones de fisuración.

2) Se podrá reducir el valor de γ_f en un 5 por 100 cuando los estudios, cálculos e hipótesis sean muy rigurosos, considerando todas las solicitaciones y todas sus combinaciones posibles y estudiando con el mayor detalle los anclajes, nudos, enlaces y apoyos.

Definiciones

Valor característico

A los efectos de las definiciones dadas en la EH.73 y, en general, hablando de una variable aleatoria, se define como valor característico de la misma aquél que presenta un grado de confianza del 95 por 100; es decir, que existe una probabilidad de 0,95 de que se presenten valores individuales más altos que él o que existe una probabilidad de 0,05 de que se presenten valores individuales más bajos que él (cuantil del 5 por 100 en la función de resistencias de dicha variable aleatoria).

Esta definición vale cualquiera que sea el tipo de ensayo, clase de probeta, modo de su conservación, edad del hormigón, etc. Según la Instrucción EH.73 se designa por resistencia característica la referida a ensayos de compresión, realizados sobre probetas cilíndricas de 15 x 30 cms., a 28 días de edad, fabricadas y conservadas con arreglo al ensayo UNE 7 240, y rotas a compresión según el método de ensayo UNE 7 242.

Resistencia especificada o de proyecto f_{dk}

Es el valor que se adopta en el proyecto como base de los cálculos asociado a un nivel de confianza del 95 por 100.

Resistencia característica real de obra $f_{(ck) \text{ real}}$

Es el valor que corresponde al cuantil del 5 por 100 en la distribución de resistencias del hormigón colocado en obra. Dicha función de distribución es desconocida, como lo son sus parámetros; y es necesario estimarlos a partir de un número finito de ensayos sobre muestras que han sido enmoldadas en obra. La estimación de dicha resistencia característica real de obra es lo que se denomina *resistencia característica estimada* f_{est} .

Lote

Es la cantidad de hormigón que ha sido confeccionado y puesto en obra en condiciones sensiblemente iguales y que se somete a juicio de una sola vez.

Como es obvio, a mayor extensión del lote corresponde un menor gasto de ensayos y a la vez un mayor riesgo tanto para el suministrador como para el receptor.

Si se mezclan en un mismo lote (por azar, descuido o desconocimiento) hormigones de diferentes características, el riesgo de rechazo aumenta apreciablemente, si bien los nuevos estimadores hacen que ese aumento permanezca dentro de límites razonables.

Unidad de producto

La Instrucción fija como unidad de producto, la amasada, es decir, la menor cantidad de producto-hormigón fabricado en las mismas condiciones. Si de una amasada, el número de probetas que se extraen aumenta, también aumenta la información que se posee de la misma; pero no se incrementa el conocimiento de las restantes amasadas.

La *determinación* de la resistencia de una amasada viene expresada por el valor medio de las roturas de n probetas tomadas de la misma.

La Instrucción permite que el valor de n lo fijen las partes interesadas, debiendo ser $n \geq 2$. El valor mínimo de n lo fijará el Pliego de Prescripciones Técnicas particulares o el Director de Obra.

A medida que n sea mayor, mayor también será la garantía de la determinación correspondiente, al eliminarse las desviaciones fruto de la ejecución, conservación, transporte o proceso de rotura; pero como contrapartida, mayor es el coste del ensayo.

Pero se pueden desechar probetas anómalas si:

El recorrido relativo, entre los valores de tres resultados obtenidos de la misma amasada, supera el 20 por 100.

Este valor del 20 por 100 para tres probetas, equivale al 13 por 100 para el caso de dos probetas, supuesto constante el coeficiente de desviación típica, como más adelante se verá.

Extensión del lote

Por extensión del lote se entiende el volumen de hormigón que lo constituye, en m^3 .

Tamaño del lote

El tamaño del lote es el número de unidades de producto que contiene. Se obtiene dividiendo el volumen del lote por el de la amasada.

El Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares ha de establecer la extensión del lote. Si así no fuera lo fijará el Director de Obra. Los lotes se tomarán de partes de la obra inferiores a los límites que vienen definidos en los cuadros de los artículos 64.3 y 64.4 para los ensayos de control a nivel normal e intenso, respectivamente.

Muestra

Es el conjunto de probetas que se toman como representativas del correspondiente lote.

Tamaño de la muestra

Es el número de *determinaciones por lote*.

En los ensayos de control a nivel normal el tamaño de la muestra lo fijará el Director de Obra, de no estar previsto en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares, habiendo de ser $N > 1$. En los ensayos de control a nivel intenso es $N = 6$ ó $N = 12$, viniendo fijado en el artículo 64.4.

Si suponemos una serie de N determinaciones de resistencias ordenadas de menor a mayor en la forma:

$$x_1 \leq x_2 \leq \dots \leq x_m \leq \dots \leq x_N$$

Se define por:

$$\text{resistencia media } f_{cm} = \frac{\sum_{i=1}^{i=N} X_i}{N}$$

Desviación típica o desviación cuadrática media:

$$s = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} (f_{cm} - x_i)^2}{N}}$$

Coefficiente de variación:

$$\delta = \frac{s}{f_{cm}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} (f_{cm} - x_i)^2}{N f_{cm}^2}}$$

0,25 > δ condiciones medias < 0,20
 0,20 > δ condiciones buenas < 0,15
 0,15 > δ condiciones muy buenas < 0,10

Para el caso de distribuciones gaussianas (y así puede suponerse que se distribuyen las resistencias de un hormigón, con aproximación suficiente) la resistencia característica real de obra viene dada por la expresión:

$$f_{(ck) \text{ real}} = f_{cm} (1 - 1,64 \delta)$$

En condiciones medias: $f_{cm} \simeq 1,5 f_{ck}$

En condiciones buenas: $f_{cm} \simeq 1,35 f_{ck}$

En condiciones muy buenas: $f_{cm} \simeq 1,2 f_{ck}$

y para tener en cuenta la diferencia entre la resistencia media de obra con respecto a la resistencia media de laboratorio, aparecen unos nuevos sumandos de valor 20, 15 y 10 Kg/cm², según las condiciones de ejecución previstas:

Condiciones previstas para la ejecución de la obra	Valor aproximado de la resistencia media necesaria en laboratorio
Medias	$f_{cm} = 1,5 f_{ck} + 20 \text{ Kp/cm}^2$
Buenas	$f_{cm} = 1,35 f_{ck} + 15 \text{ Kp/cm}^2$
Muy buenas	$f_{cm} = 1,20 f_{ck} + 10 \text{ Kp/cm}^2$

Esta es la tabla que aparece en el comentario del artículo 62, que permite evaluar la resistencia característica que se habrá de producir en la obra, en función de las condiciones de ejecución previstas y de la resistencia media del laboratorio.

Estimadores

Se define como estimador la función que, particularizada para los resultados numéricos obtenidos en la rotura de probetas de la muestra, proporciona un valor que estima y cuantifica la resistencia característica de obra.

Es decir, es la función que se emplea para obtener la resistencia estimada f_{est} que deberá compararse con la especificada f_{ck} .

Aplicando conocimientos estadísticos es posible definir diversos estimadores. La Instrucción Española, en los ensayos de control a nivel normal e intenso (que se realizan mediante la rotura de probetas testigo), define dos estimadores cuyas características y peculiaridades se pasa a describir.

Una propiedad interesante de ambos estimadores es que no hacen intervenir los valores más altos de los resultados de las probetas, con lo que no resulta penalizado un hormigón por mostrar dispersión excesiva en más. Estos estimadores son más aptos que los que hacen intervenir todos los valores de las probetas, ya que en la práctica de las obras se da a veces el caso de que las probetas de una misma muestra son de dos poblaciones estadísticas diferentes (por ejemplo, por cambio en la partida del cemento, siendo el segundo de resistencia superior al primero) y, en tal caso, los actuales estimadores son más ventajosos y sobre todo más justos.

Ambos estimadores presuponen la normalidad de la población; y así puede suponerse que se distribuyen las resistencias de un hormigón, con aproximación suficiente.

Ambos estimadores se han obtenido imponiendo la condición de que el valor de su mediana coincida con el valor de la resistencia característica real.

De esta forma, el estimador resulta prácticamente centrado en la resistencia característica de obra. Esto significa que, aplicado a muchos conjuntos de probetas de un mismo hormigón, proporciona valores de f_{est} (resistencia característica estimada de obra) tales que su media aritmética coincide con la $f_{(ck)real}$ (resistencia característica real de obra).

Visto de otro modo; quiere decir que si el hormigón realizado en obra tiene una resistencia característica real que coincide con la especificada o de proyecto, existe una probabilidad de 0,5 de que sea aceptado, ya que en el 50 por 100 de los casos la resistencia estimada saldrá mayor que la real.

Esto se pensó así porque, paralelamente al riesgo del suministrador (ver rechazado un hormigón correcto), existe un riesgo del receptor (aceptar un hormigón no correcto); y al definir el estimador centrado (supuesta la distribución normal, lo que no es absolutamente cierto) se llega a que ambos riesgos son iguales y se produce así una situación justa.

Pero además dichos estimadores son muy sensibles; esto significa que si el hormigón realizado en obra tiene una resistencia característica real algo superior a la de proyecto (por ejemplo un 10 por 100), existe un alto porcentaje de probabilidad (por ejemplo del 0,96) de que sea aceptado. Esto viene indicado en las "curvas de eficacia" del estimador, de las que más adelante se hablará. Lo dicho hasta aquí se indica cualitativamente en las figuras 1, 2, 3, 4 y 5.

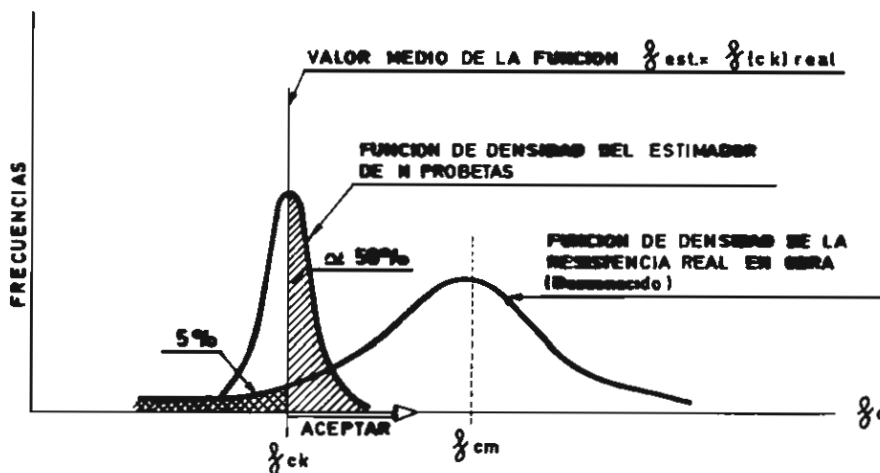


FIG. 1- CASO DE HORMIGON ESTRICTO $f_{(ck)real} = f_{ck}$

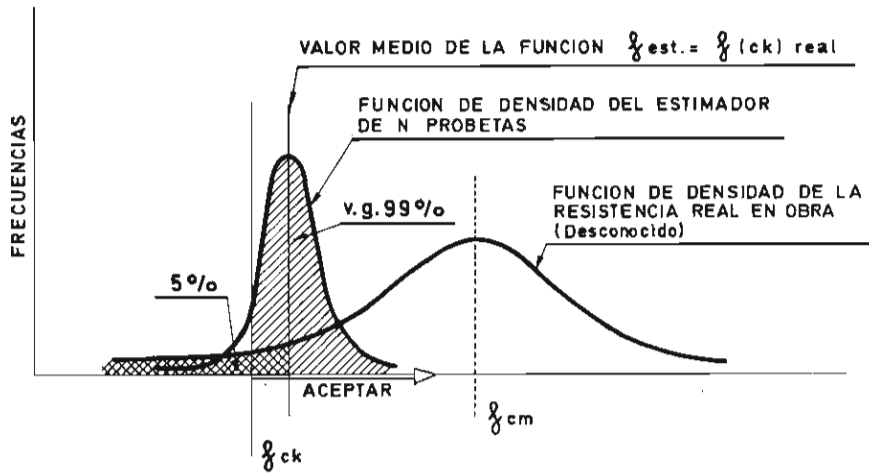


FIG.2- CASO DE HORMIGON LIGERAMENTE SUPERIOR AL ESTRICTO $f_{ck} \text{ real} > f_{ck}$

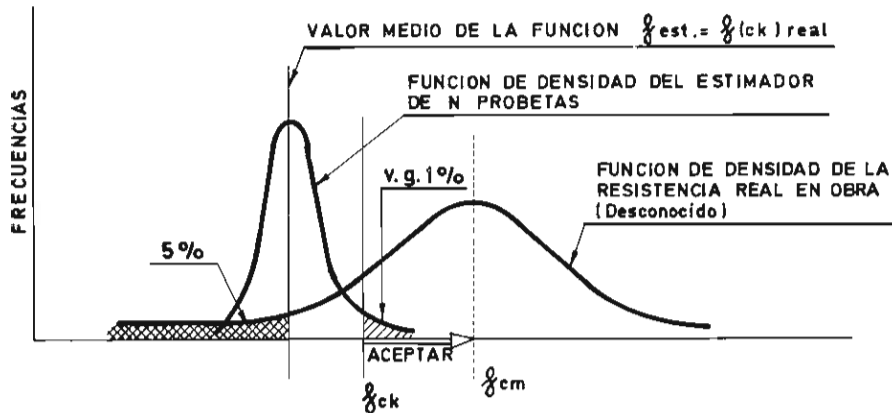


FIG.3 - CASO DE HORMIGON LIGERAMENTE INFERIOR AL ESTRICTO $f_{ck} \text{ real} < f_{ck}$

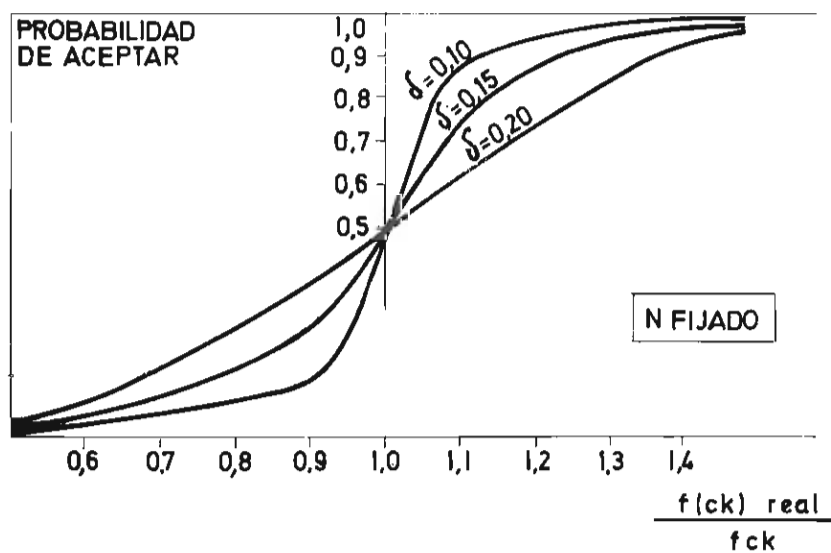


FIG. 4.-CURVA DE EFICACIA DE UN ESTIMADOR, N DADO

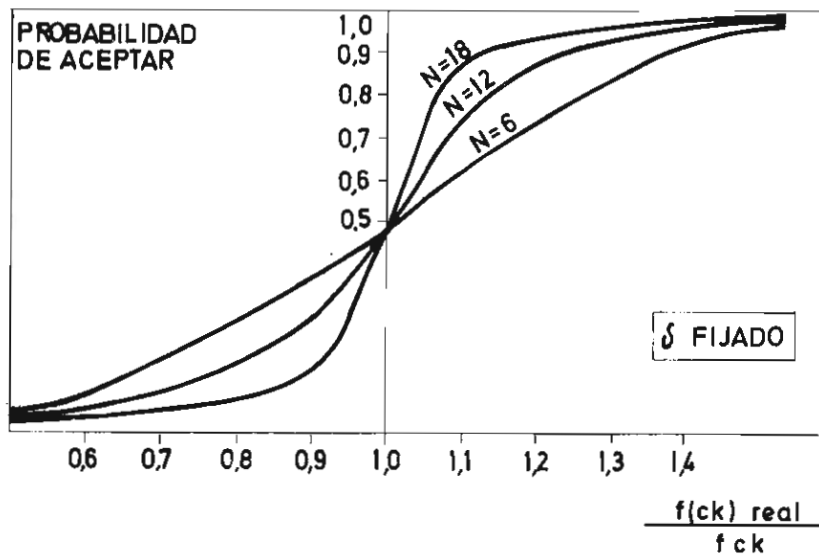


FIG. 5.—CURVA DE EFICACIA DE UN ESTIMADOR δ DADO

Como puede verse en las figuras 4 y 5 (“curvas de eficacia” del estimador, que nos dan la probabilidad de aceptar, en ordenadas, en función de $\frac{f_{(ck) \text{ real}}}{f_{ck}}$, en abscisas, para un valor de δ y N prefijado), el aumentar el número de determinaciones N , el disminuir el coeficiente de variación del hormigón δ , y el aumentar la resistencia real del mismo con respecto a la de proyecto, son factores que conducen todos ellos a disminuir el riesgo del receptor (aceptar un hormigón no correcto) y el del constructor (que le rechacen un hormigón correcto).

Formas de especificar el hormigón

Existen dos formas de especificar el hormigón: por resistencia o por dosificación.

En el primer caso, llamado de *dosificación proyectada*, se especifica el valor de f_{ck} y alguna otra limitación, tal como el tamaño máximo del árido y el contenido mínimo en cemento. Este es el caso de la Instrucción Española en el control de la calidad del hormigón, a nivel medio y a nivel intenso.

En el segundo caso, llamado de *dosificación prescrita*, se especifica una determinada dosificación de las que hay tipificadas en el Reglamento Nacional correspondiente. Esta variante se admite en muchos países como Holanda, Inglaterra, Alemania, etc. en los que las características de las materias primas son bastante homogéneas en todo el país. No ocurre así en España, especialmente con los áridos; y por ello la Instrucción Española acepta este tipo de dosificación solamente en el caso del control de la calidad del hormigón a nivel reducido.

El control a nivel reducido se realiza por medición de la consistencia del hormigón y es de aplicación a obras de escasa importancia, en las que no siendo fácil recurrir a laboratorios especializados, no es excesivamente gravoso aumentar la dosificación de cemento para garantizar, por métodos indirectos, el valor de la resistencia especificada del hormigón.

Las dosificaciones tipo, tendrán un mínimo de 300 Kgs. de cemento de categoría 350, por m³ de hormigón. La resistencia especificada habrá de ser $f_{ck} \leq 150 \text{ Kg/cm}^2$, y el coeficiente de minoración del hormigón será $\gamma_c = 1,70$. En el caso de elementos de hormigón en masa, se podrá reducir la dosificación mínima de cemento a 250 Kg/m³, de categoría 350, conservando las anteriores limitaciones.

Supone un valor bajo en la resistencia a alcanzar; una dosificación alta y contrastada, capaz de suministrar una resistencia mucho mayor de la exigida, y una vigilancia continuada por parte de la Dirección de obra que garantice lo correcto de la dosificación, el amasado y la puesta en obra, llevando un registro sistemático de la consistencia, de acuerdo con el artículo 64.2.

En el *control del hormigón a nivel normal*, la toma de probetas de partes de la obra no responde a criterios sistemáticos, ni en su número ni en su frecuencia. Puede haber errores de fabricación de trascendencia en la resistencia y que no sean fácil ni inmediatamente detectables. Por ello limita la Instrucción este nivel a obras en las que se exige una resistencia especificada moderada ($f_{ck} \leq 250 \text{ Kg/cm}^2$) y obliga a adoptar un coeficiente de minoración del hormigón $\gamma_c \geq 1,5$.

El estimador aplicado define como resistencia característica estimada f_{est} , de la parte de la obra sometida a este control, el valor que resulta de multiplicar el valor de la determinación de resistencia más baja, X_1 , obtenida en la serie de N determinaciones, por el coeficiente K_N dado en la tabla 1 adjunta, en función del número de determinaciones N y del coeficiente de variación δ :

$$f_{est} = K_N X_1$$

siendo X_1 la determinación de resistencia menor.

TABLA 1.—VALORES DE K_N

Uniformidad del hormigón		Excelente	Buena	Regular	Mala
Coeficiente de variación del hormigón δ		0,10	0,15	0,20	0,25
Número de probetas N	1	0,836	0,753	0,671	0,589
	2	0,884	0,820	0,753	0,682
	3	0,910	0,859	0,803	0,741
	4	0,928	0,886	0,838	0,784
	5	0,942	0,907	0,867	0,820
	6	0,953	0,924	0,890	0,850
	7	0,962	0,938	0,910	0,877
	8	0,970	0,951	0,928	0,900
	10	0,983	0,972	0,958	0,942
	12	0,993	0,989	0,984	0,976
	14	1,002	1,004	1,005	1,008
	16	1,009	1,016	1,024	1,035
	18	1,016	1,027	1,041	1,059

Conforme se ha indicado, el test básico supone la normalidad de la población. Su utilización implica realizar una estimación de su coeficiente de variación, lo cual sólo sería posible a partir de los valores muestrales. Como tal estimación, especialmente para $N \leq 6$, sería de es-

casa fiabilidad, se ha preferido en la Instrucción realizar una hipótesis adicional, consistente en asignar a priori un coeficiente de variación determinado, de acuerdo con el proceso de fabricación; y por tanto, en función de tal proceso, definir K_N .

La Instrucción asigna los valores de $\delta = 0,20$ a los hormigones fabricados en hormigón y $\delta = 0,10$ a los hormigones fabricados en central; y sólo da las dos columnas que corresponden a dichos valores del coeficiente de variación.

Como puede verse, las diferencias entre los valores de K_N en las distintas columnas son bastante pequeñas para $N > 6$, y difieren apreciablemente en el intervalo de valores de N para los que la estimación de su coeficiente de variación tendría muy poca garantía.

El test de aceptación así formalizado se basa exclusivamente en la propia muestra, ignorando la historia anterior del control.

Aunque se presupone la normalidad de la población, sus curvas de selectividad son muy parecidas a las que se obtendrían de haber considerado, en una distribución más general, y con el porcentaje de defectuosos previsto en el artículo 28.1, un test análogo consistente en estimar el valor característico a partir del valor más bajo en una muestra de extensión N .

La tabla 2 presenta, en función del tamaño de la muestra, los parámetros del estimador (media y desviación típica) en función de la media f_{cm} y la desviación típica s de la población origen supuesta normal.

TABLA 2.—PARAMETROS DEL ESTIMADOR DEL CONTROL DEL HORMIGÓN A NIVEL NORMAL

Tamaño de la muestra	Media	Desviación típica
6	$K_N (f_{cm} - 1,266 s)$	$0,640 K_N s$
12	$K_N (f_{cm} - 1,627 s)$	$0,560 K_N s$
18	$K_N (f_{cm} - 1,816 s)$	$0,524 K_N s$

Nota: Los valores de K_N figuran en la tabla 1.

En las figuras 6 a 11 se representan las curvas de eficacia del estimador, para diferentes tamaños de la muestra ($N = 1, 2, 3, 4, 5$ y 6) y diferentes valores del coeficiente de variación ($\delta = 0,10; 0,15; 0,20$ y $0,25$).

En la tabla 3 figuran los valores numéricos correspondientes a estas curvas de eficacia.

En el *control del hormigón a nivel intenso* se efectúa un control sistemático de la resistencia del hormigón, a base de ensayos periódicos cuyos resultados pueden hacer variar la intensidad del muestreo. Este nivel de control es preceptivo siempre que la resistencia especificada sea mayor que 250 Kg/cm^2 ($f_{ck} > 250 \text{ Kg/cm}^2$) o cuando para γ_c se adopte un valor inferior a 1,50.

Ya anteriormente se ha mencionado el tamaño del lote y el número necesario de determinaciones por lote, es decir, el tamaño de la muestra.

Obtenidas las $N = 2 m$. determinaciones de resistencia de otras tantas amasadas y ordenadas de menor a mayor en la forma:

$$X_1 \leq X_2 \leq \dots \quad X_m \leq \dots \leq X_N$$

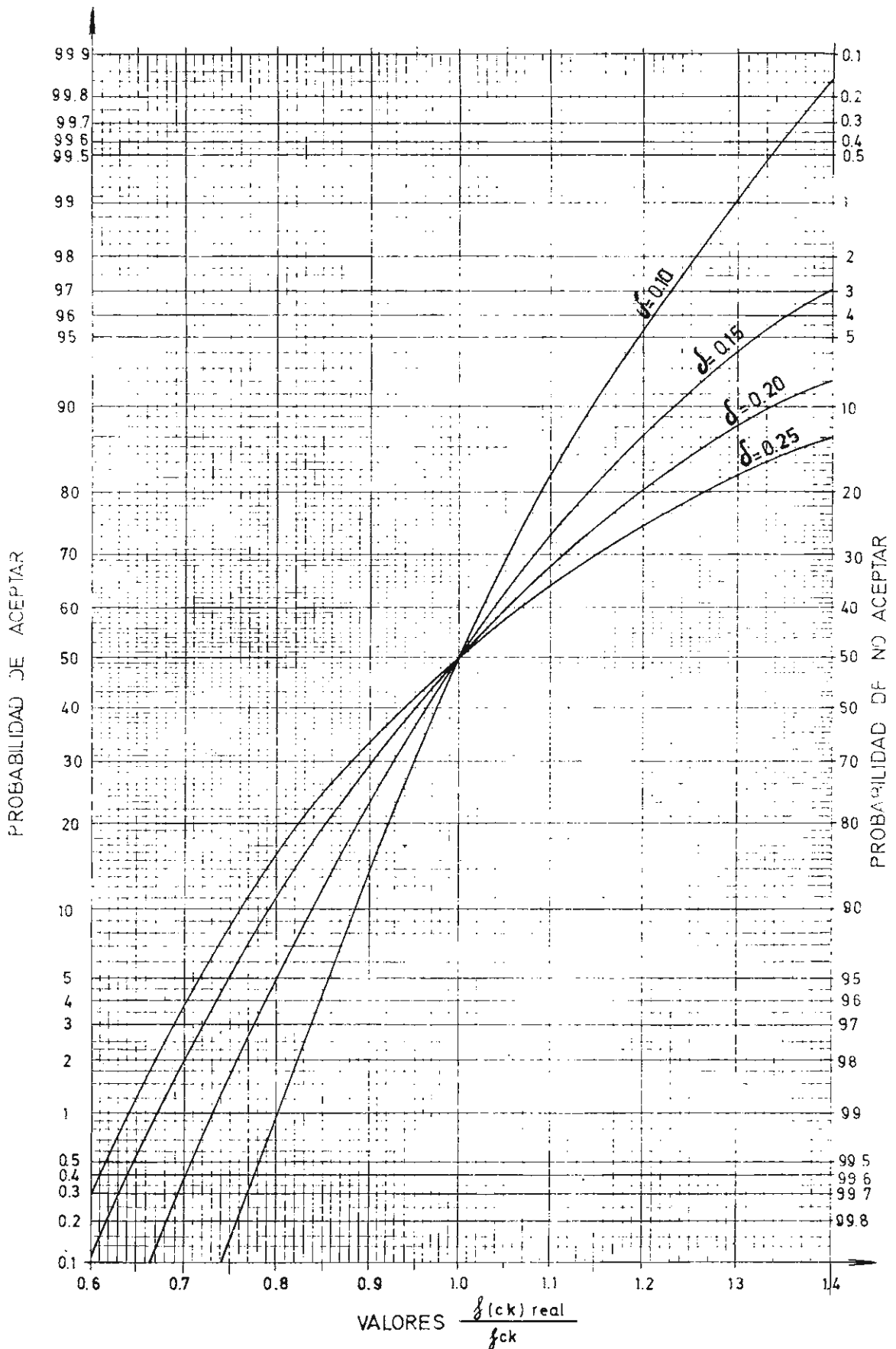


FIG. 6 - CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL NORMAL PARA $N=1$

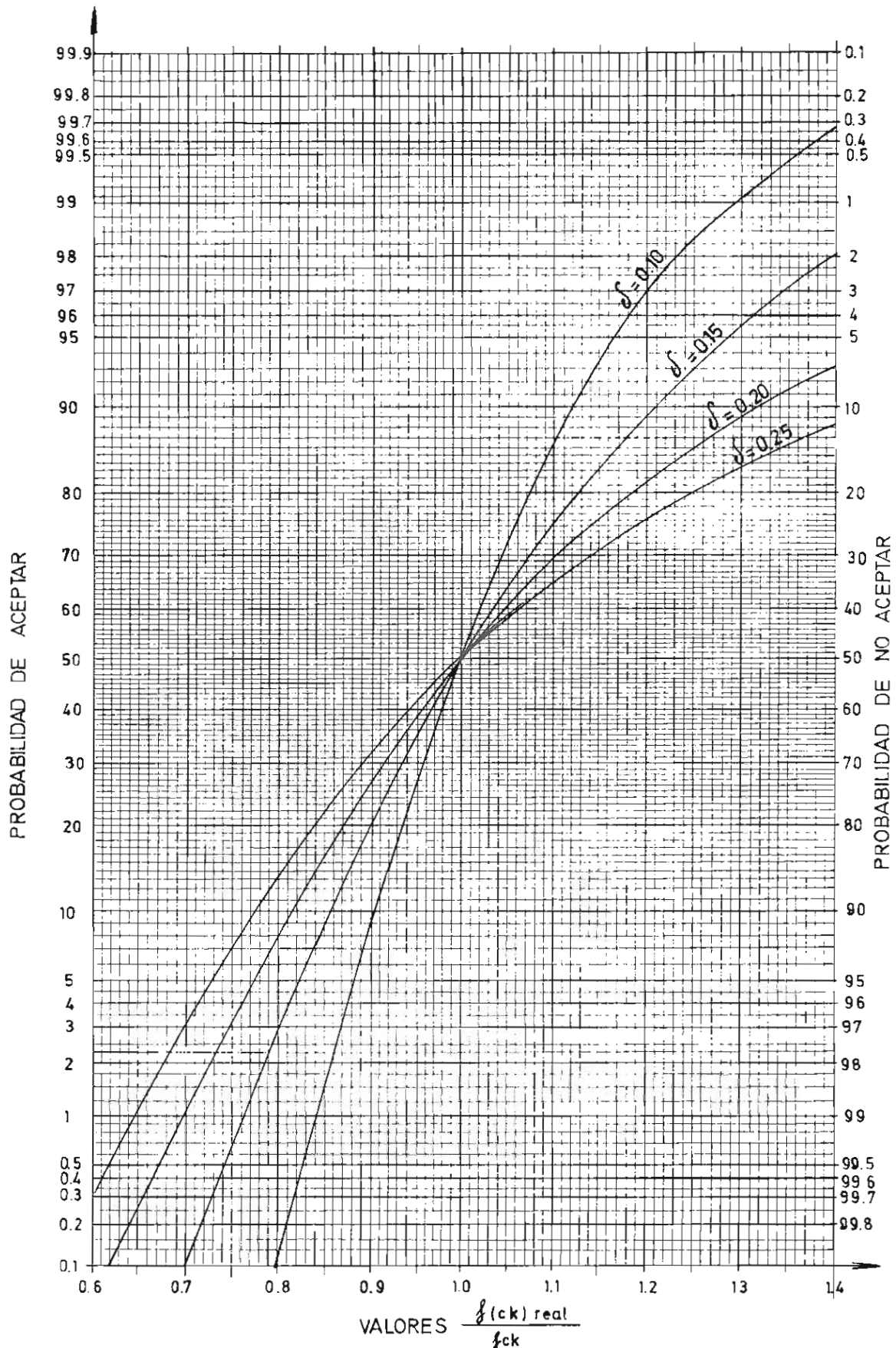


FIG.7- CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL NORMAL PARA N = 2

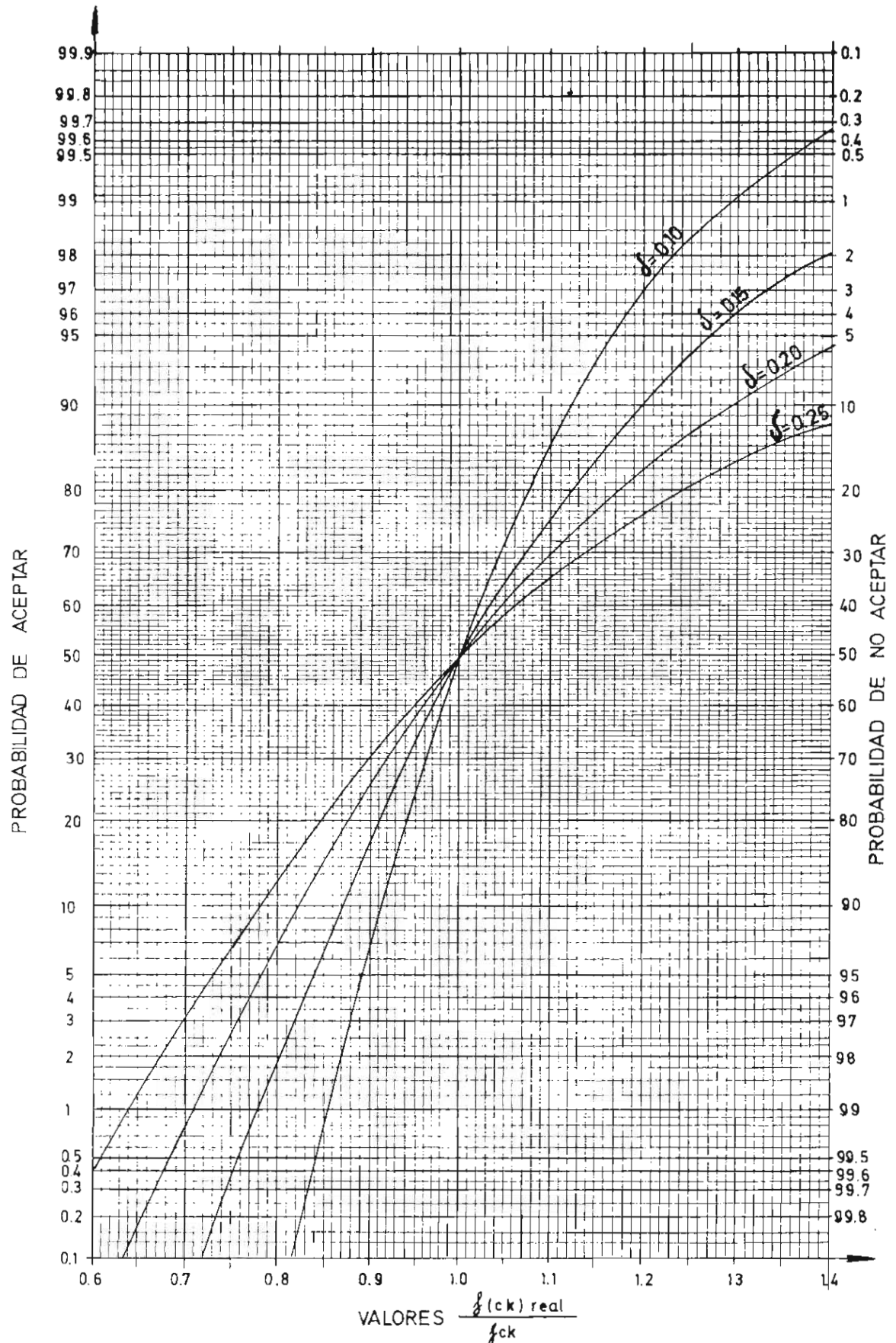


FIG. 8 - CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL NORMAL PARA N = 3

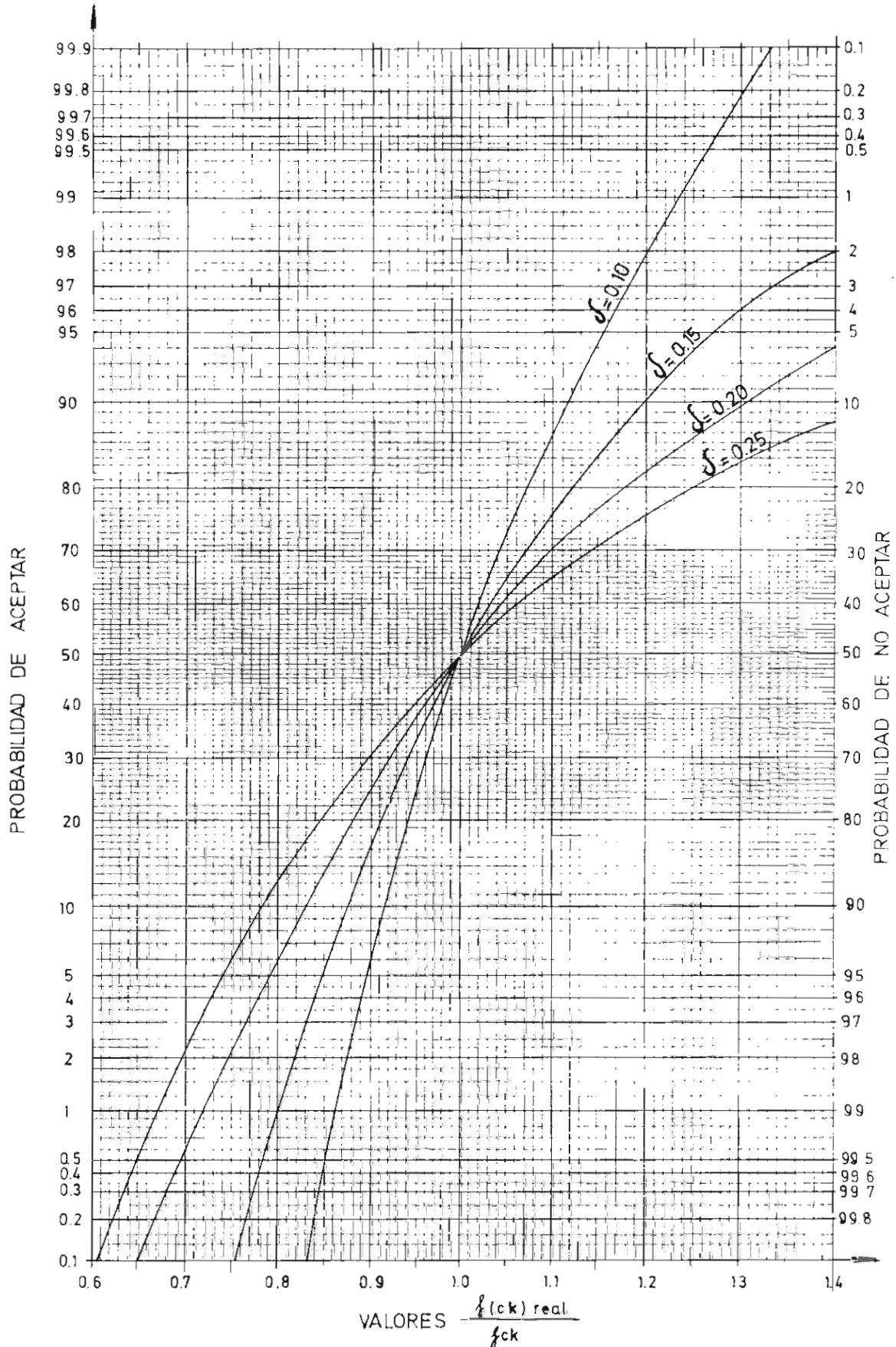


FIG. 9 - CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL NORMAL PARA $N = 4$

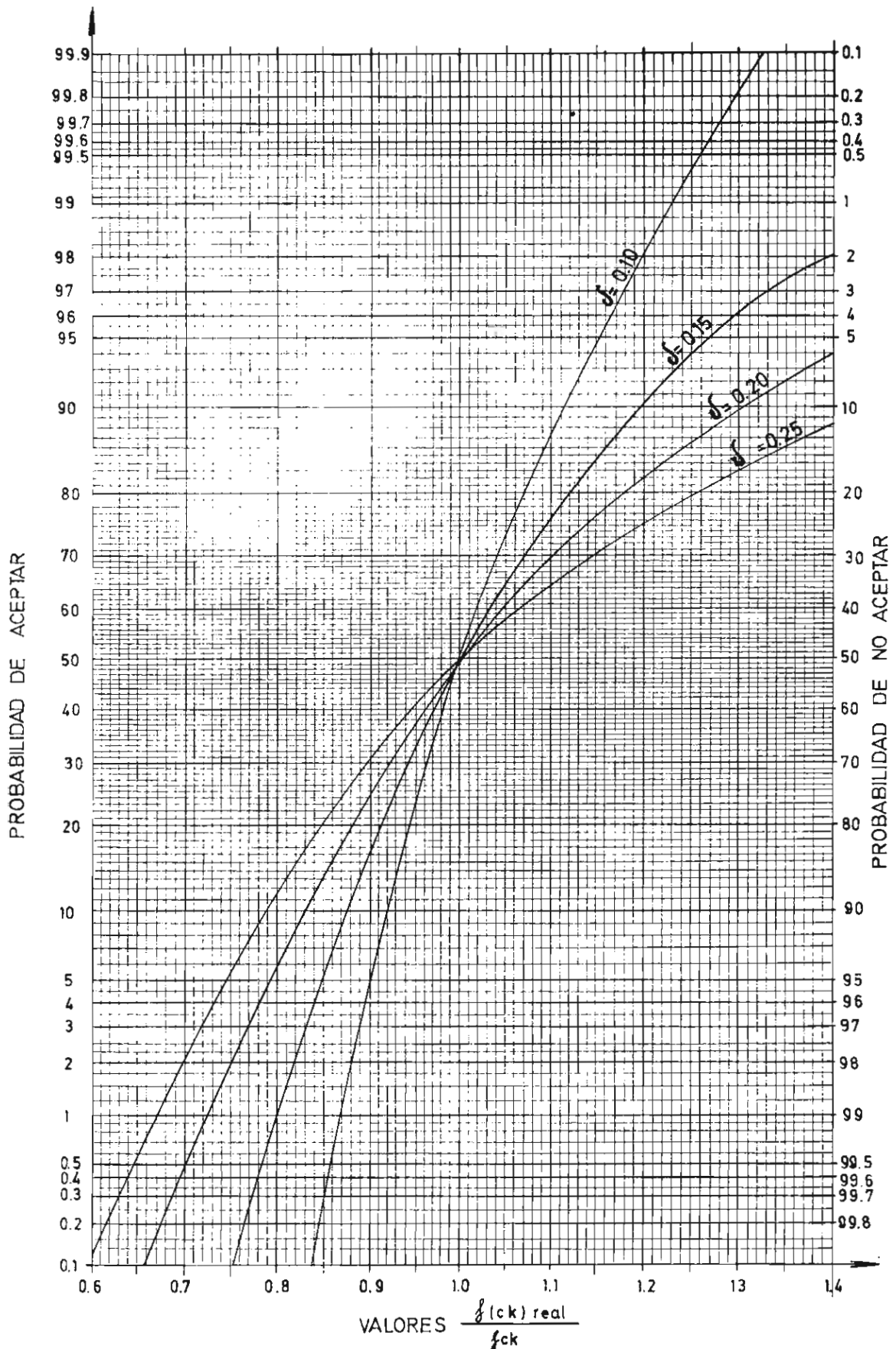


FIG.10 - CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL NORMAL PARA N = 5

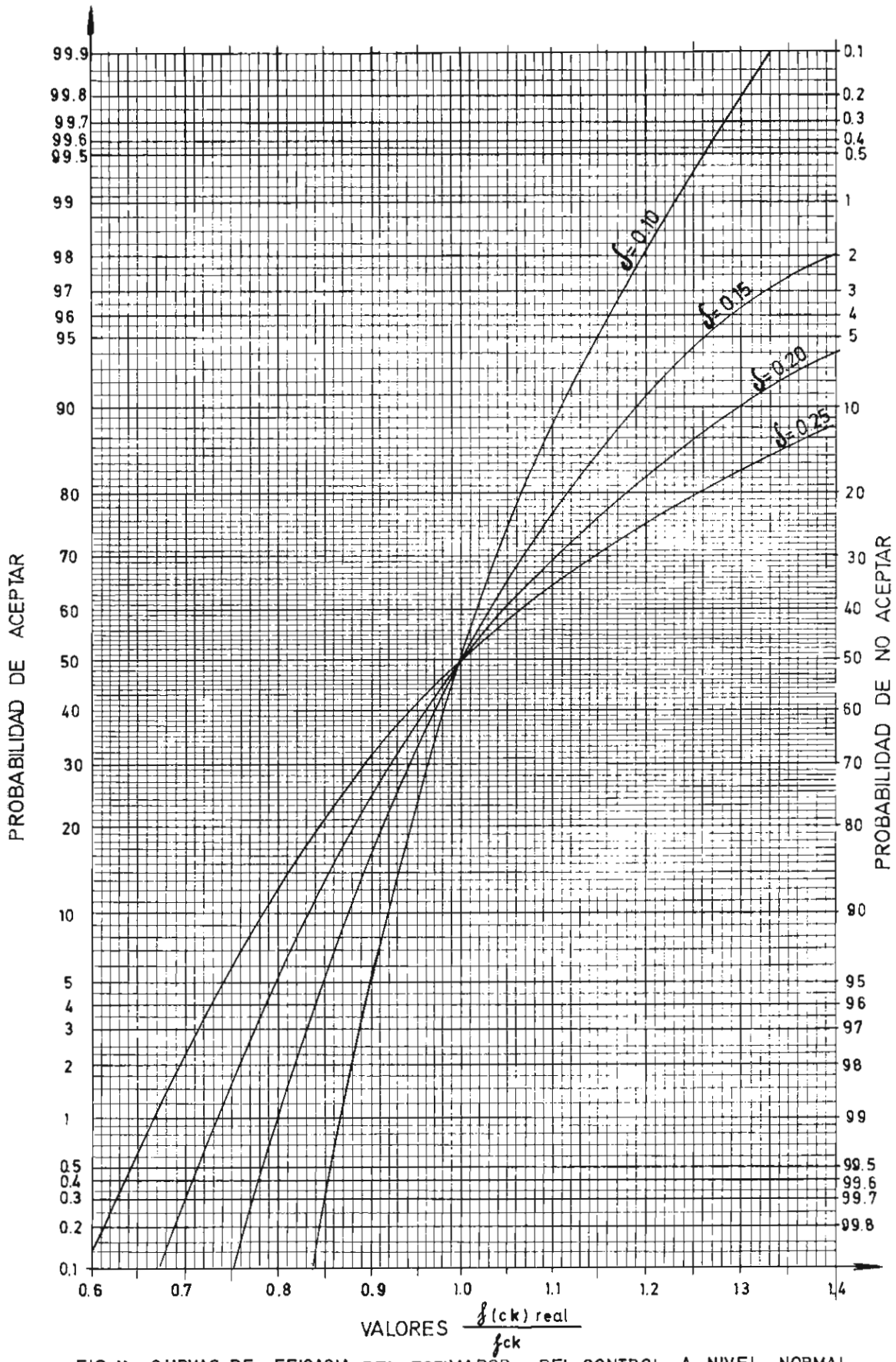


FIG. 11 - CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL NORMAL PARA N = 6

TABLA 3.—ESTIMADOR DEL CONTROL DEL HORMIGON A NIVEL NORMAL

PROBABILIDAD DE ACEPTAR UN HORMIGON, EN FUNCIÓN DE N, δ y $\frac{f_{(ck) \text{ real}}}{f_{ck}}$

Tamaño de la muestra N	$\delta = \frac{s}{f_{cm}}$	$\frac{f_{(ck) \text{ real}}}{f_{ck}}$								
		0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40
1	0,10	0,00	0,00	0,01	0,13	0,50	0,82	0,95	0,99	1,00
	0,15	0,00	0,00	0,05	0,23	0,50	0,73	0,87	0,94	0,97
	0,20	0,00	0,02	0,11	0,29	0,50	0,67	0,80	0,88	0,92
	0,25	0,00	0,04	0,15	0,33	0,50	0,64	0,75	0,82	0,87
2	0,10	0,00	0,00	0,00	0,09	0,50	0,85	0,97	0,99	1,00
	0,15	0,00	0,00	0,03	0,20	0,50	0,75	0,89	0,95	0,98
	0,20	0,00	0,01	0,08	0,27	0,50	0,69	0,81	0,89	0,93
	0,25	0,00	0,03	0,14	0,32	0,50	0,65	0,76	0,83	0,88
3	0,10	0,00	0,00	0,00	0,07	0,50	0,86	0,97	0,99	1,00
	0,15	0,00	0,00	0,02	0,18	0,50	0,76	0,90	0,96	0,98
	0,20	0,00	0,00	0,07	0,26	0,50	0,69	0,82	0,89	0,94
	0,25	0,00	0,03	0,13	0,31	0,50	0,65	0,76	0,83	0,88
4	0,10	0,00	0,00	0,00	0,06	0,50	0,87	0,98	1,00	1,00
	0,15	0,00	0,00	0,01	0,17	0,50	0,76	0,90	0,96	0,98
	0,20	0,00	0,00	0,06	0,25	0,50	0,70	0,82	0,89	0,94
	0,25	0,00	0,02	0,13	0,31	0,50	0,65	0,76	0,83	0,88
5	0,10	0,00	0,00	0,00	0,05	0,50	0,87	0,98	1,00	1,00
	0,15	0,00	0,00	0,01	0,16	0,50	0,77	0,90	0,96	0,98
	0,20	0,00	0,00	0,06	0,25	0,50	0,70	0,82	0,90	0,94
	0,25	0,00	0,02	0,12	0,31	0,50	0,65	0,76	0,83	0,88
6	0,10	0,00	0,00	0,00	0,05	0,50	0,88	0,98	1,00	1,00
	0,15	0,00	0,00	0,01	0,16	0,50	0,77	0,91	0,96	0,98
	0,20	0,00	0,00	0,05	0,24	0,50	0,70	0,82	0,90	0,94
	0,25	0,00	0,02	0,12	0,31	0,50	0,65	0,76	0,83	0,88

se define como resistencia característica estimada de la parte de la obra sometida a este control el valor:

$$f_{est} = 2 \frac{X_1 + X_2 + \dots + X_{m-1}}{m-1} - X_m \leq K_N X_1$$

donde K_N es el parámetro definido en la Instrucción para el caso de ensayos de control a nivel normal para el valor de $N = 2m$. Con la última limitación se quiere eludir los posibles casos de polémica en que por una desviación en más del valor X_m , pudiera resultar un ensayo aceptable con el criterio establecido en el nivel normal y rechazable en éste.

El juego de decisiones sobre el tamaño de la muestra, es decir sobre la información general a conseguir y que se establece en el artículo 64.4, pretende conseguir una información de extensión aceptable al comienzo de la obra y siempre que esté en entredicho la calidad del hormigón que anteriormente se haya puesto en obra; mientras que permite reducir el número

ro de determinaciones en los casos en que la fabricación se estabiliza alrededor de calidades aceptables.

La tabla 4 presenta, para cada tamaño de la muestra N, los parámetros del estimador en función de la media f_{cm} y de la desviación típica s de la población origen supuesta normal.

TABLA 4
PARAMETROS DEL ESTIMADOR DEL CONTROL DEL HORMIGON A NIVEL INTENSO

Tamaño de la muestra	Media	Desviación típica
6	$f_{cm} - 1,71 s$	0,83 s
8	$f_{cm} - 1,70 s$	0,70 s
12	$f_{cm} - 1,65 s$	0,54 s
16	$f_{cm} - 1,65 s$	0,45 s
18	$f_{cm} - 1,64 s$	0,43 s

En las figuras 12, 13 y 14 se representan las curvas de eficacia del estimador para diferentes tamaños de la muestra (N = 6, 12 y 18) y diferentes coeficientes de variación ($\delta=0,10$; 0,15; 0,20 y 0,25).

Las curvas de eficacia, como es lógico, son válidas cuando se juzgue un lote a través de una sola muestra de extensión N, que es la forma habitual de operar.

En la tabla 5 figuran tabulados los valores numéricos correspondientes a estas curvas de eficacia.

TABLA 5
ESTIMADOR DEL CONTROL DEL HORMIGON A NIVEL INTENSO. PROBABILIDAD DE ACEPTAR UN HORMIGON EN FUNCION DE N, δ y $\frac{f_{(ck) \text{ real}}}{f_{ck}}$

Tamaño de la muestra	$\delta = \frac{s}{f_{cm}}$	$\frac{f_{(ck) \text{ real}}}{f_{ck}}$								
		0,60	0,70	0,80	0,90	1,00	1,10	1,20	1,30	1,40
6	0,10	0,00	0,00	0,00	0,11	0,51	0,81	0,93	0,97	0,99
	0,15	0,00	0,00	0,04	0,24	0,51	0,71	0,83	0,90	0,94
	0,20	0,00	0,02	0,13	0,32	0,51	0,64	0,75	0,81	0,86
	0,25	0,01	0,09	0,22	0,38	0,51	0,60	0,68	0,74	0,78
12	0,10	0,00	0,00	0,00	0,03	0,51	0,91	0,99	1,00	1,00
	0,15	0,00	0,00	0,01	0,15	0,51	0,80	0,93	0,98	0,99
	0,20	0,00	0,00	0,06	0,24	0,51	0,72	0,85	0,92	0,95
	0,25	0,00	0,02	0,13	0,32	0,51	0,66	0,77	0,84	0,89
18	0,10	0,00	0,00	0,00	0,01	0,53	0,96	1,00	1,00	1,00
	0,15	0,00	0,00	0,00	0,10	0,53	0,86	0,97	0,99	1,00
	0,20	0,00	0,00	0,02	0,20	0,53	0,78	0,91	0,96	0,98
	0,25	0,00	0,01	0,08	0,28	0,53	0,71	0,83	0,90	0,94

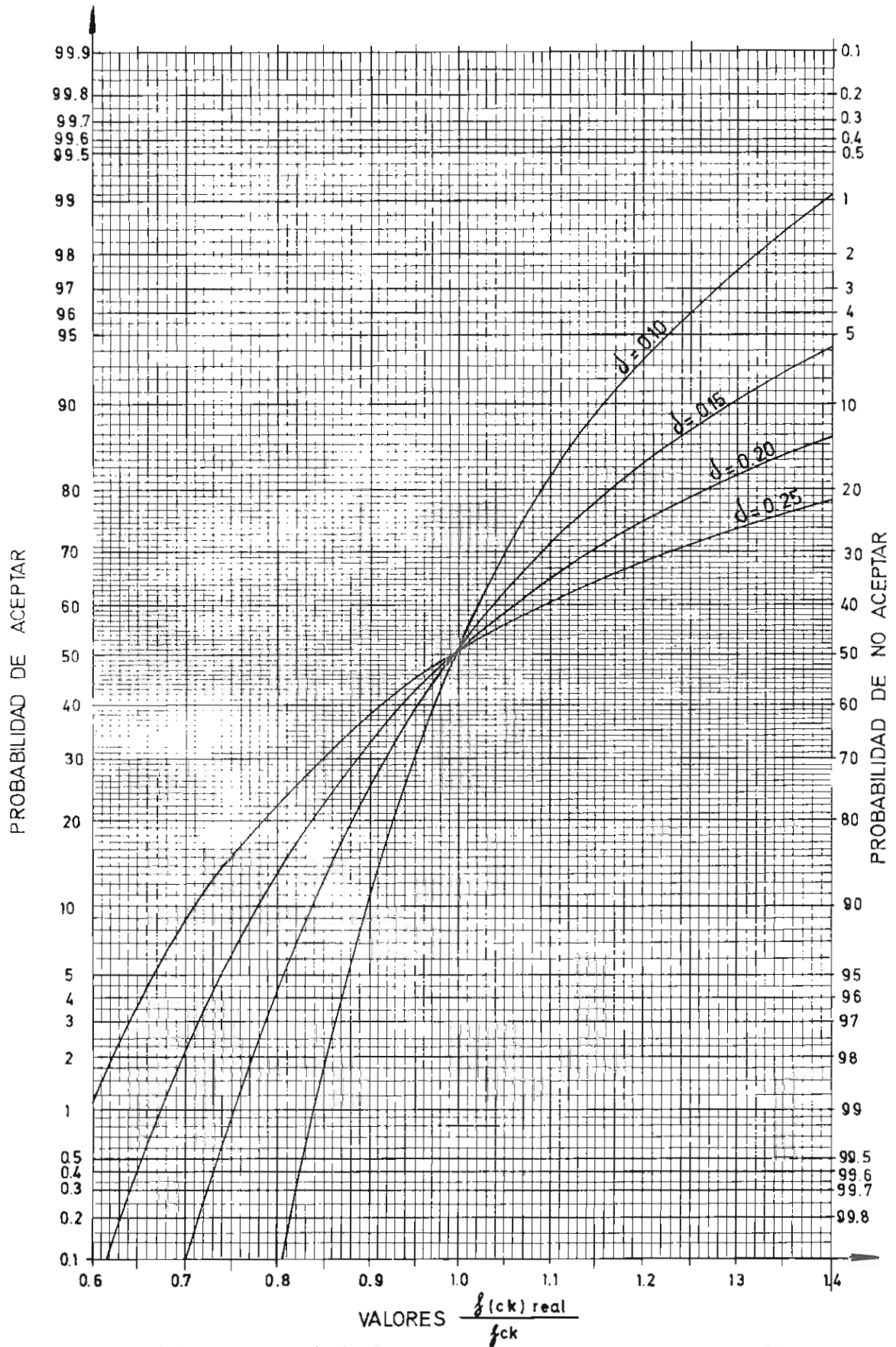


FIG.12 - CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL INTENSO PARA N=6

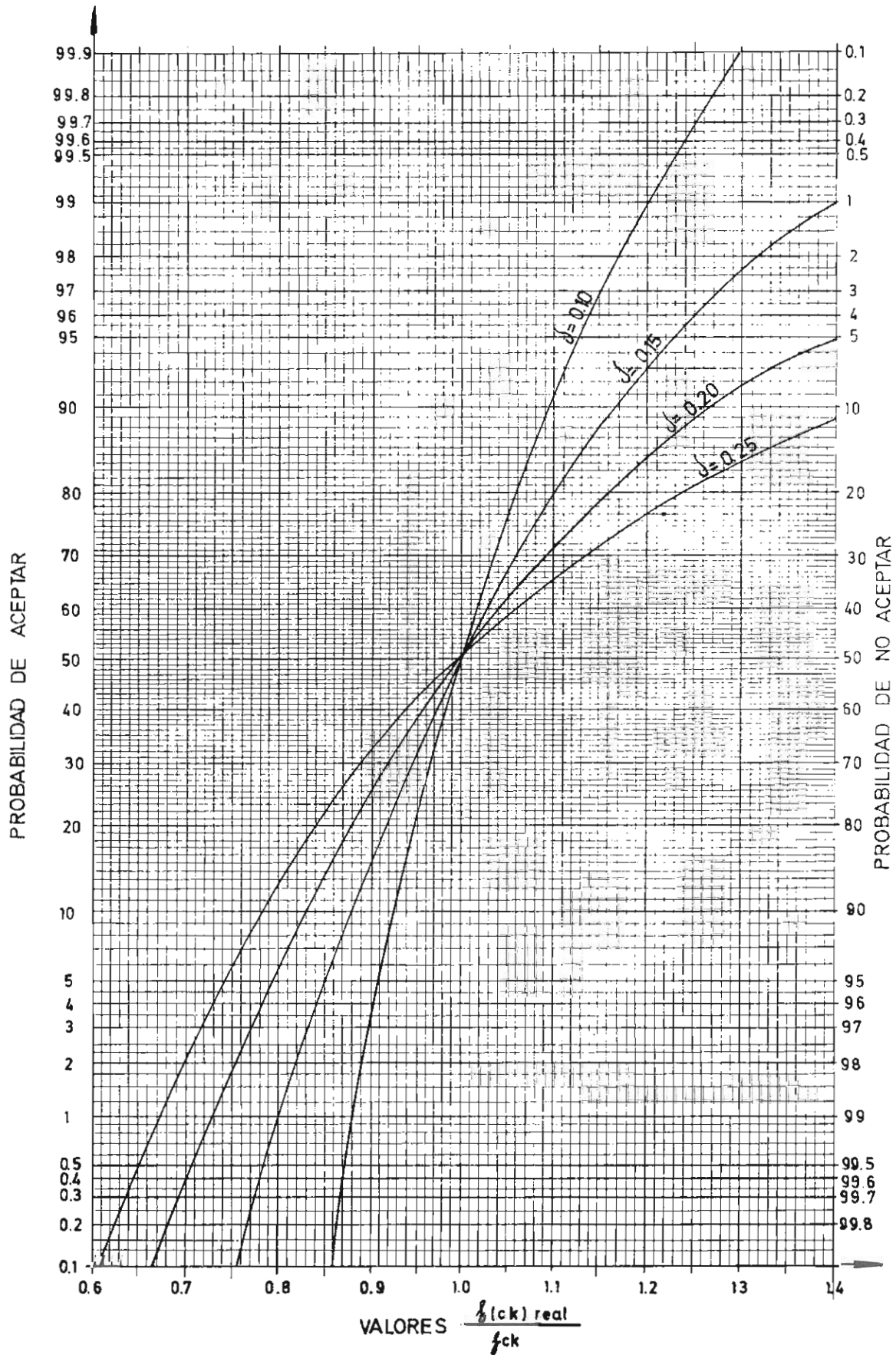


FIG.13-CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL INTENSO PARA $N=12$

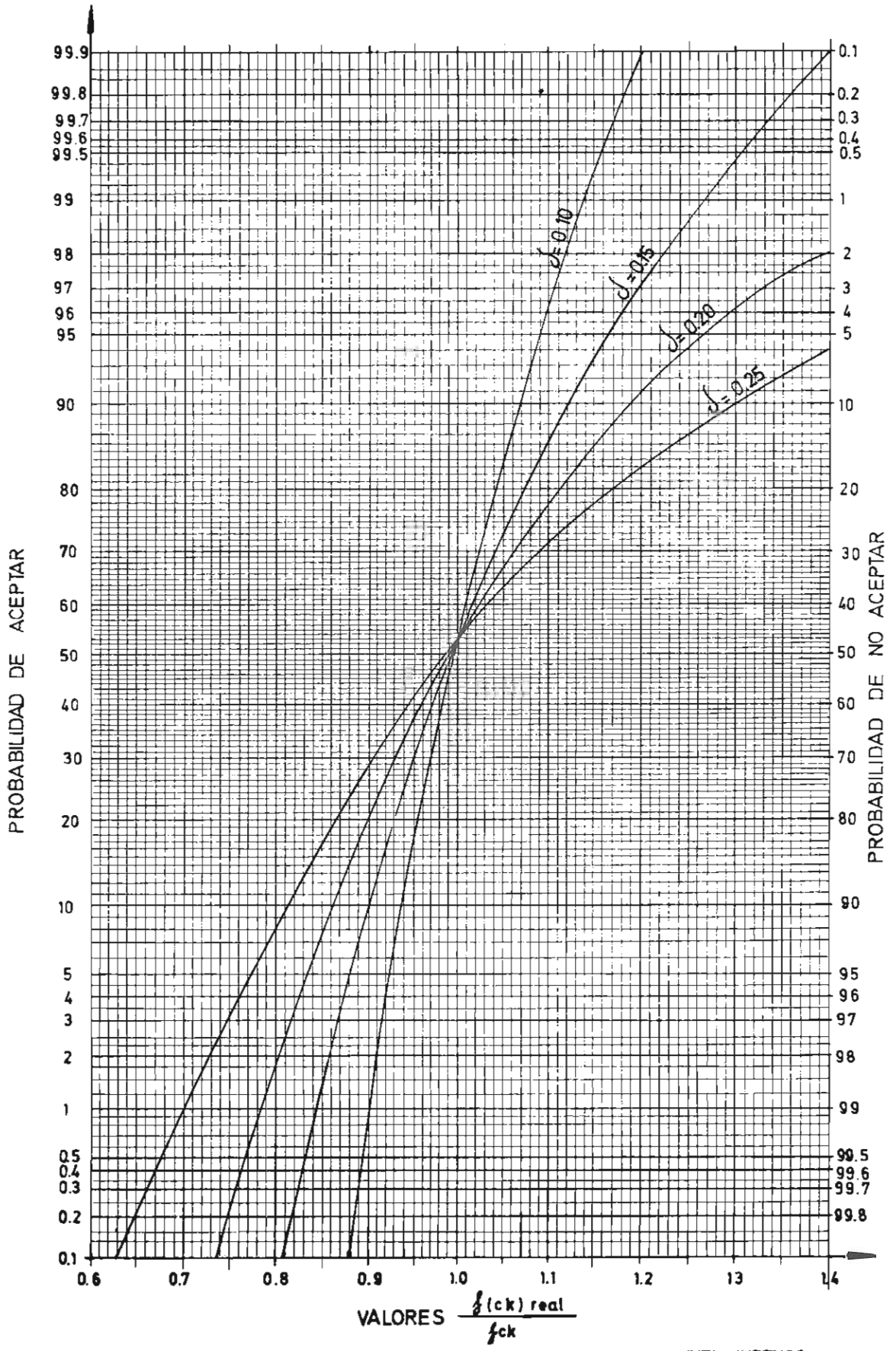


FIG.14.- CURVAS DE EFICACIA DEL ESTIMADOR DEL CONTROL A NIVEL INTENSO PARA N = 18

Este estimador es muy idóneo cuando puede presuponerse normalidad en la población, es decir, cuando es esperable que todo el hormigón sea fabricado bajo las mismas condiciones esenciales (no hay cambios bruscos en las materias primas ni en el proceso de fabricación).

Si representásemos las curvas de eficacia en papel logarítmico, llevando en ordenadas, la probabilidad de aceptar y en abscisas la proporción de defectuosos (quiere esto decir que la ordenada 5 por 100 corresponde a la resistencia característica real), éstas resultan ser rectas.

Las dos zonas rayadas de la figura 15, definen dos fronteras establecidas por el Comité Editorial CEB-CIB-FIP-RILEM. Cualquier estimador o función de aceptación debe mantenerse en la zona intermedia, como ocurre con los dos representados (Normas Alemana y Española). Quiere esto decir que por ejemplo, un hormigón con un 30 por 100 de defectuosos, no debe tener una probabilidad de aceptación mayor del 2 por 100.

Como se ve, el estimador de la Instrucción EH.73 es más severo, ya que un hormigón crítico (con 5 por 100 de defectuosos) es aceptado por el estimador Alemán en un 75 por 100 de los casos, y sólo en un 50 por 100 de los casos por el Español.

Esta circunstancia está compensada por el hecho de que los criterios de aceptación-rechazo son más tolerantes en el caso Español.

Esto confirma la idea de que una norma no ha de verse bajo un prisma parcial ya que el hecho de tener un estimador menos severo viene ligado con criterios menos tolerantes de aceptación y consecuencias mayores en caso de rechazo.

Como antes se ha mencionado, no todas las normas definen estimadores sino que, en su lugar, utilizan funciones de aceptación, como en la Norma Alemana, el Código Inglés CP110, el Código Americano ACI, etc., que no pueden considerarse de forma aislada sino conjuntamente con los criterios de aceptación o rechazo.

Cálculo del coeficiente de variación δ

El cálculo del coeficiente de variación

$$\delta = \frac{s}{f_{cm}} = \sqrt{\frac{\sum_{i=1}^{i=N} (f_{cm} - x_i)^2}{N f_{cm}^2}}$$

a partir de un conjunto de N determinaciones, es de escasa fiabilidad, especialmente para valores pequeños de N. Por ello la Instrucción, en el caso del control del hormigón a nivel normal, ha preferido asignar a priori un coeficiente de variación determinado, de acuerdo con el proceso de fabricación seguido.

Pero supongamos que en un mes se han obtenido m conjuntos de q determinaciones cada uno (población de tamaño q · m, que sea aceptable para que permita aplicar las técnicas de muestreo). Cada muestra constará de uno o varios conjuntos.

La separación de una muestra en conjuntos deberá ser aleatoria, es decir, se distribuirán las determinaciones en grupos de q, según el orden de fabricación de las probetas.

En el caso del control del hormigón a nivel intenso se deberá tomar q = 6. Entonces, cada muestra estará formada por uno o dos conjuntos de 6 determinaciones, de acuerdo con su tamaño.

Se define por *recorrido* de cada conjunto la diferencia entre los valores extremos de la serie de probetas que constituyen el citado conjunto.

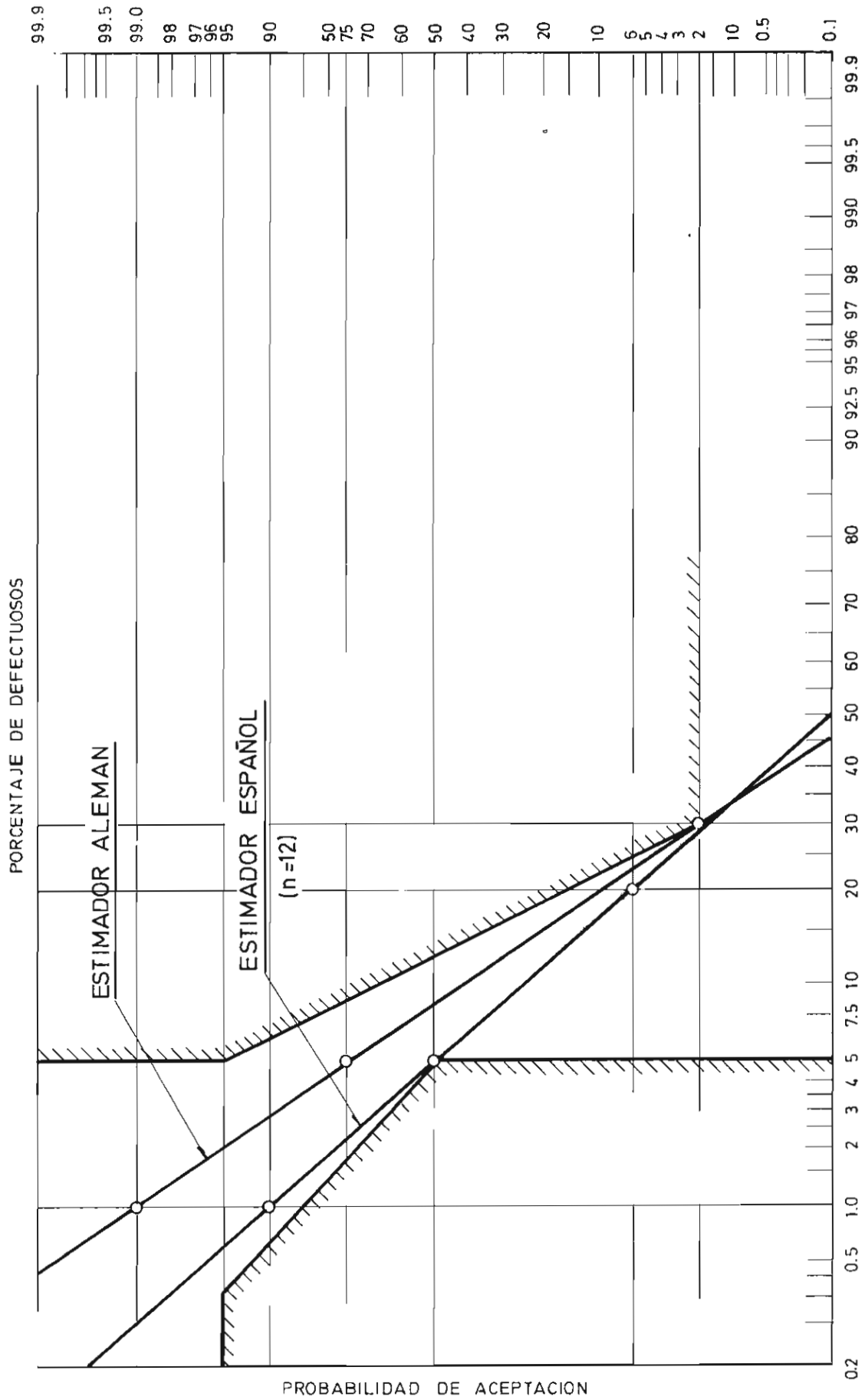


FIG.15

$$R_i = X_{qi} - X_{li}$$

Recorrido medio es el valor medio de los recorridos de los m conjuntos manejados

$$R_m = \frac{\sum_1^n R_i}{m}$$

En una distribución normal existe la siguiente relación entre el recorrido medio y la desviación típica o standar:

$$R_m = d \cdot s$$

en la que d es un coeficiente que depende de q y que se da en la tabla 6.

TABLA 6
VALORES DE d, EN FUNCION DE q

Valores de q	Valores de d
2	1,128
3	1,693
4	2,059
5	2,326
6	2,534
7	2,704
8	2,847
9	2,970
—	—

luego:

$$s = \frac{R_m}{d}$$

y el coeficiente de variación δ estimado será:

$$\delta = \frac{s}{f_{cm}}$$

El código ACI y la Instrucción Española suponen constante el coeficiente de variación δ .

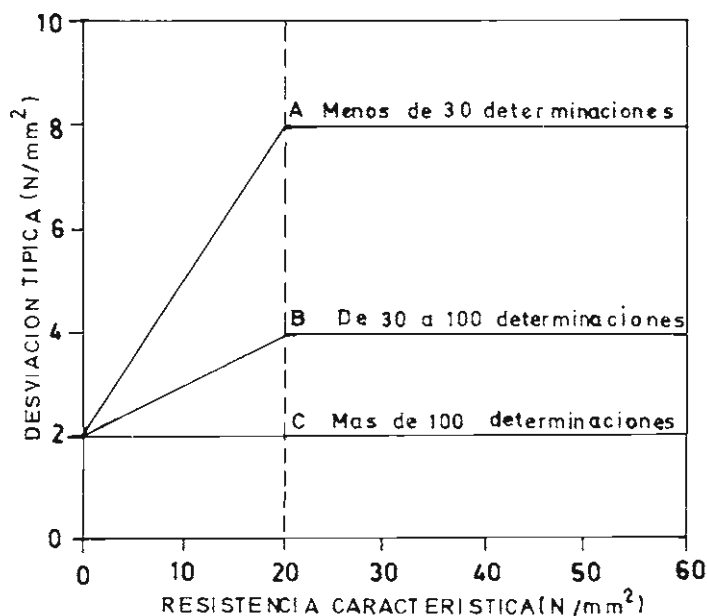
No obstante conviene destacar que, según las últimas investigaciones sobre el tema, lo que parece que se mantiene constante es la desviación típica s (parámetro dimensional) y no el coeficiente de variación δ (parámetro adimensional), como hasta ahora se viene haciendo.

Cuando se emplean dosificaciones proyectadas, a efectos de diseño de la mezcla y para prever el oportuno margen de resistencia, se considerará como desviación típica s la indicada en la figura 16, de acuerdo con las últimas investigaciones.

Como puede verse en dicha figura:

- Si no hay datos previos o se dispone de menos de 30 determinaciones, se tomará el valor de s de la curva A.
- Si hay entre 30 y 100 determinaciones se tomará s del cálculo, pero no menor que el valor dado por la curva B.
- Si hay más de 100 determinaciones se tomará s del cálculo, pero no menor que el valor dado por la curva C.

Fig - 16



Y el coeficiente de variación será:

$$\delta = \frac{s}{f_{cm}}$$

Probetas anómalas

En una serie de un número pequeño de resultados, uno o varios de entre ellos pueden ser falsos como consecuencia de errores sistemáticos y apartarse notablemente de los demás. Estas medidas que tanto se desvían, pueden eliminarse aplicando el siguiente criterio:

Un gran número de experiencias indican que un recorrido relativo mayor del 20 por 100 entre los valores de tres resultados obtenidos, de la misma unidad de producto, señala que ha habido un notable error sistemático en la realización del ensayo.

Este recorrido relativo del 20 por 100 para tres probetas, equivale a un recorrido relativo del 13 por 100 en dos probetas, para el mismo coeficiente de desviación típica, al aplicar la fórmula $R_m = d \cdot s$ y los valores de d de la tabla 6.

De esta forma se puede calcular el recorrido relativo admisible para un determinado número de probetas n , obtenidas de una misma unidad de producto.

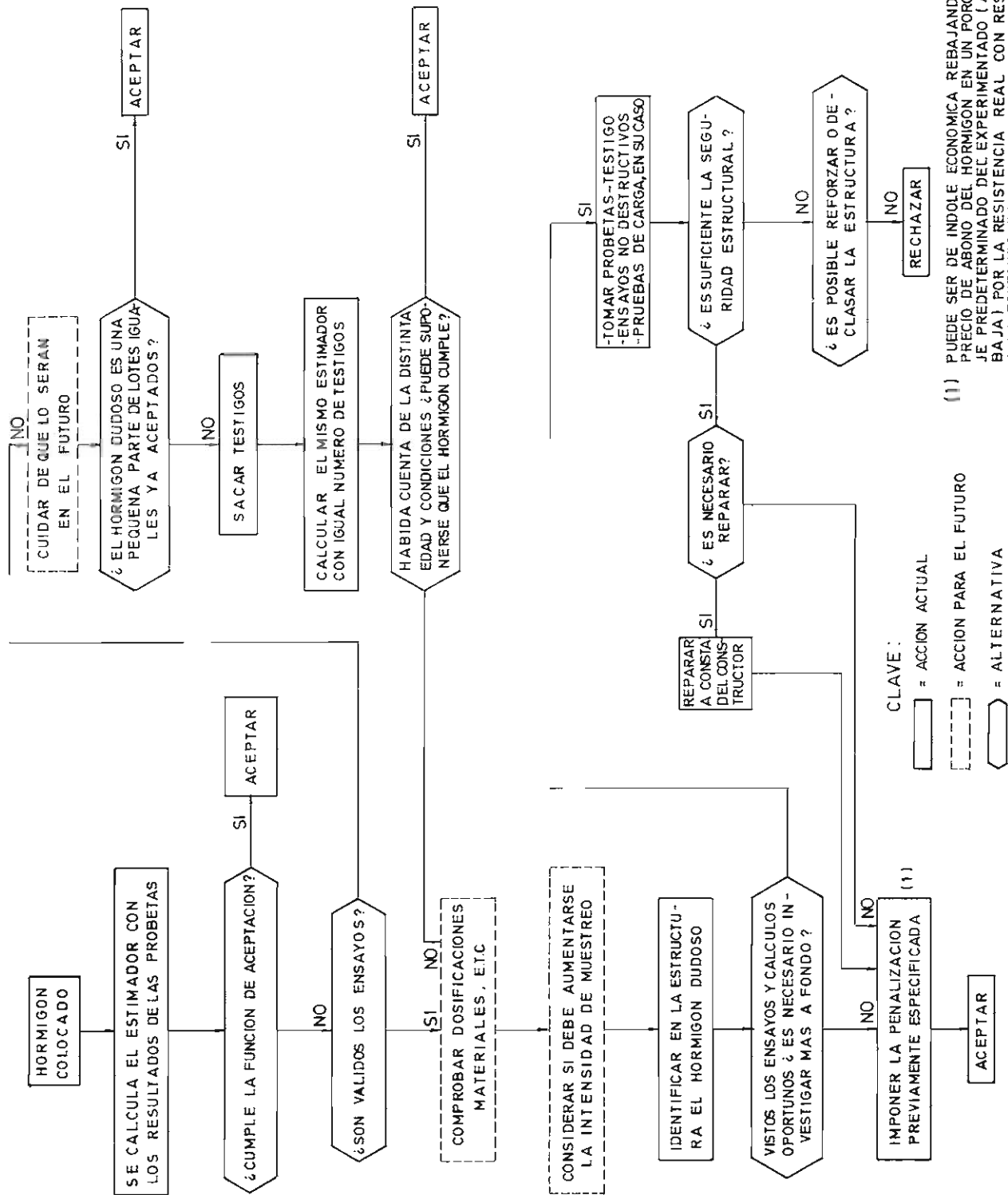
Criterios de aceptación o rechazo

Las distintas alternativas que pueden presentarse están recogidas en el cuadro nº 2, que ha sido aprobado por el Comité Editorial CEB-CIB-FIP-RILEM.

Como se puede ver, el rechazo sólo se produce después de haber agotado todas las posibilidades que conducirían a una aceptación.

En España, esta filosofía general se aplica en la manera que se indica en el cuadro nº 3.

CUADRO N° 2



CUADRO N.º 3

CUADRO SIMPLIFICADO DE DECISIONES				
Nivel de control	Número de determinaciones	Alternativas	Aceptación automática	Pasar a número de determinaciones igual a:
NORMAL	N > 1	$f_{est} \geq f_{ck}$	SI	...
		$f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	SI Con posible penaliz.	—
		$f_{est} < 0,9 f_{ck}$	NO	—
INTENSO	6	$f_{est} \geq f_{ck}$	SI	6
		$f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	SI Con posible penaliz.	12
		$f_{est} < 0,9 f_{ck}$	NO	12
INTENSO	12	$f_{est} \geq f_{ck}$	SI	6 Después de 4 ensayos consecutivos favorables con N = 12
		$f_{ck} > f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$	SI Con posible penaliz.	12
		$f_{est} < 0,9 f_{ck}$	NO	12

Cuando $f_{est} \geq f_{ck}$ se acepta automáticamente el hormigón.

Cuando por resultar $f_{est} < f_{ck}$ no pueda aceptarse la hipótesis de que el hormigón de la obra tiene una resistencia característica igual o superior a la de proyecto, con independencia de las sanciones contractuales previstas y a falta de una explícita previsión del caso en el Pliego de Prescripciones Técnicas Particulares de la Obra, se procederá como sigue:

- a) Si $f_{est} \geq 0,9 f_{ck}$ el hormigón se acepta también, ya que el estimador que define la f_{est} es más bien severo.

En este caso, se puede imponer una penalización (penalización que puede ser de tipo económico y proporcional al descenso de resistencia, si así lo impone el Pliego de Prescripciones Particulares) y, en el caso del control del hormigón a nivel intenso, procede aumentar al doble el tamaño de la muestra, con objeto de estimar en lo sucesivo la resistencia real del hormigón de forma más precisa.

- b) Si el descenso de resistencia fuese mayor del 10 por 100 ($f_{est} < 0,9 f_{ck}$) se procederá a realizar, a costa del constructor, ensayos de información o pruebas de carga, a juicio del Director de Obra; y, en su caso, a demoler o a reforzar. En caso de haber optado por ensayos de información y resultar éstos desfavorables, podrá el Director de Obra ordenar las pruebas de carga antes de decidir la aceptación o demolición.

- c) Antes de tomar la decisión de aceptar, reforzar o demoler, el Director de Obra podrá consultar con el Proyectista y/o con organismos especializados, la estimación de la disminución de la seguridad; a la vista de lo cual podrá tomar aquella decisión, incluso sin la realización de los ensayos previstos en b).

En cualquier caso, siempre que $f_{est} < f_{ck}$ el constructor tiene derecho a realizar a su costa los ensayos de información que la EH.73 prevé en el artículo 65^o, en cuyo caso la base de juicio se trasladará al resultado de estos últimos.

Una clase de ensayos de información es la rotura de probetas testigo extraídas del hormigón endurecido.

Como la estimación de la resistencia real del hormigón a través de las probetas testigo es más precisa que a través de las probetas enmoldadas, algunos autores, no así la Instrucción, aplican un criterio de aceptación más tolerante consistente en mayorar en un 10 por 100 el mismo estimador de las probetas enmoldadas.

Deberá recordarse que:

- ... No existe correlación exacta entre la resistencia de probetas testigo y la de probetas enmoldadas. Las primeras dan resultados inferiores a las segundas, en proporción variable del 5 al 10 por 100. La diferencia es mayor conforme aumenta la resistencia del hormigón.
- La resistencia de las probetas testigo aumenta, para un mismo elemento, con la profundidad del punto de extracción respecto a la superficie más alta del elemento.

La Instrucción establece para el acero, análogamente que para el hormigón, tres niveles de control: reducido, normal e intenso.

El control a nivel reducido corresponde a $\gamma_s = 1,20$ y es sólo de aplicación prácticamente para barras lisas, ya que si se emplean barras corrugadas es costosísimo ya que no se podrá tomar para ellas un límite elástico superior a 2.200 Kg/cm².

Es pues necesario ir a un control a nivel normal que se corresponde con $\gamma_s = 1,15$ o a un control a nivel intenso que se corresponde con $\gamma_s = 1,1$. Este último nivel compensa para obras de más de 6.000 m², en los casos ordinarios.

Para la ejecución, también establece la Instrucción 3 niveles de control, a los que van ligados unos coeficientes de seguridad, variables de acuerdo con los daños previsibles en caso de accidente y que se recogieron en el cuadro n.^o 1.

Repercusiones en la seguridad de los elementos

Cuando se detecta en un determinado elemento una diferencia entre la obra proyectada y la obra ejecutada, hay que determinar la influencia que dicha diferencia tiene en la seguridad del elemento.

Las desviaciones pueden presentarse en las resistencias de los materiales (hormigón o acero) o en las dimensiones de las secciones (anchura, canto útil, etc.).

El caso más frecuente es aquel en que el hormigón ha experimentado un descenso de resistencia frente al valor especificado, ($f_{est} < f_{ck}$). Este caso se desarrolla a continuación. Para otros casos se operaría en forma análoga.

1. Se determina el coeficiente de seguridad real (γ_1) que correspondería al elemento en el supuesto de que el hormigón tuviese una resistencia característica igual a la especificada (f_{ck}).

Para ello, se rehace el cálculo operando ahora con una resistencia de cálculo igual a la especificada, es decir, haciendo $\gamma_c = 1$.

2. Se determina el coeficiente de seguridad (γ_2) que corresponde al elemento para una resistencia característica del hormigón igual a f_{cst} . Es decir, se repite el cálculo anterior cambiando f_{ck} por f_{cst} .
3. La comparación entre los valores de γ_1 y γ_2 permitirá tomar la decisión adecuada, acerca de la conservación, demolición o refuerzo del elemento.
4. En los casos de elementos sometidos a una sollicitación simple (flexión simple o compresión), los cálculos indicados en 1 y 2 son inmediatos, obteniéndose γ como cociente entre la sollicitación última y la característica. Si existe esfuerzo cortante, se comprobará por separado.
5. En los casos de sollicitación compuesta (momento flector combinado con esfuerzo axil) la obtención de γ no es inmediata ya que el agotamiento puede presentarse de diferentes formas, según varíen las dos sollicitaciones simples. Esta situación se ilustra con la figura 17.

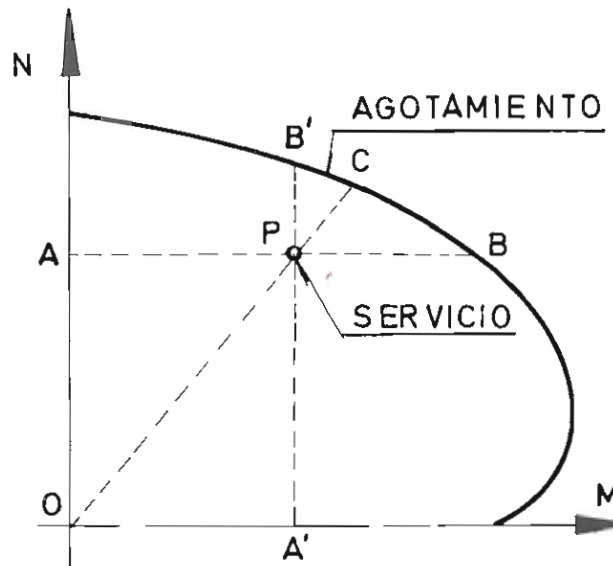


FIGURA 17

Habrà de analizarse en cada caso particular cuál es el recorrido o los recorridos más probables entre la situación de servicio y la de agotamiento, deduciendo de ello el valor de γ . En este análisis deben considerarse por separado las distintas acciones actuantes y su probabilidad de aumento.

Así, en el caso en que el esfuerzo axil (N) esté producido por el peso propio y el momento flector (M) por el viento (acciones independientes), la seguridad a viento valdrá:

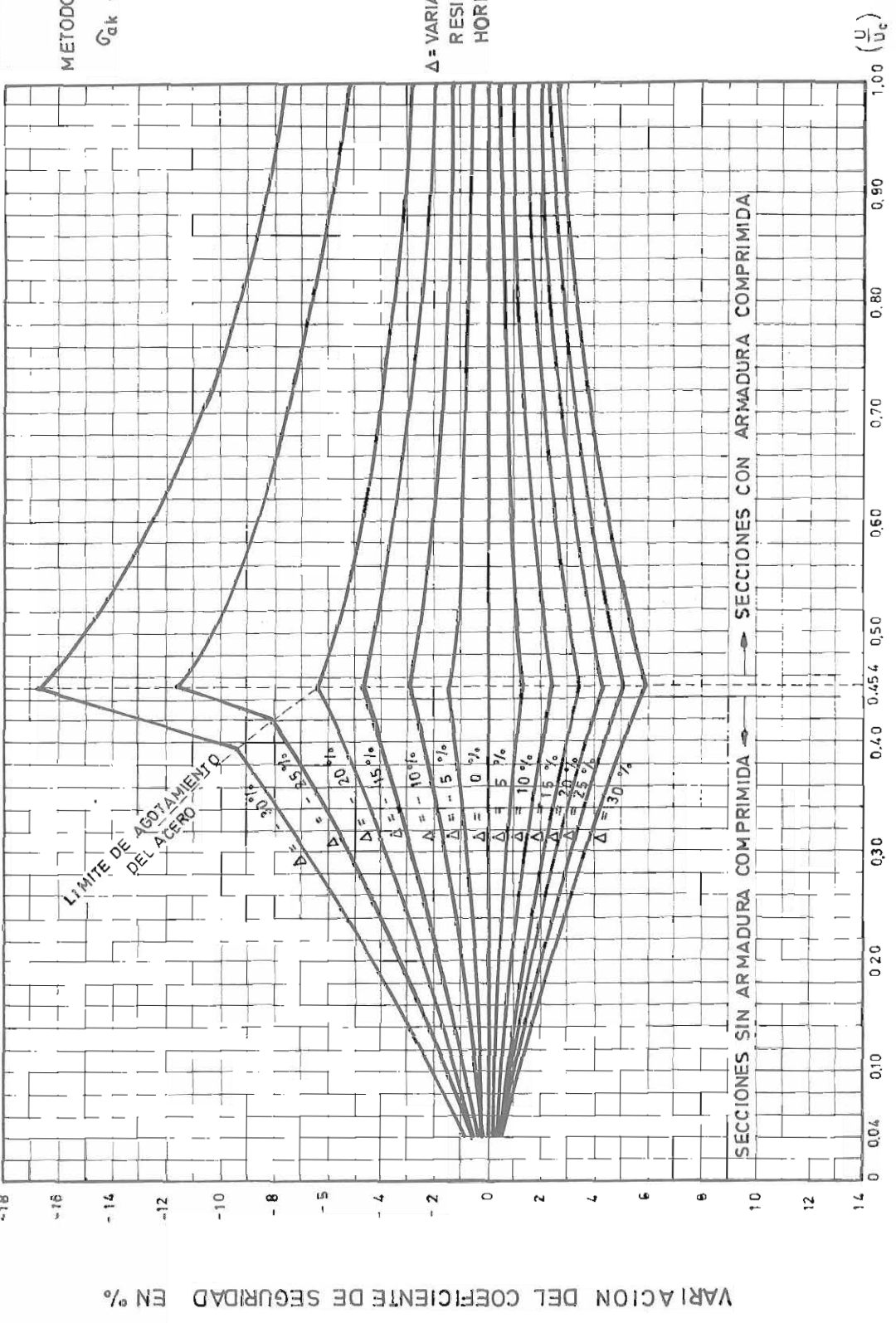
$$\gamma = \frac{AB}{AP}$$

Si, por el contrario, lo que se mantiene constante es la excentricidad con que actúa la

FLEXION SIMPLE - INFLUENCIA DE LA VARIACION DE RESISTENCIA DEL HORMIGON EN LA SEGURIDAD A ROTURA

METODO DETERMINISTA
 $\sigma_{ck} = 4.200 \text{ Kg/cm}^2$

Δ = VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGON



0 - 2.1.1 - 2

Fig 18

COMPRESION CENTRADA INFLUENCIA DE LA VARIACION DE LA RESISTENCIA DEL HORMIGON EN LA SEGURIDAD A ROTURA

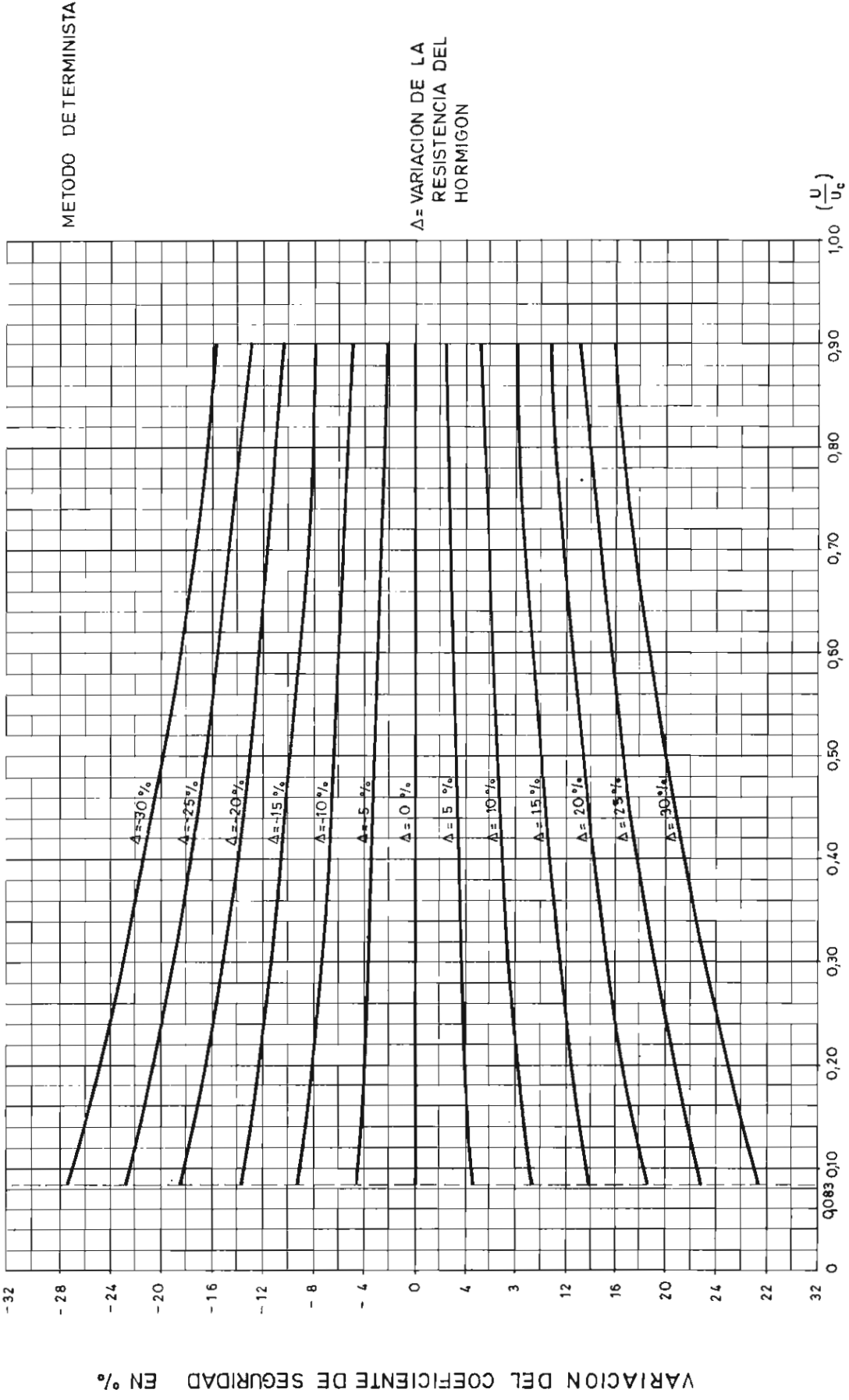


Fig 19

0-2-2-1-1

fuerza N (por ejemplo: carga de un puente grúa sobre una cartela soporte), la seguridad valdrá:

$$\gamma = \frac{OC}{OP}$$

Se puede estudiar la variación de γ en función de las diversas alteraciones en obra; estableciendo curvas de relación.

En las figuras 18 y 19 se muestran dos ejemplos, entresacados de la monografía 324 del I.E.T. c.c. de J. Calavera, que se refieren a secciones que trabajan a flexión simple y a compresión simple.

En este tema no se pueden dar reglas, siendo necesario que el técnico correspondiente, adopte decisiones, después de un estudio detallado, a su criterio y responsabilidad.

Bibliografía

–“Resistencia Característica y Control de Calidad”, publicada por el Gabinete de Organización y Normas Técnicas de la Secretaría General Técnica del M.O.P. y editada por un grupo de Expertos de la Comisión Permanente del Hormigón. 1972.

–Instrucción para la Fabricación y Suministro de Hormigón. Preparado E.H. PRE. 72.

–“Recommendations for estimation of quality concrete in finished structures” de Nils. Petersón. Swedish Cement and Concrete Research Institute. Publicado en el Boletín, 24 del RILEM de Nov-Dic. 1971.

–“A.C.I. Manual of Concrete Inspection. Committee 611 del American Concrete Institute. Detroit 1957.

–“La influencia de las variaciones resistentes de los materiales y de las variaciones dimensionales de las piezas de hormigón armado sobre su capacidad resistente”, por J. Calavera. Monografía 324 del Instituto Eduardo Torroja. Febrero 1975.

–“Teorías probabilistas de Seguridad”, por J.M. Antón Corrales. Monografía N.º 306 del Instituto Eduardo Torroja. Nov. 1972.

–“Panorama europeo actual del control de calidad del hormigón”. A. García Meseguer. Informes de la Construcción. N.º 257. p. 65.

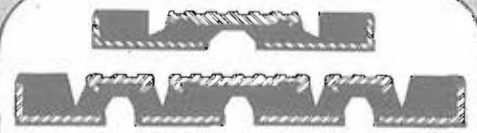
Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de marzo.

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.

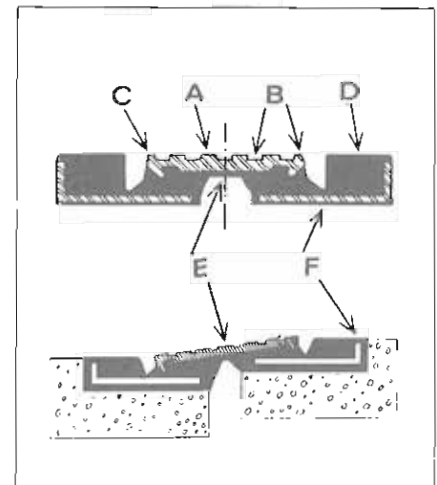
B.- DURABLE: La superficie de contacto, perfectamente estructurada, previene contra eventuales pérdidas de secciones ocasionadas por las máquinas quita-nieves y la acción de los materiales abrasivos.

C.- RESISTENTE: Las bandas centrales, expuestas a un continuo desgaste, poseen una estructura que proporciona la máxima resistencia en estos puntos críticos.

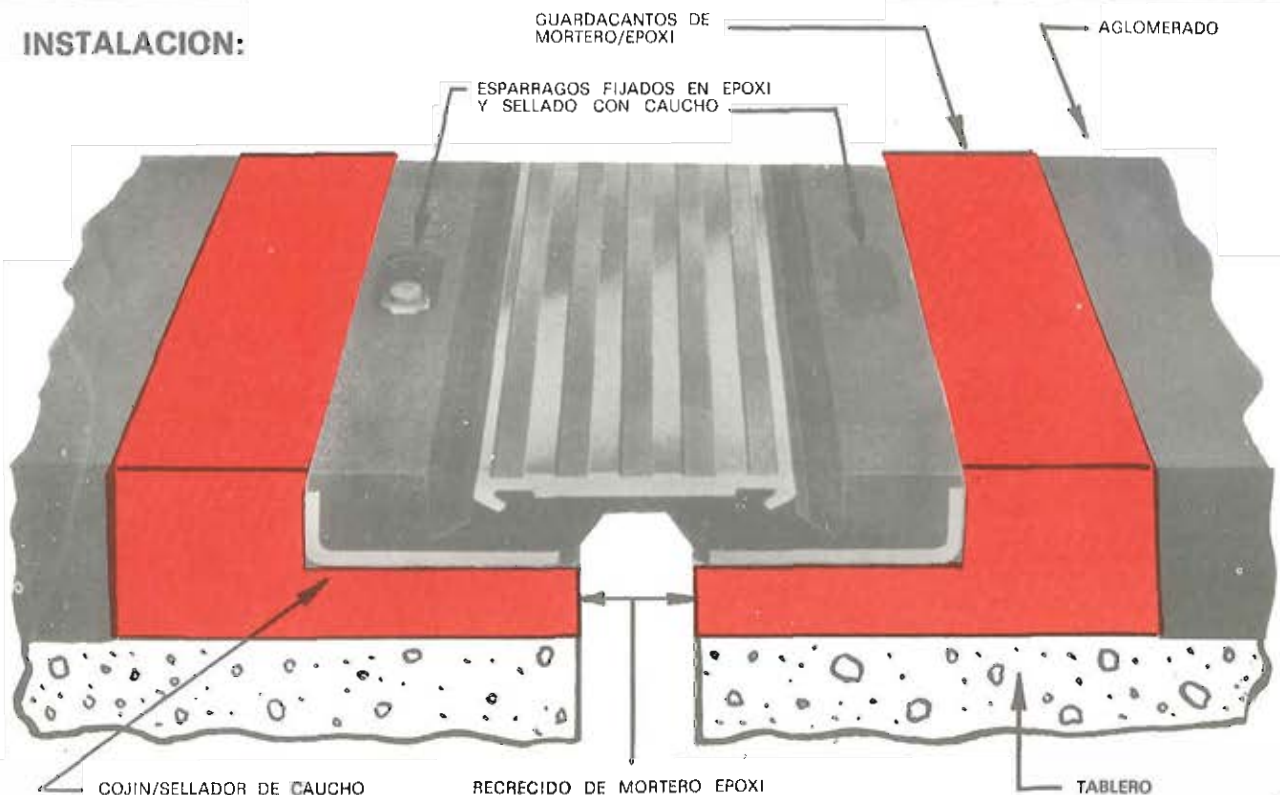
D.- SEGURA: La junta, está fabricada con Neopreno.

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.



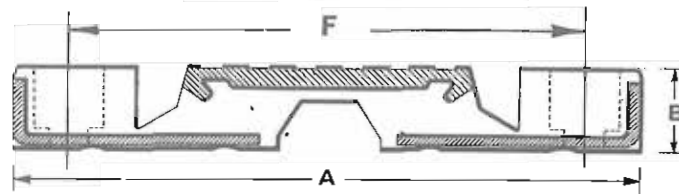
INSTALACION:



JUNTAS SR - ESPECIFICACIONES DEL MODELO Y TABLERO A TEMPERATURAS MEDIAS

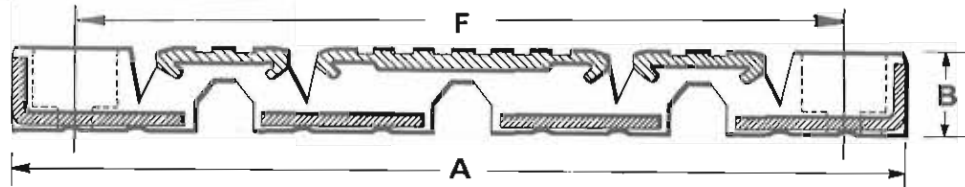
MODELO

SR-2
SR-3

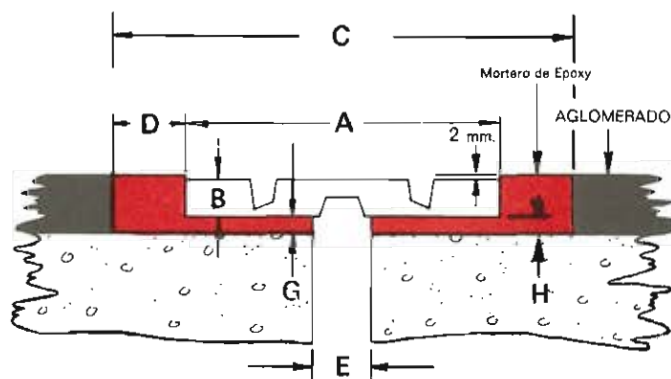


MODELO

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

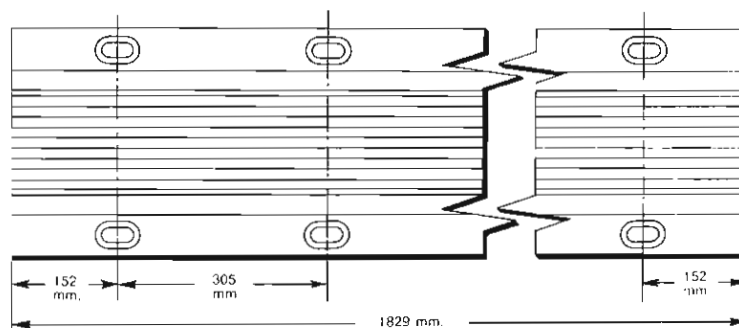


DETALLES DE LA CAMA (mm.)



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

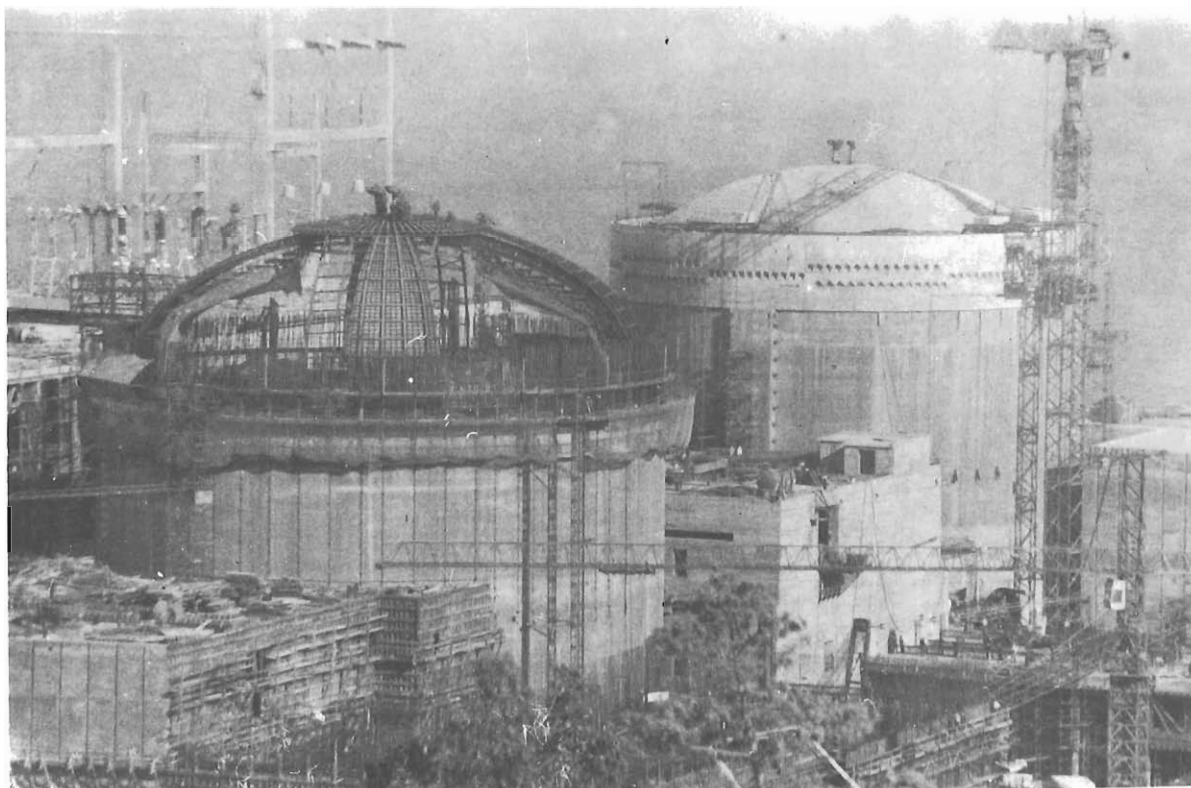
Parcerisas, 27 - BARCELONA-4
Teléf. 331 40 00



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.: 217 20 00 - 217 21 16
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 | VIGUETAS MUBEMI, S. A.
Torrente (Valencia)
Tfno. 55 17 18 |
| * AEDIUM SORBAN, S. A.
Calahorra (Logroño)
Tfno. 13 17 50 | VIGUETAS NAVARRA
Huarte (Navarra)
Tfno. 33 00 81 |
| APLICACIONES DEL
HORMIGON, S. A.
La Coruña
Tfno. 26 12 87 | |
| ** CADE, S. A.
San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 67 1 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.
Maliño (Santander)
Tfno. 22 27 90 | |
| * TENSYLAND, S. A.
Gironella (Barcelona)
Tfno. 2 18 05 12 | |
| TUBOS BORONDO
Madrid
Tfno. 478 81 00 | |



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 – COMPAÑÍA AUXILIAR DE LA EDIFICACIÓN, S.A. (CADE)**
Fábrica de San Fernando de Henares (Madrid)
Tfno. 671 05 34

(ver dorso)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente

Octubre 1977

* Fábrica pendiente de confirmar su continuidad en el SELLO

** Último SELLO concedido.

¿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 HORMIGÓN, BALDOSAS DE TERRAZO Y BLOQUES DE HORMIGÓN, 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.

Los puentes pretensados en el último Congreso de la FIP (Londres, 1978)

Carlos Fernández Casado, Javier Manterola Armisen
y Leonardo Fernández Troyano

INTRODUCCION

Una de las facetas más interesantes de los Congresos de la Federación Internacional del Pretensado es la dedicación de tres sesiones al estudio de las estructuras más interesantes que se han construido en el Mundo durante el intervalo de cuatro años entre Congresos, reunidas en tres grupos: Puentes, Estructuras de Edificación y Estructuras varias.

Nosotros vamos a referirnos a lo que se ha aportado en el último Congreso (Londres 1978) en las sesiones dedicadas a los Puentes. El ponente del grupo español fué el ingeniero Carlos Fernández Casado (uno de los autores de este artículo) y lo venia siendo desde el siguiente Congreso al celebrado en Berlin en el año 1958, es decir los de París, Praga, Nueva York y Londres. Resulta muy significativo el record de los tiempos concedidos a las ponencias españolas, desde la primera con el mínimo de tres minutos de París, a los tiempos máximos de Praga y Londres (12 minutos). En este último Congreso, accidentalmente, el grupo español ha presentado solamente ponencia sobre Puentes.

En el congreso de Londres presentaron ponencias sobre puentes grupos nacionales, y además se entregaron publicaciones acerca de las ponencias, en general ampliadas en cuanto al número de los puentes presentados a la Sesión específica, donde hubo una censura muy rigurosa para la admisión de los válidos como "*oustanding structures*". (estructuras singulares). En el caso de la ponencia española la redujeron a solo seis puentes, de los nueve que habíamos propuesto. Hubo además dos comunicaciones de puentes presentadas en las Sesiones generales que fueron la de Fernández Ordóñez-Aguiló, etc. sobre "Puentes Industrializados" y la de A. Fernandez sobre "Proyecto y construcción de un puente en el Paraguay". Nosotros fuimos invitados a tomar parte en la discusión sobre el tema de puentes atirantados en una de las Sesiones de temas generales.

Desde el punto de vista de nuevas soluciones a los problemas específicos de los puentes, lo más interesante que se ha aportado es la rápida evolución del puente atirantado en soluciones de dintel pretensado.

El tipo denominado "puente atirantado (franceses *pont haubanné*, alemanes *Schrägseilbrücken*, ingleses *stayed bridges*) pertenece a los "puentes colgados" habiendo sido una solución inicial en el desarrollo primero de los "puentes metálicos colgados", que se abandonó por causa de una catástrofe ocurrida a uno de los realizados entonces, y no recogido de nuevo hasta el año 1956 cuando se construyó el puente Nord-brücke sobre el Rhin en Düsseldorf. Este puente fue un éxito y ha traído detrás de sí una serie de nuevas realizaciones primero en Alemania especialmente para salvar el Rhin y luego en otros países de las

cinco partes del mundo, con estructuras completas metálicas. De ese tipo tenemos la pasarela de las Glorias de Barcelona. Se pasó a soluciones de hormigón pretensado, primero en pasarelas como la de Stuttgart y enseguida a puentes de tráfico carretera o de ferrocarril habiéndose llegado a alcanzar en este último tipo de hormigón pretensado los 320 m del puente Brotonne en 1977 que naturalmente fue presentado como una de tres máximas realizaciones del congreso.

Desde otro punto de vista puede considerarse otra línea de descendencia del puente atirantado que se iniciaría en el acueducto de Tempul de E. Torroja en el año 1925-26 (vano de 58 m de luz) y seguiría con los puentes de Morandi empezando por el de Maracaibo (Venezuela) con vanos de 235 m de luz teórica hasta el de La Barranquilla en Colombia (con vanos máximos de 140 m) presentado al Congreso de Londres en la ponencia italiana.

Otra nota destacada en las aportaciones de los diversos países es la normalización de los sistemas constructivos especialmente en las soluciones de grandes luces donde la construcción por avance en voladizos sucesivos se ha impuesto de modo definitivo tanto en su versión de hormigonado *in situ* mediante el avance de carros, como en la de avance por dovelas prefabricadas que van sucediéndose directamente empalmadas mediante cierre de juntas con epóxidos y cosiéndolas por las armaduras activas longitudinales. Particularmente este segundo sistema tiene la preferencia. Las dovelas prefabricadas se han impuesto de un modo contundente y no solo para construir por avances en voladizo, sino también para montar sobre encofrado general en soluciones de dinteles continuos.

También han quedado consolidados y adoptados por los diferentes países el sistema de construcción de vanos enteros por medio de cimbras-encofrados autolanzables y deslizantes avanzando en toda la longitud del dintel dejando completamente construidos elementos de longitud igual a la de un vano pero desplazadas con respecto a los apoyos en la distancia, según el sentido de la marcha de una longitud entre el cuarto y el quinto de dicha longitud, dejando así las juntas de construcción en la situación más conveniente desde el punto de vista estructural.

Por último el más reciente de los sistemas constructivos el denominado "de empujamiento" (*poussage* en Francia, Taktchiebeverfahren en Alemania que fue donde se originó) está también adoptado por casi todos los países. Este sistema es una combinación de la prefabricación en taller especial de obra y el desplazamiento longitudinal del conjunto de las secciones del dintel con longitud del tercio a la mitad del vano, que se van prefabricando a partir de una inicial a la que se van adicionando las sucesivas hasta conseguir el dintel completo, utilizando las mismas bancadas de prefabricación (generalmente en dos etapas) para lo cual se hace avanzar, empujando mediante gatos horizontales contra el estribo, toda la serie de elementos ya construidos que lo hacen solidariamente por irse enlazando sucesivamente.

El sistema de construcción por voladizos sucesivos tiene una primera aplicación poco fructuosa a un puente de hormigón armado en 1931, el de Sta. Catalina sobre el río Peixe (Brasil) del ingeniero Baumgarten. En el año 1951 lo vuelve a aplicar Finsterwalder a un puente pretensado sobre el río Lahn en Alemania, teniendo un brillante desarrollo a partir de entonces especialmente por la Empresa Dywidag que empleó su patente en diversos países para ejecutar *in situ* mediante carro que avanza sobre la plataforma construida. Se ha llegado a una luz de 241 m. El sistema de las dovelas prefabricadas se desarrolló por primera vez, en gran escala, en el puente de Kranoholmski sobre el Moscowa (dovelas de 80 ton. y luz de 148) en 1958. Nosotros la aplicamos en el puente de Almodovar (luz de 70 m) que se construyó durante los años 1962-64 fecha esta última en que se terminó el primer puente francés de la serie Campenon-Bernard (puente de Choisy le Roi 55 m). Se ha llegado a una luz de 148 m.

El sistema de construcción mediante combinación de cimbra-encofrado autolanzable para construir por fases sucesivas longitudes de puente iguales al vano libre, se empezó a

utilizar por la Empresa Pöllensky y Zöllner con el ingeniero Withfoth en el viaducto de Krahenberg (Alemania 1961-62). Dywidag empezó a utilizarlo desde el 1965 en el viaducto de autopista Elztal sobre el barranco Eifel con un sistema muy perfeccionado que ha seguido usando hasta el presente.

En España lo hemos aplicado a un viaducto ferroviario para elevar las vías del ferrocarril en el paso de la ciudad de Gerona con plataforma para la estación de viajeros y doble vía en el resto, y una longitud total de cerca de 8 km.

El sistema de "empujamiento" es el más reciente pues la primera vez que se aplica es al puente del Caroní por el ingeniero Leonhardt en los años 1961-1963 con una longitud total de 500 m y luces libres de 100 m, que durante construcción se redujeron a 50 m intercalando, pilas provisionales a mitad de distancia. Los franceses presentaron sus primeras aplicaciones al Congreso de Praga. En nuestro país se usó por primera vez en el refuerzo de la línea férrea Linares-Almería, y después nosotros lo hemos utilizado en el acueducto de Alcanadre con 458 m de longitud y peso de 11.700 toneladas. Esta realización fue presentada en la ponencia española al congreso de Londres. En realidad era un procedimiento clásico de los puentes ferroviarios de primera época y ya lo utilizaba Eiffel. Actualmente aparece en vigor en las ponencias de casi todos los países. El taller de prefabricación se instala en una de las cabezas del puente de modo que los elementos sucesivos quedan en la alineación definitiva, y sólo necesitan de un desplazamiento longitudinal para llegar a su posición definitiva.

FRANCIA

Puente de Brotonne en Cuadbec-en-Caux en el Sena

Cruza el Sena aguas abajo de Rouen. Tiene un desarrollo total de 1300 m y la longitud de la obra central es de 606 m en los cuales está el vano principal de 320 m que es record mundial de tramos atirantados de hormigón pretensado. Dos viaductos de acceso con tramos de 65 m. Cimentación de los pilonos sobre pilarotes circulares moldeados en un recinto estanco de 35 m de profundidad. En los accesos pilotes de gran diámetro empotrados en la caliza. Pilonos de 62 m de altura empotrados en el tablero.

El tablero tiene una altura de 3,80 en cajón monocelular triangulado por arriostramientos internos.

Cables de atirantado Freyssinet de dos torones de 15 hasta 60 m/m en tubos estancos inyectados con cemento. Pretensado tablero Freyssinet 12 T-5.

Construcción por voladizos sucesivos a partir de los pilonos. Las almas prefabricadas, el resto moldeado in situ por trozos de 3 m.

Empresas Campenon Bernard-Cetra.

Puente Gennevilliers

Cruza el Sena a la entrada del puerto de Gennevilliers. Dos vanos de 172 m record en Francia. En total: 106 + 172 + 75 + Simétrico. Longitud total 630 m con curva en planta de 600 m. Altura variable. Cajón tritelular. Anchura 19,5. Cantos 3-9-3,5 m en extremos, apoyo y centro.

Cimentación por pilotes huecos perforados de gran diámetro 170 cm. Pretensado Freyssinet 12 T-5 longitud + 12 ϕ 8 transv.

Construcción por voladizos sucesivos desde pilas con carro. Campenon Bernard-Cetra.

Gran Canal de Alsacia a Ottmarshein

Cruza dos brazos del Gran Canal, con luces: $53 + 172 + 123 + 144 + 38 = 430$ m. Hormigón de árido ligero en zonas centrales de los grandes vanos. Tablero de latitud: 10,7 constituido por dos cajones tubulares de almas verticales. Alturas de 3 a 9 m.

Cimentación: pilotes huecos ϕ 1,70.

Pretensado Freyssinet 12V-15 y 13.

Construcción: Enteramente prefabricado en la orilla izquierda por dovelas que se montaron avanzando en voladizos desde las pilas. Empresa: Coignet, S.A.

Puente sobre el Marne en la Autopista del Este en Joinville

Dos puentes independientes de 156 y 252 m de longitud distribuida en $72 + 102 + 78$ y $76 + 108 + 72$.

Cimentación mediante pilotes huecos. Estructura: cajón de 18,80 m con dos huecos y almas externas inclinadas. Altura de 2,20 a 5,20.

Pretensado Freyssinet 12T-13 + 12 ϕ 8. Construcción Campenon Bernard-Cetra. Voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas.

Puentes de tres vanos sobre el Sena en Puteaux, uno de $27,89 + 65,32 + 38,68$ y otro de $17 + 83,82 + 31,78$, construidos por dovelas prefabricadas de alturas 1,47 – 3,59 y 1,80 – 5,80, respectivamente.

Puentes de dos tramos en Peage Rousillon, uno de $81,50 + 95,0$ y otro de $83 + 98$, construidos por dovelas prefabricadas. Alturas 2,80-7,00.

Puente sobre el Níger en Coton Karifi

Tablero continuo de 19 tramos sobre apoyos de neopreno-teflón 20 juntas dilatación al $1/3$ y $2/3$.

Vanos 96 m (12) con extremos de 61 m. Dos cajones simples con almas inclinadas y canto variable de 2,2 a 5,50.

Construcción: Voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas. Societé Dumez & Societé Simecsol.

Viaductos para el metro suburbano de París

Conjunto de 11 viaductos construidos mediante vigas prefabricadas con luces continuas de 21 a 38 m. Apoyos sobre pilas mediante neopreno y neofron. Tablero en cajón tricelular con almas externas inclinadas $h = 2,09$.

Pretensado Freyssinet: longitudinal 12 T-15, transversal 12 ϕ 8 y vertical por monotonos T-15. Ancho útil: 11 a 16 metros.

Construcción: Campenon Bernard-Cetra.

Viaducto del río de los Elefantes en África del Sur

Es el puente más largo y de mayor peso construido por “empujamiento”.

Tablero de 1035 m lanzado por empujado con pico delantero de 18 m de longitud. Veintitres vanos de 45 m dividido al final en tres partes con un tramo central independiente entre dos de once vanos anclados en cada estribo. La sección transversal del tablero es de 5,50 x 3,80.

Realización: Spie-Batignolles.

Viaducto para trenes Ultra-Rapidos en la línea París-Sud-Este

Con vanos de 44 hasta 50 m. Cajones de altura constante 3,37 ó 3,60 m y latitud de 11,50. Pretensado BBR, CCL y Freyssinet.

Una aportación muy interesante ha sido la de M. Baur de Campenon Cetra en la cual se estudia la evolución de los puentes por dovelas prefabricadas desde el de Choisy le Roi construido en 1962 cuyo tablero se componía de dos vigas cajón rectangulares independientes que se realizaban con dovelas de 25 tons. hasta el de Saint Cloud de 1972 con tablero de 20,40 de anchura y dovela única tricelular de todo el ancho y peso máximo de 130 ton. se estudian todos los problemas de diseño y muy especialmente los de la construcción teniendo en cuenta los problemas de seguridad durante la misma.

Se estudia comparativamente la evolución de los puentes hormigonados en su sitio mediante avance por voladizos sucesivos desde el de Moulin a Poudre en 1962 con tablero formado por dos vigas-cajón independientes hasta el de Genevilliers que ya hemos citado con viga cajón única de dos alveolos construida por etapas.

En este segundo sistema constructivo han llegado a secuencias constructivas del orden de dos días en ciclo completo con curado al vapor, período que tradicionalmente era de una semana.

Se llega a la conclusión que para las obras más importantes el sistema de hormigonado in situ ha tomado ventaja respecto del correspondiente a dovelas prefabricadas. Esto se ha conseguido por la gran mecanización de dicho procedimiento y la gran reducción de los plazos constructivos. De todos modos las cosas no están muy claras y es muy posible que con las mejoras que se están introduciendo en la construcción por dovelas prefabricadas, la balanza se incline de nuevo hacia ella.

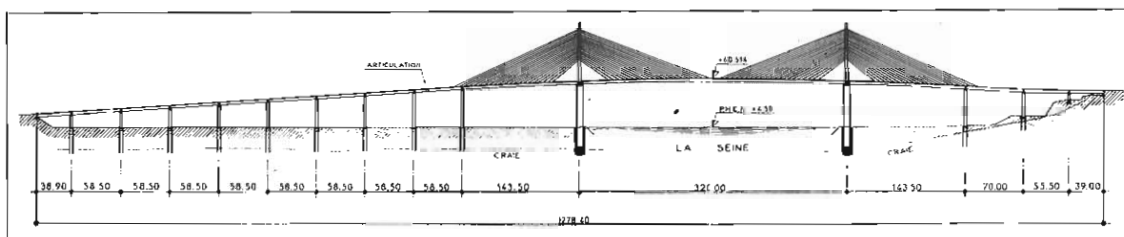


Fig. 1.1. Puente de Brotonne – Alzado general.



Fig. 1.2 Puente de Brotonne. Vista general.

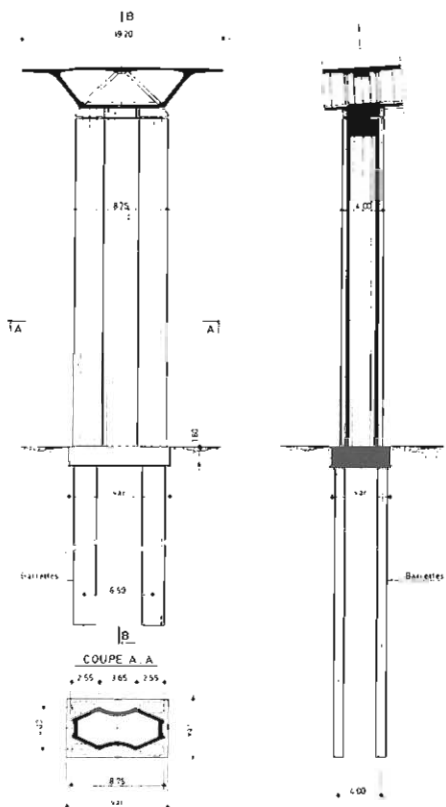


Fig. 1.3 Puente de Brotonne. Detalle de las pilas y tablero.

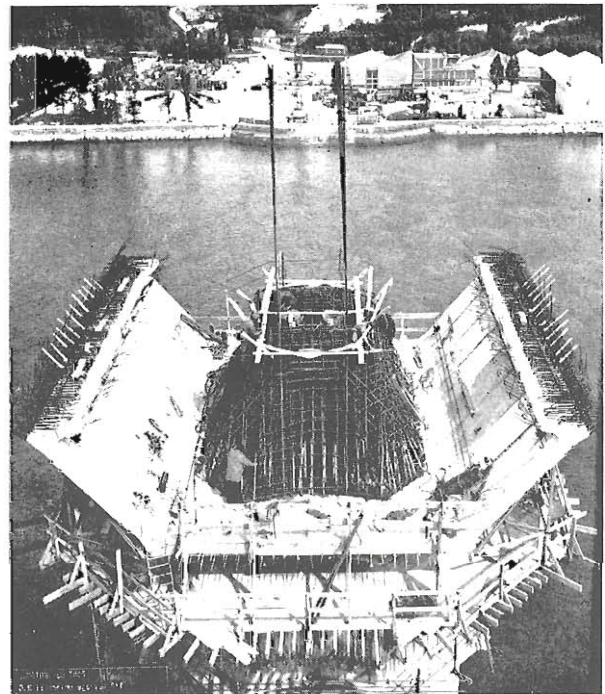


Fig. 1.4 Puente de Brotonne. Dovela incompleta del tablero.



Fig. 1.8 Puente sobre el Marne en Joinville.

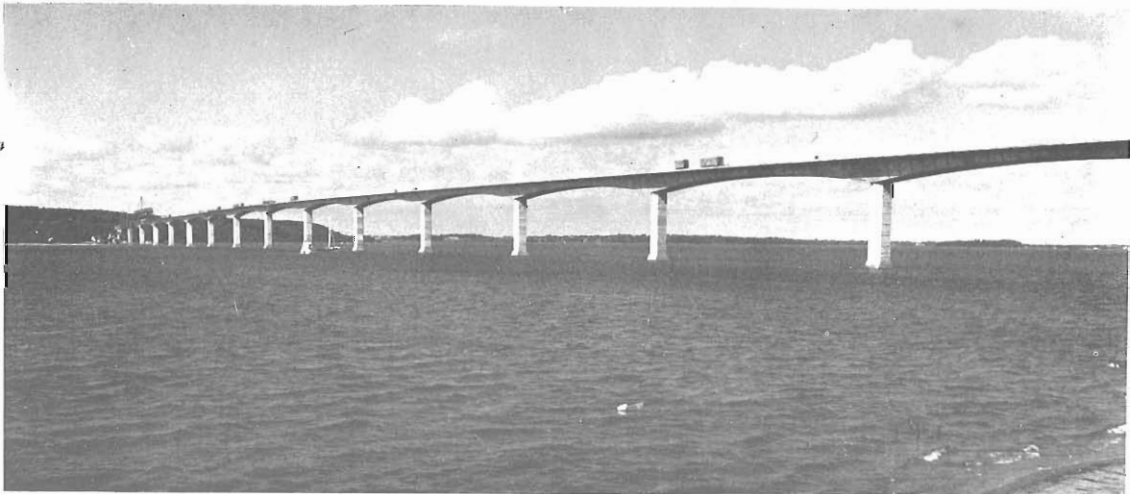


Fig. 1.9 Puente de Sallingsund. Vista general.

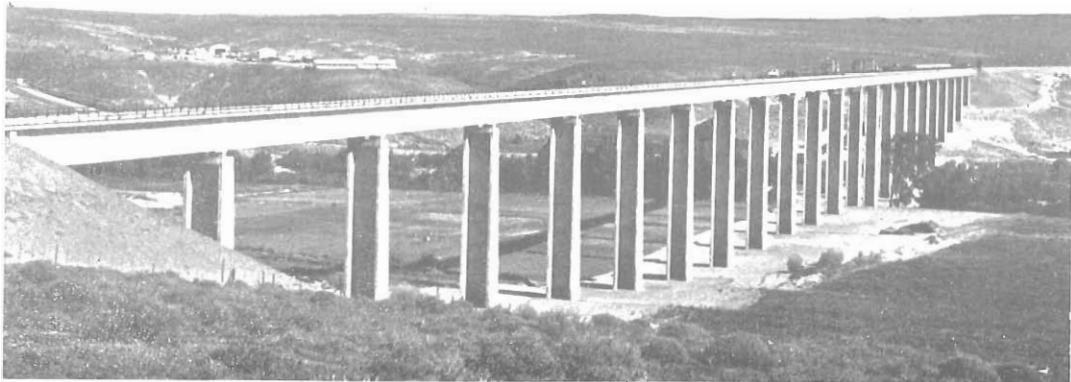


Fig. 1.10 Viaducto-canal del río Olifants.

Fig. 1.11 Colocación de dovelas en el puente de Fonteno y sobre el Mosela.



Fig. 1.12 Colocación de una dovela de sección trapecial.

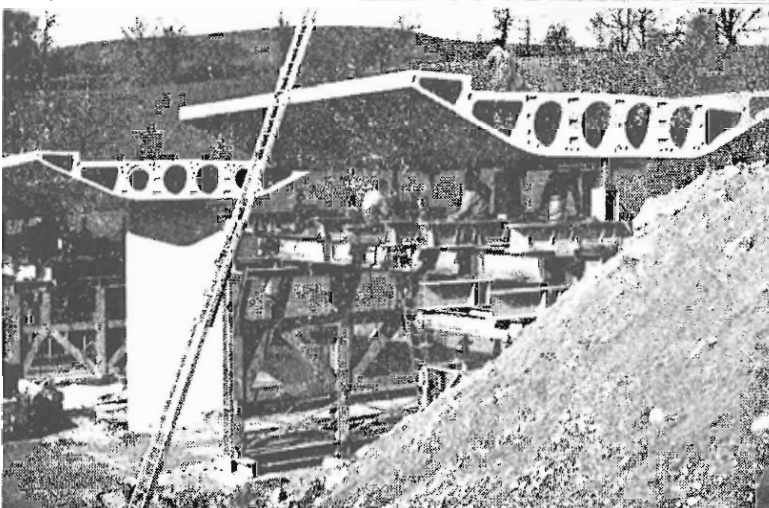


Fig. 1.13 Dovelas de sección alveolar para pasos superiores.



Fig. 1.14 Viaducto de Calix sobre el canal marítimo de Caen.

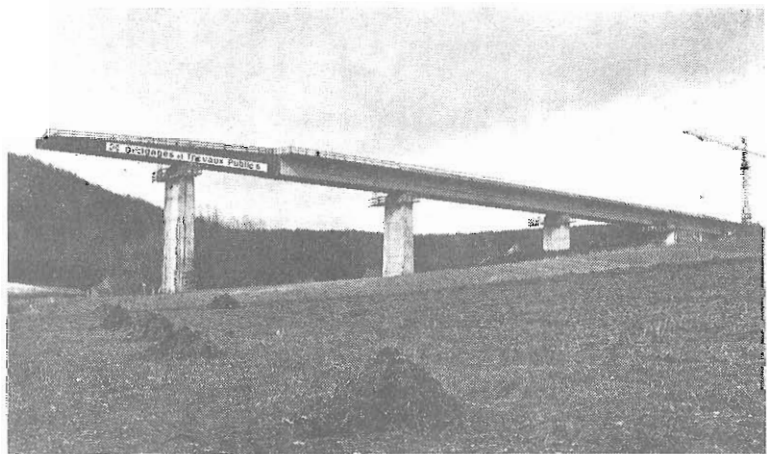


Fig. 1.15 Viaducto de Digoine durante el empujado.



Fig. 1.16 Puente de Genevilliers. Colocación de una dovela.

ALEMANIA

Puente de Ahrtal en la autopista Colonia-Coblenza

Tiene una longitud de 1521 m distribuidos en 22 vanos con luces desde 106 m (dos) hasta 53 m (siete) y anchura total de 30,20 que se reparte en dos mitades, así como la obra que consta de dos puentes independientes con dinteles en cajón rectangular de 7,20 de ancho, y alturas de 4,00 y 5,00 apoyados sobre pilas rectangulares también independientes de 6,00 x 3,20 metros en cabeza y alturas hasta 55 m con fuste de 1:80. Las paredes laterales son de 15 cm y las losas inferior de 40 a 90 cm y la superior de 24 cm. La armadura longitudinal es del sistema BBRV excepto en las losas de calzada que son Dywidag.

La construcción se realizó por vanos completos desplazados en planta con respecto a pilas sobre cada una de las cuales se dispusieron previamente las vigas riostras transversales prefabricadas con sus correspondientes hierros salientes para incorporarse al hormigón colocado in situ. Este se colocaba en el encofrado que con toda la longitud del vano correspondiente colgaba de una pasarela metálica autolanzable de 170 m de longitud y 2200 ton. de peso que se apoyaba siempre sobre tres pilas durante la fase de hormigonado. El encofrado se componía de un molde externo que se trasladaba íntegro y un molde interno que había que armarlo cada vez según la longitud del vano, por secciones de 4,00 m. Para el paso de estas secciones las vigas riostras prefabricadas tenían huecos de 2,30 x 2,40.

Cruce de autopistas en Gambach. Es un ejemplo de puentes de pequeñas luces. De los puentes pretensados que se construyen el 80 por 100 tiene luces inferiores a 50 m. En los pasos de autopistas con apoyos en la mediana las luces del doble vano varían desde 18 a 25 m. En el caso elegido son dos vanos de 22 m y está dividido longitudinalmente por dos juntas que dan anchuras de 12,73, 19,27 y 19,00. El apoyo central está formado por una pila de ocho columnas elípticas de 1,80 x 0,90 de diámetro.

El tablero se constituye por vigas en T prefabricadas de 22 m de largo (17 ton) a 1,01 de distancia y 90 cm de canto que se solidarizan entre sí mediante una losa de hormigón pretensado de 22 cm colocada sobre ellas sin necesidad de encofrado. También se solidarizan por una viga riostra transversal sobre la fila de columnas centrales que empieza siendo de 20 cm que es el hueco que dejan las vigas prefabricadas en el centro del vano y luego se amplía a 1,20 recogiendo las entregas de las armaduras de las mismas vigas prefabricadas. Entre esta viga riostra y la cabeza del pilar se dispone una articulación de dos placas de neopreno.

Otra de las realizaciones que figuraba en la ponencia de Puentes era el pilono único del puente metálico atirantado de Düsseldorf-Flehe actualmente en construcción. Como indicamos se trata de un pilono de hormigón pretensado emplazado en orilla derecha del río y en la mediana del tablero con forma de A prolongada en mástil superior donde anclan directamente los cables, interrumpidos al pasar por él.

En comunicaciones alemanas destaca por su interés, la de la Empresa constructora Dywidag con puentes construidos en muy diversos países Italia Holanda, Estados Unidos, etc. y especialmente en el Japón. Con los datos aportados se puede hacer enumeración de los tramos rectos de mayor luz construidos por voladizos sucesivos que son: el de la isla Koror con 241 m en vano máximo, construido por la Sucursal Dywidag en Estados Unidos, el de Hamana con 240 construido recientemente en Japón. El de Hiroshima con 236 m y el de Urato con 230 más antiguo, ambos también en el Japón.

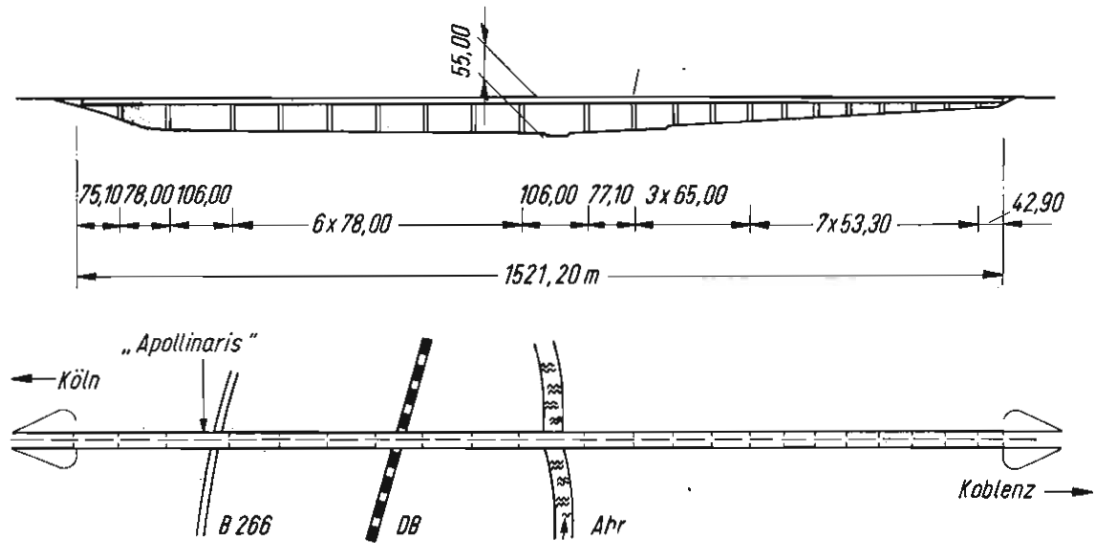


Fig. 2.1 Puente Ahrtal de la autopista Colonia-Coblenza.

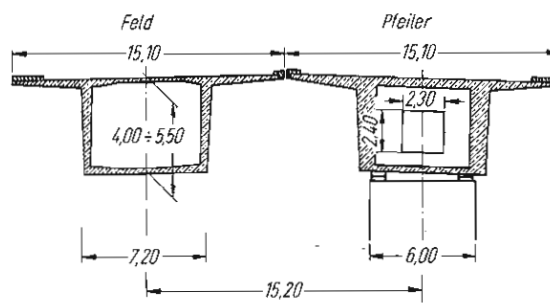


Fig. 2.2 Puente Ahrtal. Sección transversal.

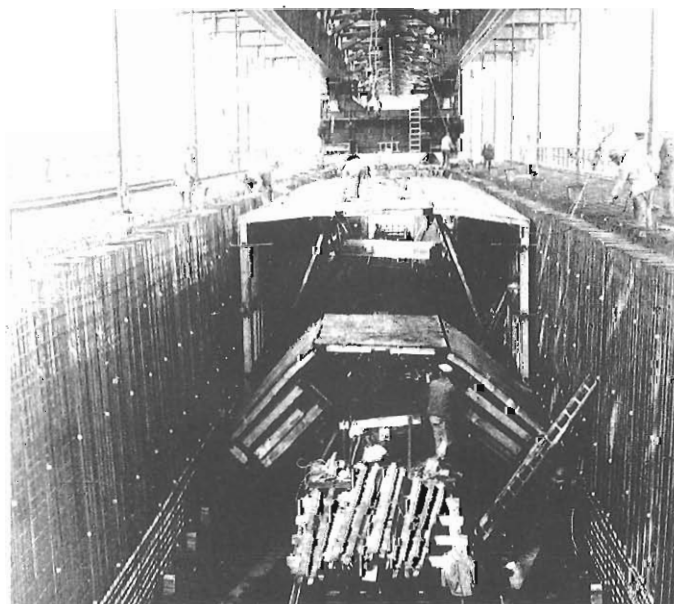
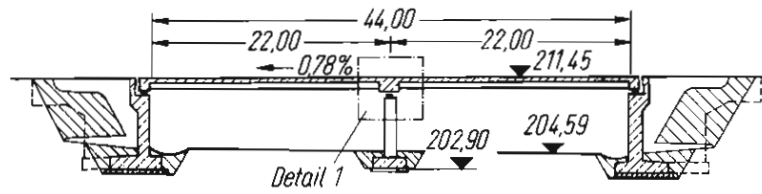


Fig. 2.3 Puente Ahrtal. Interior del cajón durante la construcción.

Längsschnitt



Querschnitt

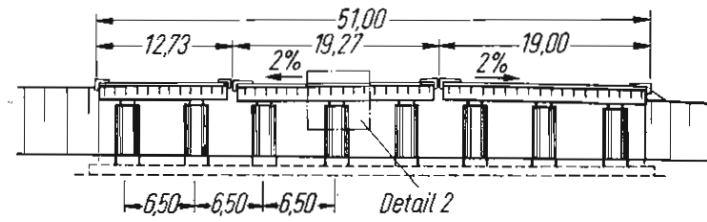


Fig. 2.4 Alzados del puente de autopistas en Gambach.

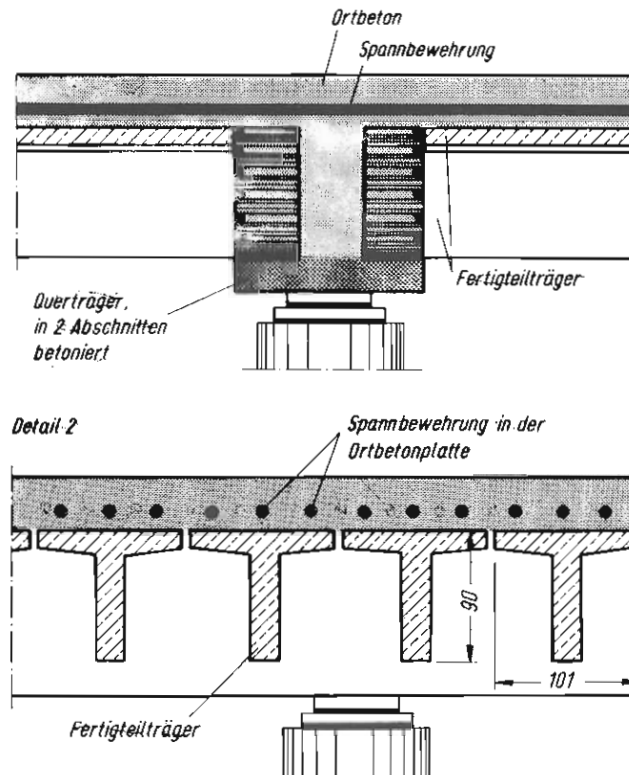


Fig. 2.5 Detalles de los tableros del cruce de autopistas en Gambach.

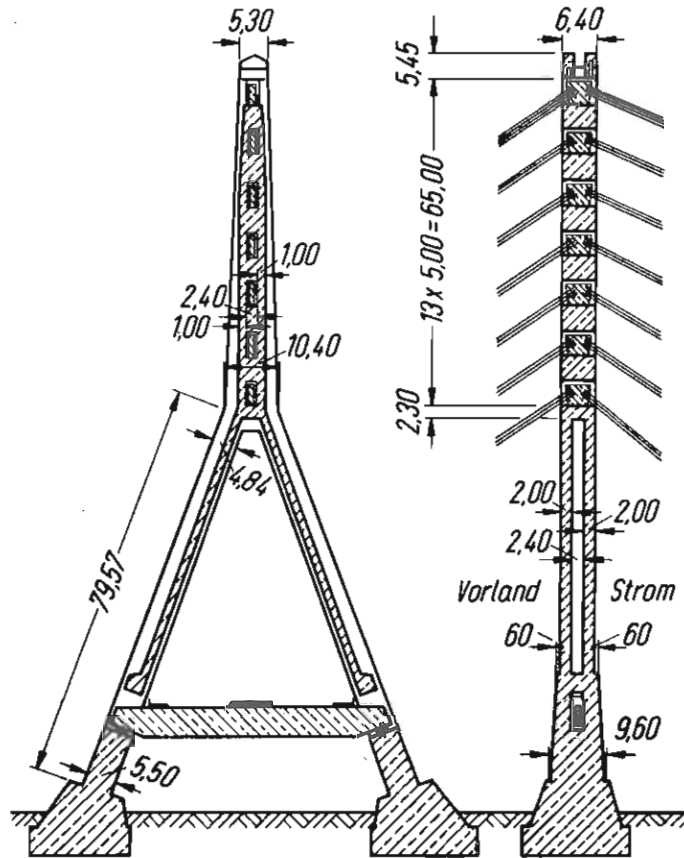


Fig. 2.6 Sección vertical del pilono del puente de Düsseldorf-Flehe.

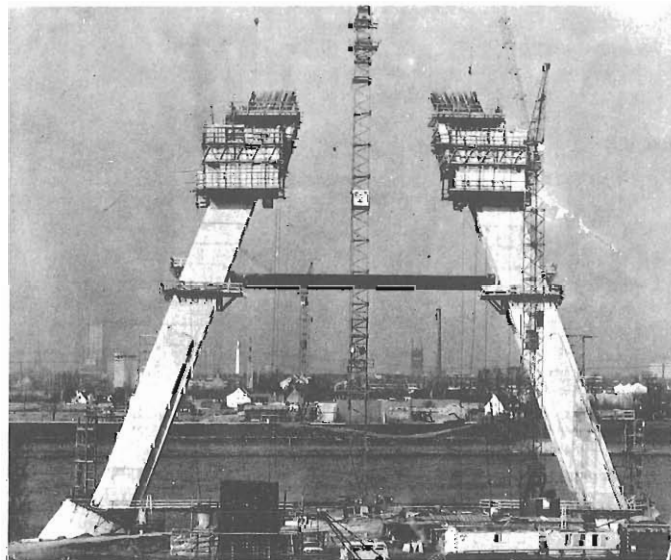


Fig. 2.7 Construcción del pilono de Düsseldorf-Flehe.

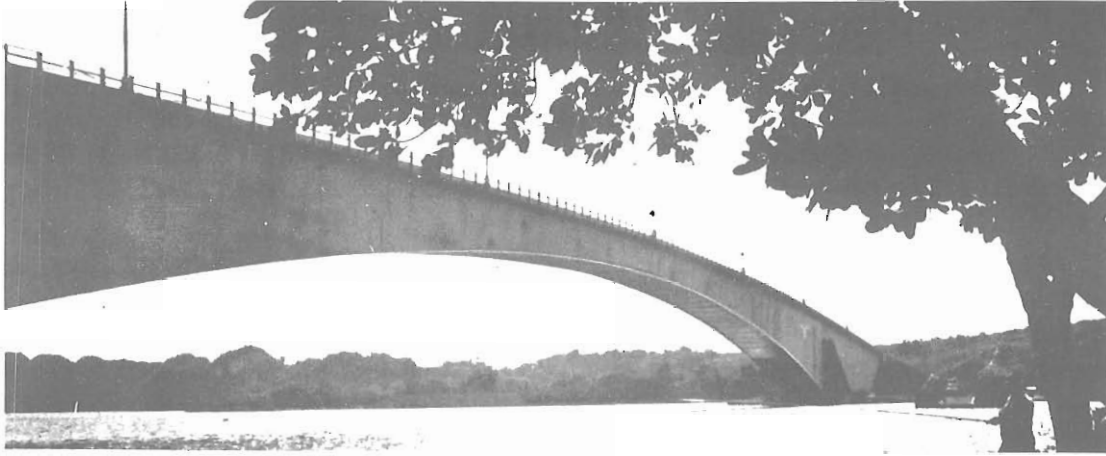


Fig. 2.8 Puente Koror-Babelthuap. Luz 241 m. Sistema Dywidag. Récord mundial tramos rectos construidos por voladizos sucesivos.

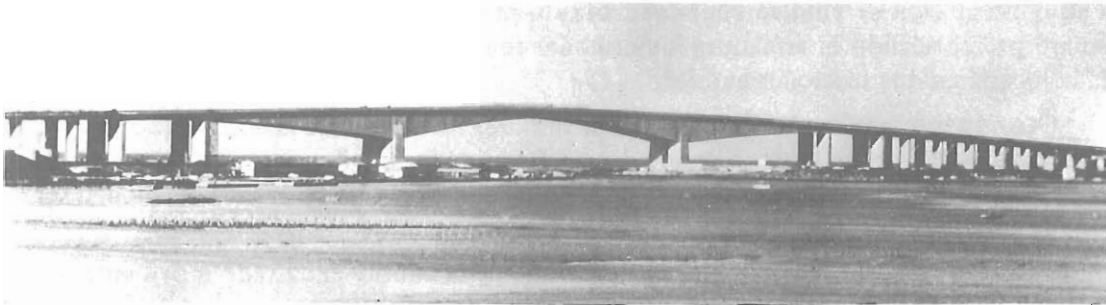


Fig. 2.9 Puente Hamana. Japón. Luz 240 m. Sistema Dywidag.



Fig. 2.10 Puente de Hiroshima 236 m. Construido por el sistema Dywidag.

Viaducto ferroviario sobre el Tiber de la directísima Roma-Florenia entre Settebagni y Orte. La obra se compone de dos vanos principales de 51,40 para cruce de un río y dos viaductos de márgenes con uno y tres vanos menores, de 21,40 cada uno. El tipo de estructura adoptado ha sido de tramos de vano único independientes cada uno de ellos con tableros de vigas prefabricadas formando cajón rectangular en los centrales y tableros en π los laterales. Las alturas son 4,60 y 2,70 respectivamente. Proyecto de Zorzi y Lonardo.

Viaducto Carpineto 1° para la Via Basentana cerca de Vietri. Se compone de un vano principal de 181,00 más dos laterales de 30,41.

Es un proyecto de Morandi del mismo tipo que el del Ansa de la Magliana pues se trata de un dintel atirantado con cuatro cables dobles que se anclan en las secciones a 57,50 de apoyos dentro del vano central y en las otras extremidades sobre los estribos. La zona media de 42 m del vano central es un dintel independiente que se apoya directamente en las extremidades de los otros dos trozos de dicho dintel que están a 12 m de los anclajes del cable de atirantamiento correspondiente. Los dinteles de los vanos laterales están a nivel del terreno natural. Los cables se anclan sobre los estribos, que son unas estructuras especiales de cajones tricelulares apoyados, uno sobre el terreno y el otro sobre pilotes. La anchura de la plataforma es de 2 x 9,50 m. Las alturas del dintel son 2,40 en clave y 3,50 sobre apoyos. La altura de los pilonos inclinados es de 32 m. Se construyó sobre andamios apoyados sobre el fondo del valle a través de pilotes profundos. Los cables de atirantamiento se componen de elementos de tres alambres de 1/2" que se embebieron en hormigón. Los elementos del dintel son de sección en cajón rectangular.

Viaducto sobre el río Magdalena en Barranquilla (Colombia). Un tramo principal atirantado con luces de 69,50 + 140 + 69,50 m y dos viaductos de acceso con luces de 47,00 m dando una longitud total de 1.499 con una calzada de 12,50. La altura del dintel en toda la longitud del puente es de 2,80 con sección en cajón rectangular de 7,00 de anchura, y vuelos transversales. Los dinteles de los viaductos de acceso son de 6 vigas prefabricadas de 46 m. La luz máxima se fijó por necesidades de la navegación. El ambiente es muy corrosivo y la zona es de gran sismicidad. La cimentación es por pilotes Benoto. Las pilas se construyeron con encofrados deslizantes. Los dinteles de viaductos de acceso se construyeron lanzando vigas prefabricadas y los del tramo principal por avance en voladizos sucesivos con carro en secciones de 6 m. Durante esta construcción se utilizaron cables provisionales para soportar los voladizos.

Otro puente muy interesante, del cual además se proyectó una película detallando su construcción fué el del tramo *San Severino de la autopista Caserta-Nola-Salerno* construido por la empresa Ferrocemento de Roma con una longitud total de 2900 m y consta de 91 dobles tramos paralelos con una anchura de 13 m y una luz de 32 m. Resulta muy interesante como ya hemos dicho el proceso constructivo. Este consiste en la prefabricación de tramos completos de tablero que en este caso eran de sección cajón trapecial con vuelos en cabeza superior hasta completar los 13 m de anchura total con un peso entre 500 y 700 tons. El taller de prefabricación estaba situado en la misma alineación del puente e inmediato a él, de modo que era preciso transportar cada tramo por encima de la parte ya construida hasta llegar junto al vano de emplazamiento donde lo recogía una pasarela de montaje que lo trasladaba en la longitud de un vano y le hacía descender a su verdadera posición. La traslación desde el taller de prefabricación se realizaba colocando el tramo sobre cuatro hileras de carretones con ruedas dobles enlazadas por grandes anillos de goma como los que se utilizan en los puertos para defensa de los muelles contra el choque de los barcos. En total treinta y dos ejes de dos ruedas por elemento.

ITALIA

Los casos presentados son: Puentes construidos mediante viga andamio-encofrado deslizante para luces entre 30 y 44 m y por voladizos sucesivos desde pilas, con sistema Diwidag. Además un puente de Morandi, algo antiguo, el de Barranquilla sobre el río Magdalena (Colombia) (1971-74) y el viaducto Carpineto 1° para la Strada Basentana, más reciente (1975-1977).

En los puentes de voladizos sucesivos tenemos el de la *autostrada Voltri-Alessandria en Gorsexio* del ingeniero Zorzi con 570 de longitud total distribuida en seis vanos continuos de $84 + 3 \times 144 + 90 + 60$ y anchura de $2 \times 16,55$ m. Sección dos cajones rectangulares con amplios voladizos transversales y altura variable entre 3,50 y 9,00. Se construyó avanzando desde las pilas en ambos sentidos con un total de cuatro carros. La pila más alta es de 172 m; tienen sección cajón que se reduce a dos almas a partir de un cierto nivel.

Otro puente construido por el mismo sistema de voladizos sucesivos con carro del ing. Belloni *sobre Mar Piccolo en Tarento* de gran longitud: 1.692 m, anchura 27,10 y luces importantes $13 \times 52,50 + 2 \times 99 + 2 \times 152 + 99$. Las cuatro luces superiores construidas por voladizos sucesivos mientras que las otras por cimbra encofrado-móvil autolanzable. Los vanos principales se construyeron en dos fases quedando independientes en la primera y dándoles continuidad con articulaciones en las claves en la segunda.

Puente en la autovía rápida de Palermo-Sciacca de Zorzi con 1848 metros de longitud y 42 vanos de 44 metros de luz con alturas de tablero en cajón trapecial entre 0,80 y 2,40 y una anchura de 13,35 sobre fila única de pilas octogonales hasta 37,40 metros de altura. Para su construcción se empleó cimbra-encofrado móvil autolanzable tipo Diwidag. Se ahorró tiempo prefabricando la armadura longitudinal en una prolongación de la cimbra que permitía colocarla en dos secciones enteras.

Otro puente análogo al anterior del mismo ingeniero es el de la *autovía rápida Caltanisseta-Gela* con 59 vanos de 28,30 y uno de 38,50 m de luz dando una longitud total de 2190 m. Se construyó por el mismo sistema que el anterior. El ritmo de avance era de una semana por vano.

También se construyó por el mismo método de la cimbra-encofrado móvil autolanzable el *Viaducto Empedocles-Agrigento en la autopista de Caltanisseta* con dinteles sucesivos de tres vanos $30 + 36 + 30$ hasta una longitud de 1140 m con una anchura de 10 m y sección en π con fuertes voladizos de 2,50 m de altura y 5,00 metros de latitud. Ritmo de una semana por vano. Los pilares terminaban en pilaretes longitudinales para permitir el paso de la cimbra.

Viaducto para la autostrada Torino-Savona que se construyó por el sistema de los puentes anteriores con proyecto del ingeniero Lonardo para 77 vanos de 35 metros de luz a excepción de los extremos. La longitud total es de 2.674 m y la anchura 12,30. El espesor del tablero es de 0,65 (losa) en zona central y 1,65 (cajón) sobre apoyos. Las pilas son de cajón rectangular que se abren en dos pilaretes transversales en la zona superior hasta 20 m. Las pilas son solidarias del tablero cada cinco módulos; se establece una junta de dilatación por el sistema Gerber.

Paso superior de f.c. en la ciudad de Bolzano. Proyecto del ingeniero Gentilini de 5 vanos con luces de $36,70 + 6,00 + 45,00 + 6,00 + 36,70$ y una longitud total de 134 m, de dintel en sección cajón de 4 alveolos con 1,60 m de altura para una latitud 22,20. Cada pila está constituida por cuatro pilastras inclinadas en direcciones radiales unidas al tercio de la altura con lo cual se obtienen pilas que pueden resistir acciones horizontales en todas direcciones y se han pretensado verticalmente para evitar las fisuraciones. El puente se construyó en su sitio apoyado sobre cimbra metálica, que salvaba todos los gálibos de paso muy importantes, pues el ferrocarril cruzaba en curva y con gran oblicuidad.

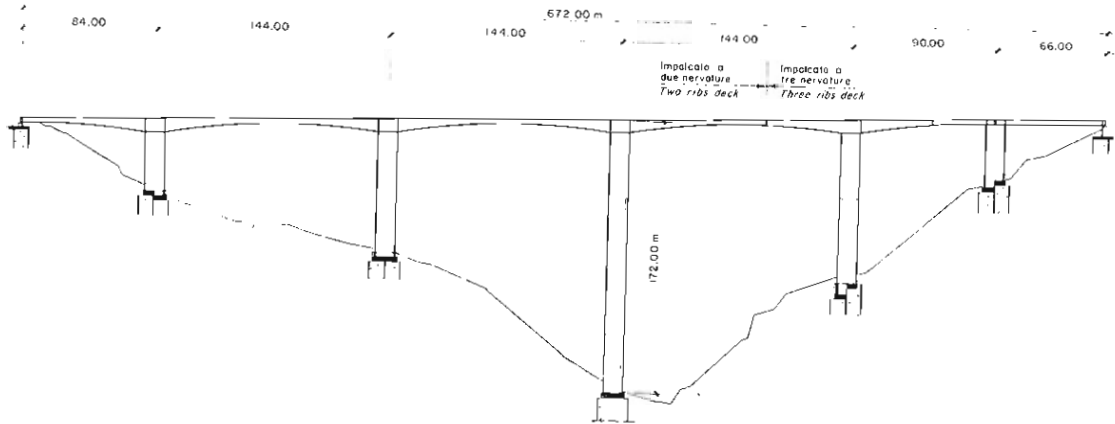


Fig. 3.1 Viaducto de Gorsexio en la autopista Voltri-Alessandria. Alzado.

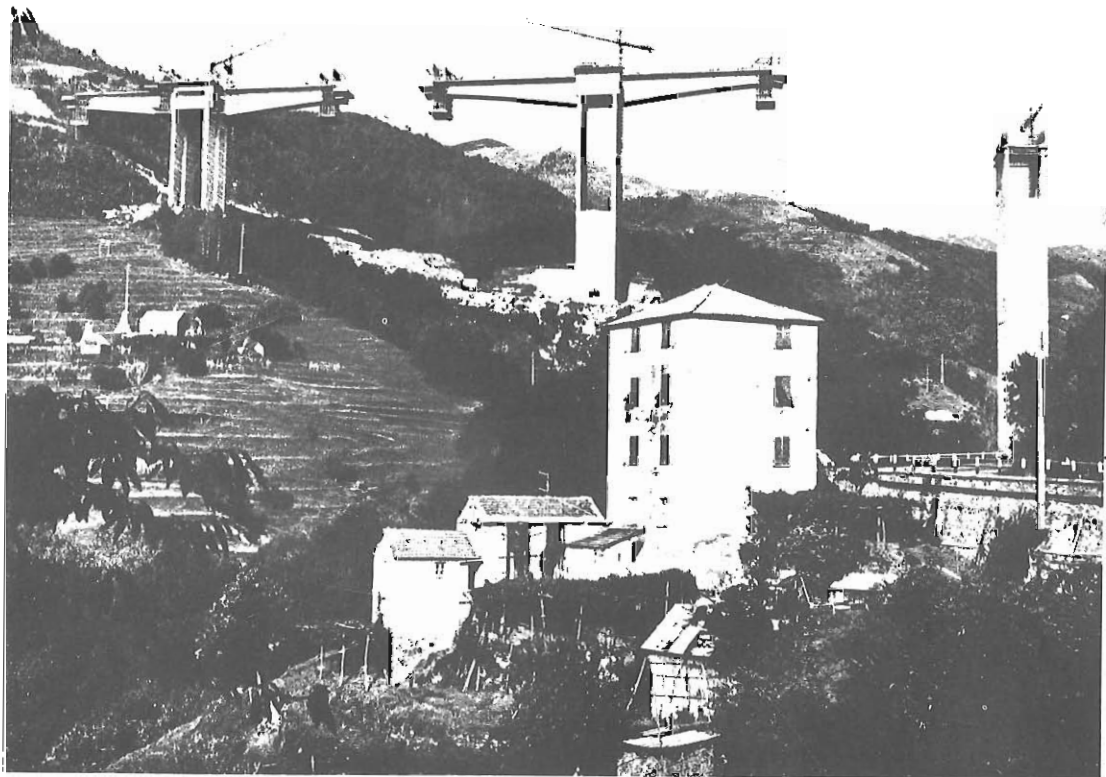


Fig. 3.2 Viaducto de Gorsexio en la autopista Voltri-Alessandria. Vista general.

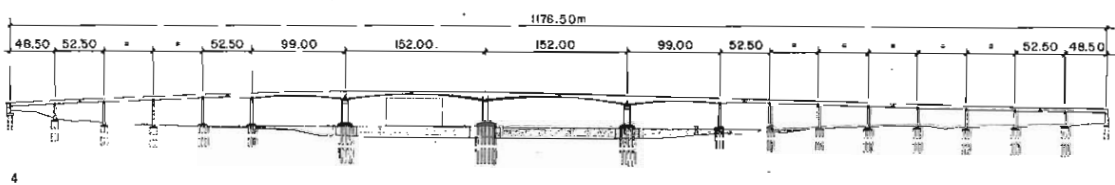


Fig. 3.3 Puente sobre el mar Piccolo en Tarento. Alzado.

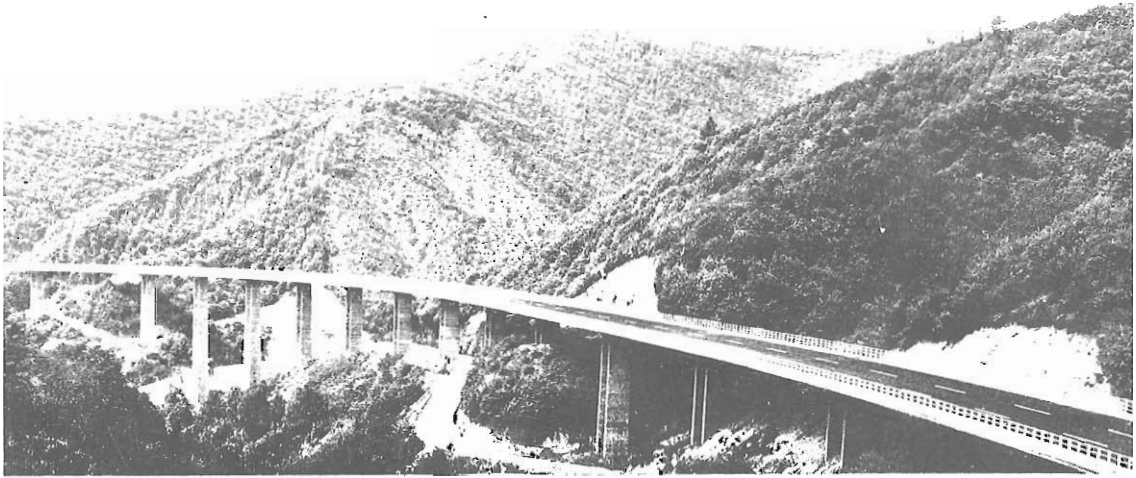


Fig. 3.7 Viaducto en la autostrada Torino Savona. Vista general.

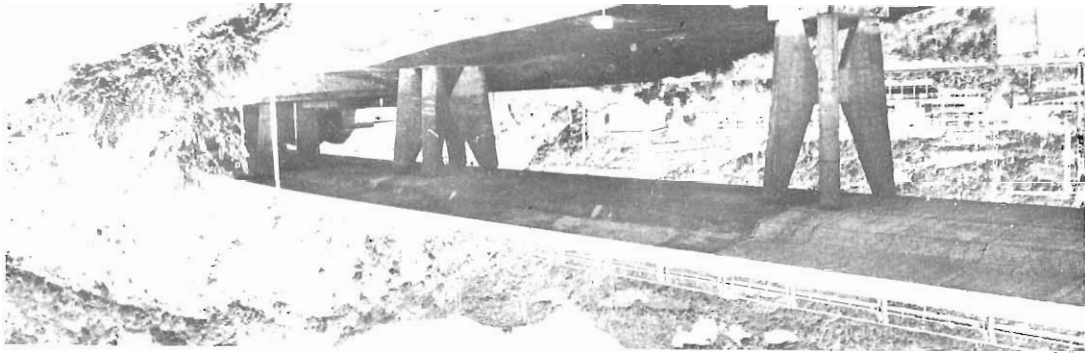


Fig. 3.8 Paso superior ferroviario en Bolzano. Vista general.

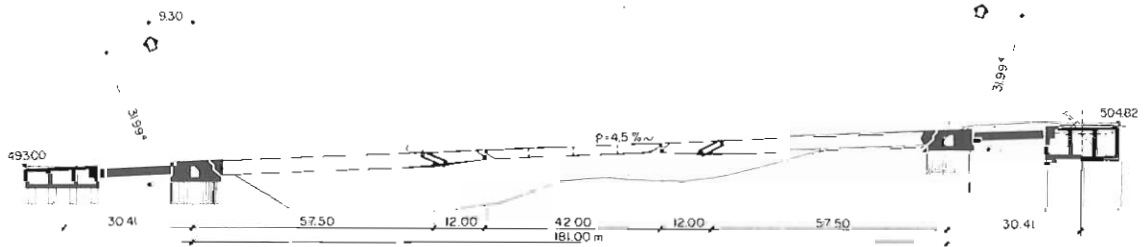


Fig. 3.9 Viaducto Carpineto 1ª para la vía Basentana cerca de Vietri. Alzado.

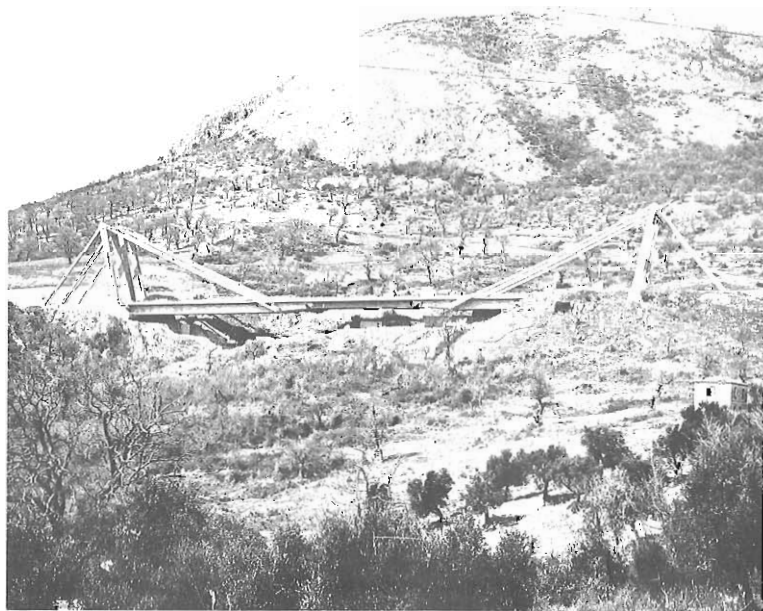


Fig. 3.10 Viaducto Carpineto. 1º para la vía Basentana cerca de Vietri. Vista general.

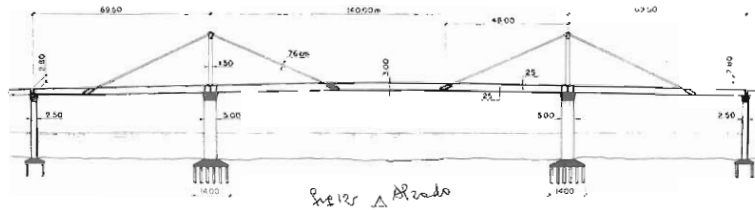


Fig. 3.11 Puente sobre el río Magdalena en Barranquilla, Colombia. Aizado.

Fig. 3.12 Puente sobre el río Magdalena en Barranquilla, Colombia. Vista durante la construcción.

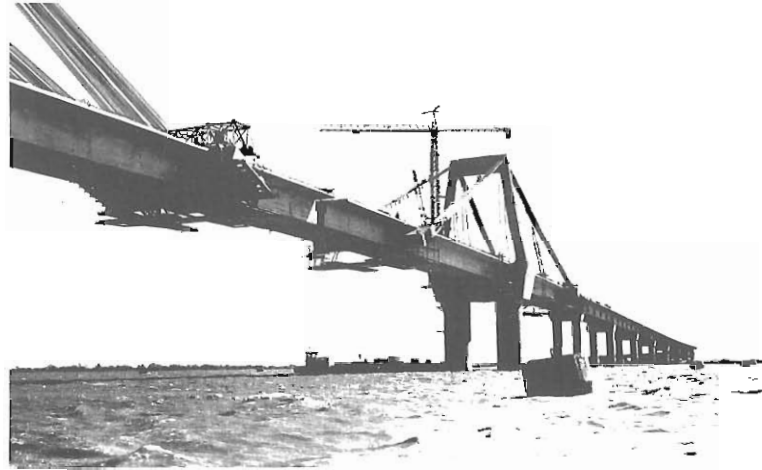


Fig. 3.13 Puente sobre el río Magdalena en Barranquilla, Colombia. Otro aspecto de la construcción.



Fig. 3.14 Puente de San Severino en la autopista Caserta-Nola-Salerno. Tramo prefabricado dispuesto para colocarlo sobre los carretes de transporte.

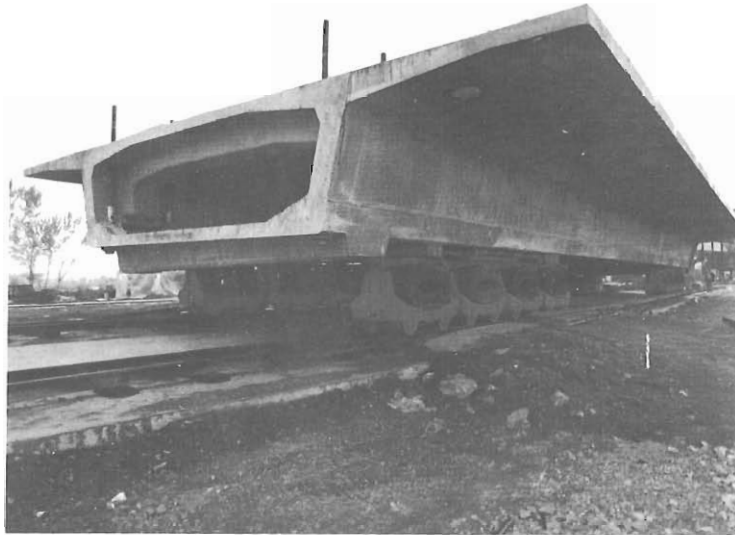


Fig. 3.15 Puente de San Severino en la autopista Caserta-Nola-Sarlerno. El tramo completo.

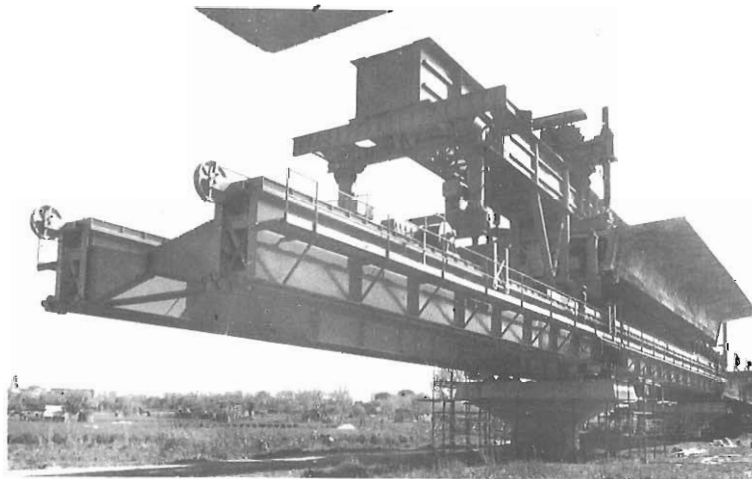


Fig. 3.16 Puente de San Severino en la autopista Caserta-Nola-Salerno. El tramo colgado del sistema de colocación en obra.

INGLATERRA

Visión general del ponente de los puentes en Reino Unido

El ponente correspondiente a los puentes ingleses da una introducción previa a la descripción de los mismos, que resumimos a continuación. Considera que en los puentes de luces pequeñas se ha llegado a una estandarización conveniente, pero no a la total que algunos piensan como ideal, en la que se suprime la inventiva de los proyectistas, la cual no debe anularse nunca.

Insiste en el estudio del diseño donde se deben comparar múltiples soluciones incorporando las condiciones que impone el paisaje. Para esto son muy convenientes las perspectivas reales del conjunto, en las cuales puede dar fidelidad el empleo del ordenador.

Entre los puentes seleccionados hay algunos por su importancia estructural, puente *Itchen*, puente *Greta* que pertenece al tipo de dintel continuo con altura variable, el de *Lyne* para cruce en ferrocarril la autopista M-25 con solución de tramo en vano doble atirantado muy interesante, el puente de *Humberside* con cuatro vanos importantes y gran anchura, y otros de luces más reducidas pero estudiados con gran detalle para integrarse en los ambientes correspondientes como el de *Runnymede* sobre el Tamesis, el *Berry Lane* en una zona boscosa muy interesante, o el *East Side Clift* viaducto en *Dover* con una gran curvatura en planta, introduciéndose en el mar.

En construcción, para luces importantes tiene la exclusiva el avance por voladizos sucesivos, existiendo ventaja a favor de la especialidad de dovelas prefabricadas con respecto a la ejecución *in situ*, donde también presentan algún ejemplar.

Con respecto al futuro considera que habrá poco cambio espectacular, pero siempre existirá mejora de los materiales y sistemas constructivos. Llama la atención sobre la importancia del estudio de las cimentaciones pues en los puentes de luces medianas el tablero no llega al 50 por 100 del presupuesto total. Considera los 300 metros como luz límite normal de los puentes pretensados, debido al efecto creciente del peso propio pero tiene gran confianza de que el empleo del hormigón ligero dará lugar a un aumento en dicha característica. Los puentes de gran luz serán de la exclusiva del acero, pero resulta significativo que las torres del puente de mayor luz, el del *Humber*, se hayan construido de hormigón armado.

Puente Greta en Keswick para la A-68

Situado en una zona de extraordinaria belleza natural en un valle asimétrico y profundo de erosión, se ha cuidado mucho el diseño para ponerlo en armonía con el entorno. Tiene pilas de altura extraordinaria, siendo también de importancia las luces de los cuatro vanos 45 + 47,5 + 54,5 + 73 con longitud total de 220 m y latitud de 22 m. La estructura es un dintel continuo de momento de inercia variable desde 1,8 a 6,3 m. Los apoyos son tabiques de espesor constante de menor anchura que el tablero, salvando la diferencia mediante un afortunado chaflán que enlaza cada dos medios vanos y da un frente del dintel con altura constante en toda la longitud del puente.

Se construyó en cuatro etapas partiendo de una de las extremidades.

En el cálculo se utilizó el método de los elementos finitos para estudiar la distribución de los esfuerzos de pretensado y de la sobrecarga en el tablero. Proyectado por S. Wilson Kirpatrik & Partners. Se compararon 11 soluciones después de descartar las poco apropiadas y se hicieron perspectivas del puente y del entorno mediante un ordenador delineador. Se construyó *in situ* sobre dos andamios sucesivos. Las articulaciones de apoyo del dintel sobre las pilas intermedias son de hormigón armado y las de estribos una de neopreno y otra

de rodillos metálicos.

Puente Itchen en Southampton de 773 m de longitud total con dos viaductos de acceso de luces de 44 a 50 m y una obra principal con tres vanos de 125 m continuos y solidarios de los pilares, pero fraccionados en dos voladizos de 41,50 m sosteniendo un tramo intermedio de 33 m simplemente apoyado sobre ellos. Los voladizos se construyeron in situ por avance en secciones sucesivas de 3,00 m simétricos desde las pilas. Los tramos de 33 m intermedios se prefabricaron sobre los voladizos y se lanzaron longitudinalmente descompuestos en vigas cajón que pesaban 260 toneladas y que se unieron mediante forjado superior. La armadura de los voladizos eran barras Macalloy que se empalmaban en trozos de 3 m. Fue proyectado por Travers Morgan & Partners.

Puente sobre el Trent en Humberside sometido a condiciones de gálibo de navegación y carrera de marea. Se publicó la licitación con alternativa de estructura mixta o pretensada mediante dovelas prefabricadas. Se adoptó la segunda con una solución de cuatro vanos: $48,5 + 2 \times 85 + 48,5$ m, en continuidad mediante dintel de dos vigas cajón gemelas con altura variable entre $1,7 - 2,1 - 4,9$ metros realizadas mediante 91 dovelas de longitud 3 m y anchura de 4 m y un peso variando de 35 a 70 tons. Las dovelas se pusieron en obra por avance simétrico en voladizos sucesivos. Las dovelas se habían prefabricado unas contra otras y se enlazaron con junta mínima de epóxido, teniendo además llaves para esfuerzo cortante las superficies en contacto. No se dejaron juntas intermedias, resultando un dintel continuo de cuatro vanos.

Puente Runnymede sobre el Támesis. Es un puente muy estudiado desde el punto de vista de no perturbar el paisaje, muy bello, frecuentado por deportistas y pescadores y con un puente inmediato construido en 1939 de gran valor estético. Había también un problema geotécnico en cimentación. Se hicieron muchos estudios previos de diseños diferentes eligiéndose once de ellos que se compararon mediante perspectivas de conjunto puente-paisaje hasta llegar a la solución adoptada. Se utilizó un ordenador delineador. La solución está constituida por dos elementos en voladizo doble apoyados en las pilas que al duplicarse en el vano del río dan la apariencia de un puente en arco, armonizando con la silueta del puente antiguo y dejando los vanos simétricos perfectamente adaptados sobre la margen en talud de ambas orillas. El puente tiene una anchura de 34 y una luz de 138 m. Junto con el inmediato darán una latitud para 12 vías de tráfico.

Torres del puente del Humber en Humberside. Corresponden a un puente colgado en construcción que batirá el record mundial absoluto de luz en puentes.

Sus torres se han realizado en hormigón pretensado cada una mediante dos pilares de 155 m de altura y sección en cajón rectangular variando de $4,75 \times 4,50$ m a $6,0 \times 6,0$ m, enlazados por cuatro riostras, de sección también en cajón simple.

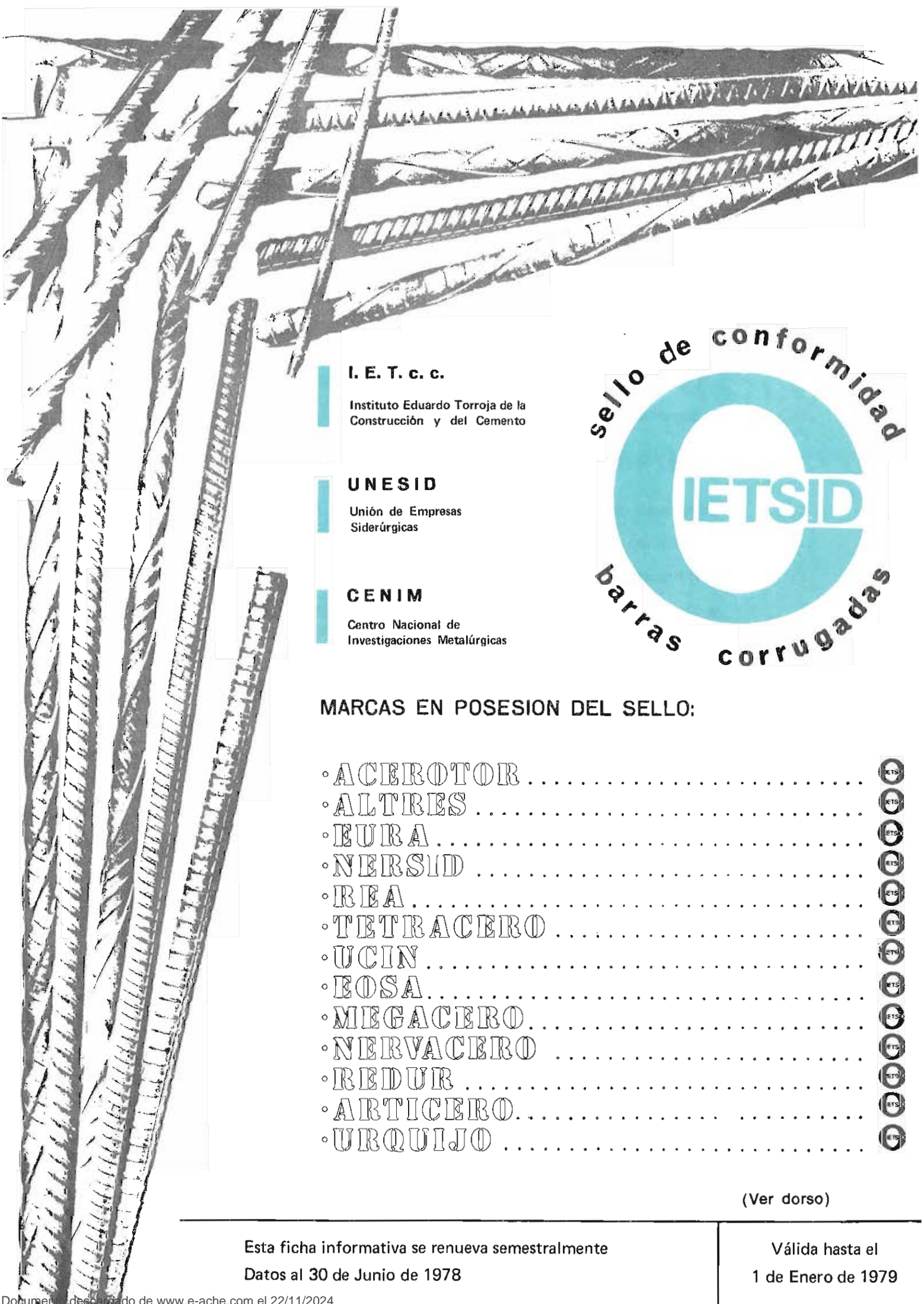
Las torres, que en situación definitiva trabajarán a compresión simple, durante el montaje tienen que resistir flexiones para lo cual se les ha proporcionado una armadura activa. El peso propio transmitido desde coronación a través de las sillas de soporte de los cables, dan un pretensado gratuito para ambos pilares. La anchura libre entre torres es de 18,4 m.

Los pilares se han construido mediante encofrados deslizantes, adicionando las vigas transversales lo antes posible.

Antes de proceder a la colocación del cable se les dió una contraflecha en coronación de 900 mm.

El proyecto es de Freeman Fox & Partners.

El puente ferroviario de la British Rails sobre la autopista M-25 es un puente atirantado con dos tramos simétricos sobre pilares centrales. Como la oblicuidad del cruce es grande se ha partido la estructura en dos longitudinalmente desplazando transversalmente los pilares que son únicos en el plano medio para cada obra. Es un proyecto que todavía no se ha realizado.



I. E. T. C. C.

Instituto Eduardo Torroja de la
Construcción y del Cemento

UNESID

Unión de Empresas
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)

Esta ficha informativa se renueva semestralmente
Datos al 30 de Junio de 1978

Válida hasta el
1 de Enero de 1979

sello de conformidad



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:

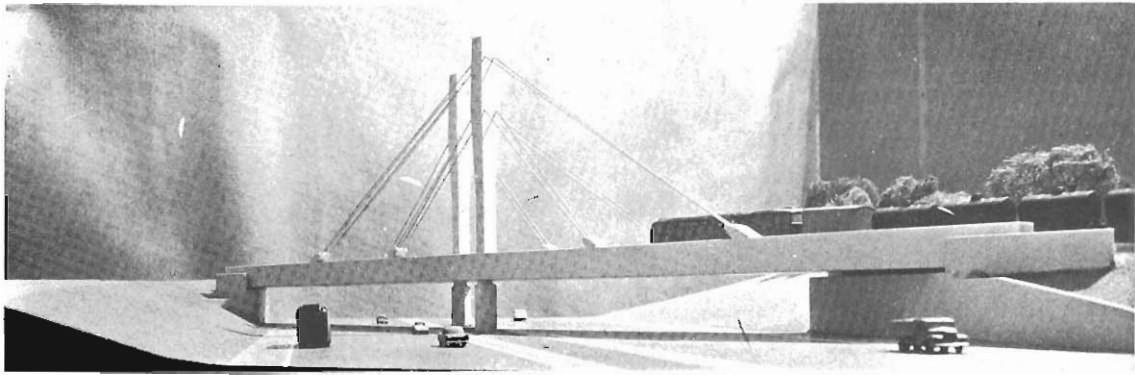


Fig. 4.1 Maqueta de un puente atirantado para un paso de autopista en Chertsey.



Fig. 4.2 Detalle de un apoyo del viaducto Berry Lane.

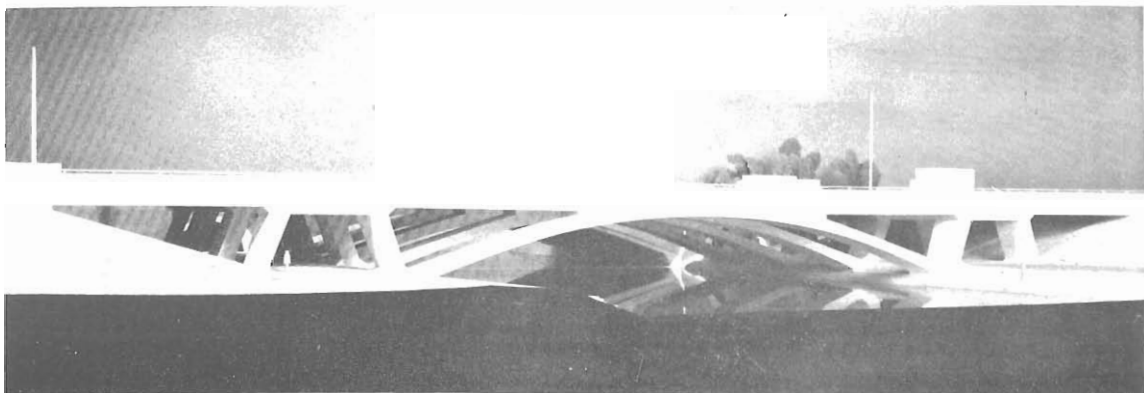


Fig. 4.3 Maqueta para el puente Runnymede sobre el Támesis.

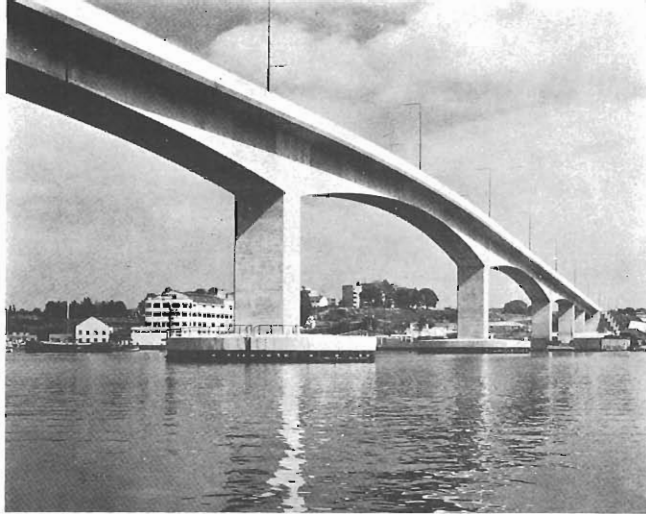


Fig. 4.4 Puente Itchem en Southampton.

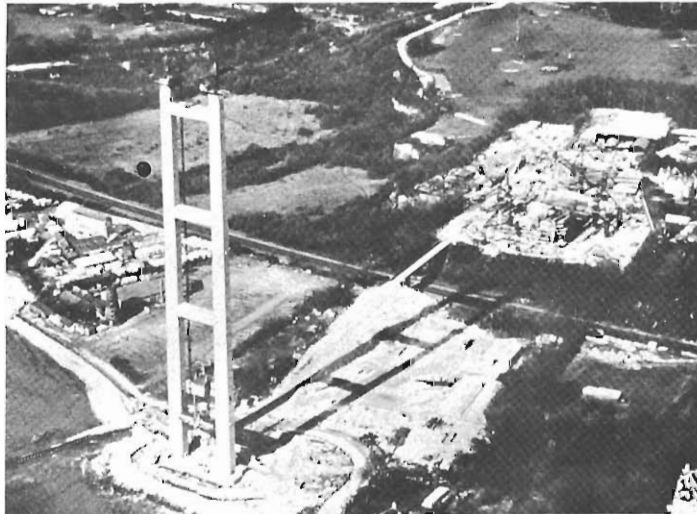


Fig. 4.5 Torre del puente colgado, de Humber.

ESTADOS UNIDOS

Lo más interesante en la evolución de los puentes norteamericanos de esta última década de los 70, es la adopción de los sistemas constructivos europeos y por consiguiente la morfología, métodos de cálculo y tecnología de detalles así como sus normas estéticas.

El primer puente que se construye por avance en voladizos sucesivos en este país es el Kennedy Memorial en 1973.

En la ponencia del Congreso actual tenemos puentes por voladizos sucesivos, puentes construidos mediante cimbra-encofrado móvil y autolanzable y puentes empujados en fases sucesivas desde las bancadas de prefabricación donde va formándose el rosario de elementos soldados entre sí. Uno de los más significativos y expresivos testimonios de este volcarse hacia la tecnología europea es el entusiasmo con que rotula y desarrolla un artículo la revista *Engineering N.R.* dando cuenta de las últimas novedades en la construcción de puentes de todos tipos mediante dovelas prefabricadas, tanto para colocar sobre cimbra, como para lanzar en voladizos sucesivos. Los puentes de este tipo se imponen en los concursos de proyectos, en los estudios comparativos de las Empresas constructoras y en los estudios de las Administraciones de Caminos de los distintos Estados en competencia con las soluciones metálicas o las convencionales de hormigón.

Así están en construcción una serie de ellos en las Rocky Mountains entre los cuales uno para acceso a la presa New Melones en California que con sus 193 m de vano será el de mayor luz en tramos rectos de hormigón en U.S.A.

Como ya hemos dicho el primer puente de voladizos construido en este país es del J.F. *Kennedy Memorial en Corpus Christi Texas en 1973* con dos vanos de 30 y 60 m moldeados in situ. Otro del mismo tipo de construcción fué el *Pine Valley Creek California* con vanos de 76 a 135 que introdujo una economía de 453.000 \$ por emplear el sistema constructivo.

En unos casos es ventaja económica en otros la restricción del plazo de construcción, para el éxito con soluciones competitivas de acero o de hormigón armado.

Un proyecto muy importante actualmente en construcción es el de *Colorado Vail Pass* donde se construyen por voladizo ocho puentes importantes, cuatro de los cuales se ejecutan in situ y otros cuatro por dovelas prefabricadas. Las luces oscilan entre 40 y 60 en los primeros y entre 30 y 76 en los últimos. En el Columbia River está en construcción otro del tipo carro (in situ) con vano principal de 180 m.

El procedimiento Dywidag de construir con cimbra-encofrado avanzando para ejecutar tramos completos se ha utilizado en el puente *Denny Creek en Washington* con vanos de 55 m.

Por último mediante el procedimiento de "empujamiento" se está construyendo el puente de Wabash River en Indiana con seis vanos entre 27 m y 57 m y 280 m de longitud, con sección transversal en cajón bicelular de 2,4 m de altura constante. El prefabricado se hace por segmentos de 4 m de largo en dos fases, y se emplea un pico de lanzamiento metálico de esa misma longitud.

En la actualidad se construye en los *Territorios del Pacific Trust* el puente que batirá el record de luz mundial en dinteles de hormigón, entre Babelthup y la Isla Koror con una luz máxima de 241 m. (Véase fig. 2.8).

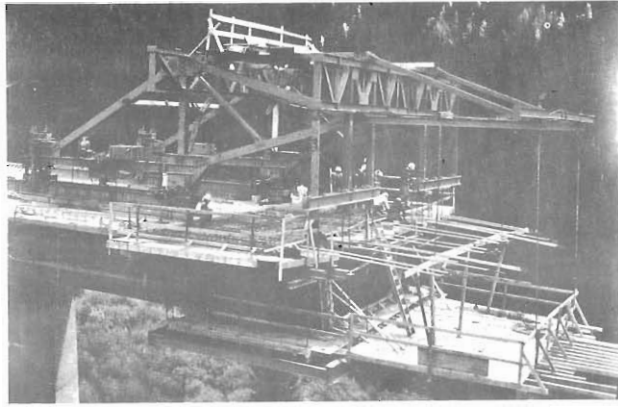


Fig. 5.1 Construcción del puente en el acceso a la presa New Melones (California).

Fig. 5.2 Construcción por dovelas prefabricadas en el puente Vail Pass (Colorado).

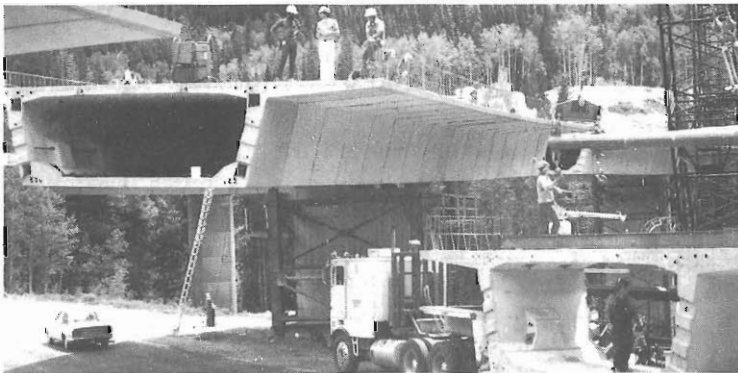


Fig. 5.3 Construcción de un puente con dovelas prefabricadas de 200 tons.

Fig. 5.4 Construcción del puente Wabash por "empujamiento" (Indiana).

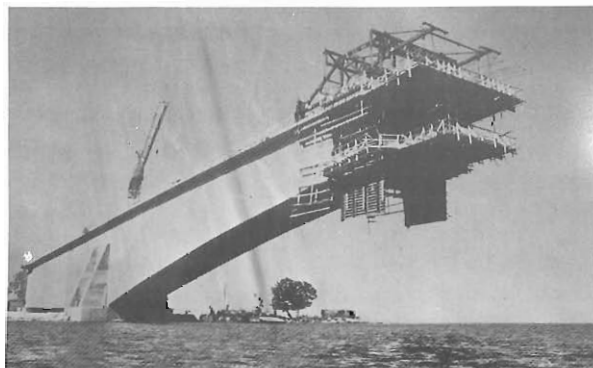
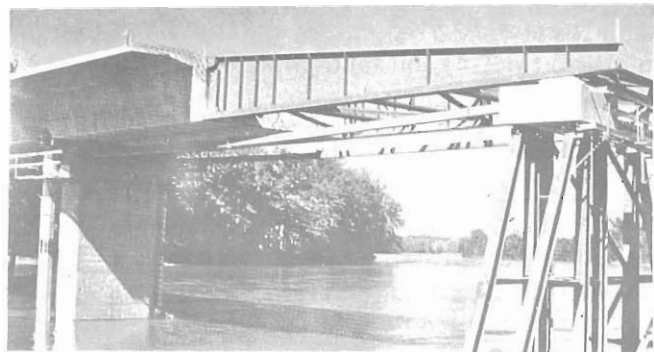


Fig. 5.5 Construcción del puente de la isla de Koror. 341 m. Récord de luz en tramos de hormigón.

BELGICA

El exámen de las variaciones introducidas en los cuatro años últimos ha sido tomado con todo interes por los ingenieros belgas que han dedicado un número entero de su revista más importante "Annales des Travaux Publics de Belgique" al estudio de las realizaciones llevadas a cabo en dicho intervalo de tiempo. *

En lo que se refiere a puentes se hace primero un estudio general acerca de las características de su evolución donde son de señalar el núm. de obras realizadas unas 4000 en total y las tendencias generales en proyecto y construcción. Uno de los objetivos más importantes fue la normalización modular de los proyectos y luego de los procesos de fabricación como por ejemplo, la prefabricación de elementos, y el estudio más meditado de los elementos secundarios como son por ejemplo las juntas de dilatación tan importantes para la conservación y buena utilización por el tráfico. La consideración de los agentes agresivos como son los productos para eliminación del hielo, o simplemente el agua de la que hay que evitar su penetración a través de pavimentos y juntas. El aumento de costo de la mano de obra ha aconsejado simplificaciones de forma y el esfuerzo por industrializar la construcción, una de cuyas modalidades pero no la única es la prefabricación.

En cuanto al hormigón ligero se ha avanzado poco debido principalmente al gran consumo de energía que supone la fabricación de los áridos correspondientes. En cambio la utilización de los ordenadores electrónicos ha liberado de los problemas de cálculo permitiendo utilizar todo tipo de estructuras incluso las más hiperestáticas. Esta es una razón del gran éxito obtenido en el empleo de la solución de dinteles atirantados. También ha sido interesante en la preparación de los datos de control para los procesos constructivos más importantes.

En los puentes para ferrocarriles se ha avanzado notablemente, aplicando modelos de vigas pretensadas o de vigas Preflex. También se han utilizado las propiedades ventajosas de las vigas-cajón en este y otros tipos de puentes.

Como ejemplos de puentes ferroviarios se dan también soluciones de vigas prefabricadas con tablero moldeado in situ. Así se indica la solución de la SNCB para la realización de 26 puentes en tres años con vigas prefabricadas en T invertida que se completan mediante tablero in situ que les proporciona cabeza superior común en tramos simples con luces comprendidas entre 20 y 33,50 m. Cuando la luz se sale de lo normal los tableros se moldean in situ como en el puente de San Nicolas para la línea Amberes-Gante de 711 m de longitud continua.

Existen 47 puentes construidos con vigas Preflex totalizando 528 vigas.

En el tipo de puentes atirantados se dan dos pasarelas una sobre el *Mosa en Heer-Agimont* con tres vanos de 30 - 124 - 20 con cuatro pilonos sustentando cada uno cuatro cables, y otra en la ciudad de *Obourg* con dos pilonos en el eje del río para sustentar en dos vanos de 65 m un dintel en doble cajón de 3,60 m de anchura, montado en seis secciones prefabricadas.

De *puentes construidos in situ* tenemos el del *Mosa en Ampsim* de tres vanos del tipo tramos ménsula donde los dos tramos que prolongan vano se han construido in situ mientras que para los tramos intermedios de simple apoyo de 50 m de longitud se utilizaron vigas prefabricadas.

En *puentes de vigas prefabricadas* se expone el *viaducto de autopista en Boorseem* con 35 vanos de 24,20 m y 5 de 30 m. Se montaron las vigas dando tramos simplemente apoyados que luego se hicieron continuos enlazándolos por el tablero superior y una viga riostra común a los dos grupos en cada apoyo. Las pilas se dispusieron pendulares excepto las necesarias para resistir acciones horizontales.

El *viaducto IXX en Verviers* que se ejecutó por este procedimiento para reducir plazo y

además producir las mínimas molestias al tráfico de la ciudad. La obra tiene una longitud de 432,9 m y está formada por una serie de pórticos de vigas y pilas cilíndricas solidarizados en parte y en parte independizados por juntas a media madera en las secciones de apoyo de los dinteles. Las vigas transversales eran del tipo Preflex.

Un viaducto para convoyes extraordinarios hasta 360 ton. en el *cinturón de la ciudad de Obourg* con 222,80 m de longitud y anchura de 19,50. Sus dinteles se forman con vigas pretensadas prefabricadas y vigas Preflex. Las pretensadas son de 21,20, 17,60 y 14 m de longitud. Las vigas Preflex se utilizan en las zonas de flexión normal y en las de voladizos.

Viaducto de paso del río Dendre en el cinturón de Aalst. La estructura es de tramos con ménsulas isostáticas. Son siete tramos independientes y un tramo simplemente apoyado en el centro de 45 metros salvado por vigas Preflex.

Viaducto del *camino de ronda de Kortrijk en Marke* ejecutado mediante 12 vigas prefabricadas Standard de 1,80 m, separadas 1,80 sobre apoyos en T, enlazados por tablero superior.

En puentes también prefabricados pero ejecutados mediante grandes dovelas montadas en vuelos sucesivos tenemos:

El de Zolder con tres amplios vanos de $55,60 + 103,12 + 55,60$ para el paso del canal Alberto, cuya sección transversal se compone de dos cajones paralelos uno por cada sentido de circulación, salvando la separación entre ellos mediante un tablerillo metálico. La longitud de las dovelas es de 3,60 m.

El puente de Harelbeke para el canal Bossurt-Kortrijk con tres vanos como el anterior de $52 + 104 + 52$ y altura variable desde 2,5 a 5,00 m. La longitud de las dovelas es de 3,75 m el puente del río Scheldt en Dendermond con una zona principal análoga a los dos anteriores vanos de $48 + 95,0 + 48,0$ prolongada en dos vanos de 30 m, que fueron hormigonados in situ. La obra principal se construyó también por dovelas prefabricadas.

Otros dos puentes del mismo tipo *el Ebis del canal Alberto* con $51,50 + 95,00 + 51,50$ m con dintel formado por cuatro cajones paralelos y el del *canal Oelegem-Zandrliet* también con cuatro cajones y vanos de $69 + 128,5 + 69$ pero fue realizado totalmente *in situ*.

El viaducto Blaton tiene dos dinteles paralelos sección cajón sencillo de altura variable con cinco vanos de: $14,1 + 22,6 + 37,00 + 56,40 + 26$. El vano de 56,4 se construyó por dovelas de 3,50 m avanzando en voladizos sucesivos.

En puentes contruidos por "empujamiento" se tienen también ejemplares interesantes como el de *Steinebruck sobre el Our*, con diez tramos de luz comprendida entre 39,35 y 104,40 con longitud total de 712,30 en un dintel doble continuo de altura constante cajón sección trapezoidal sobre pilares también en cajón rectangular con base igual a la menor del dintel y espesor proporcionado con la altura. Es el primer puente donde se empleó este sistema constructivo.

En puentes totalmente moldeados in situ tenemos el de la *avenida Debroux en Anderghum* con veinticuatro vanos de luz próxima a los 30 m y longitud de 724,50 m que se construyó por tramos de seis vanos mediante una misma cimbra completa, que se trasladaba de posición en posición. El dintel tiene sección cajón bicelular prolongado por vuelos. Se pretensaba por tramadas completas antes de llevarse la cimbra.

Los viaductos de Reyers en la red arterial de Bruselas que son tres con longitudes de 225 m, 173 m y 218 m contruidos con el mismo tipo de estructura. Un dintel con perfil de badén invertido sin ángulos vivos. Las luces varían de 20,0 a 36,40 m de luz en continuidad. Armoniza perfectamente con el entorno. Se apoya sobre dos filas de columnas de 0,85 m de diámetro.

El viaducto de Strombeck-Bever de la red arterial de Bruselas, con longitud de 208 m y latitud de 15 m con ocho vanos de unos 26 m con dintel de losa continuos y altura constante de 1,00 m. sobre columnas de 1,00 m de diámetro. Se calculó para un convoy extraordinario de 450 tn. Los cables de pretensado llegan hasta 214 m.

El puente sobre el río Lys en el cinturón de Courtrai formando un tramo independiente de tres vanos continuos de 37 + 64 + 38, descompuesto longitudinalmente en tres estructuras con cajones bicelulares en las dos laterales que son iguales y cajón de cinco alveolos la central. Los apoyos son cuatro tabiques independientes abarcando cada uno dos células de los dinteles respectivos.

El distribuidor de Machelen que es el primero de tres niveles construido en Bélgica con 13 obras independientes de tipos hiperestaticos y sección cajón de diversos tipos. También *el distribuidor de Diegem* con 11 estructuras hiperestaticas de sección cajón.

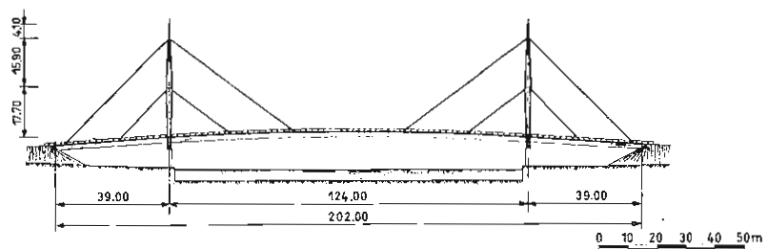


Fig. 6.1 Puente atirantado sobre el Mosa en Heer Agimont.

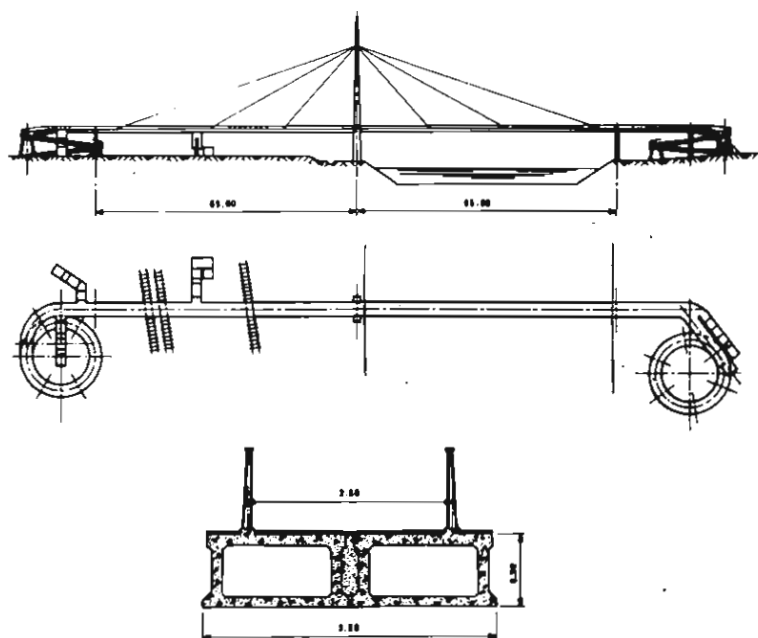


Fig. 6.2 Pasarela atirantada en Obourg.

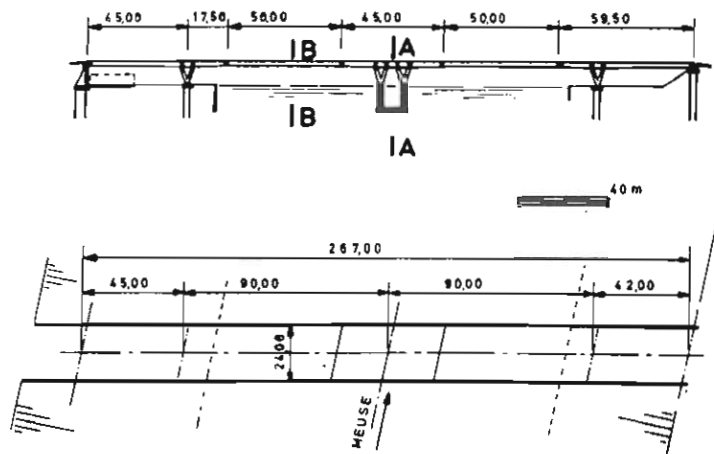


Fig. 6.3 Puente sobre el Mosa en Apsim.

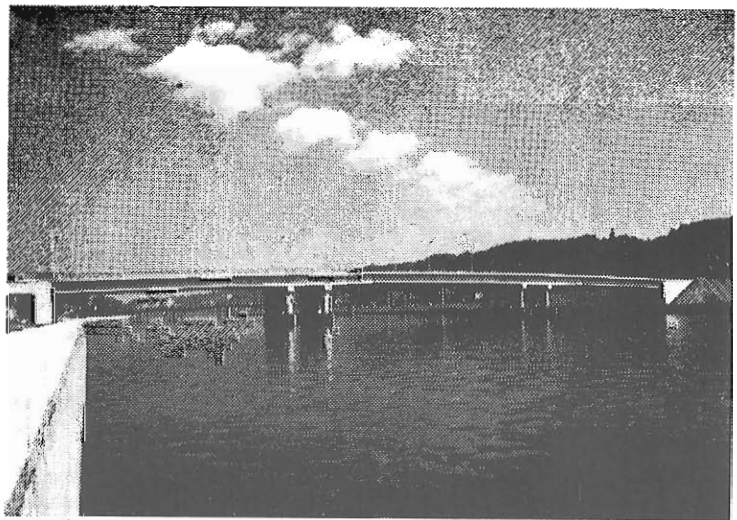


Fig. 6.4 Puente sobre el Mosa en Hermalle-sous-Argenteau.

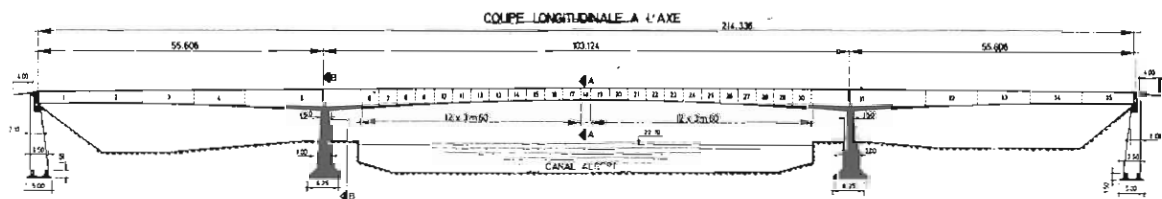


Fig. 1

Fig. 6.5 Alzado del puente Zolder.

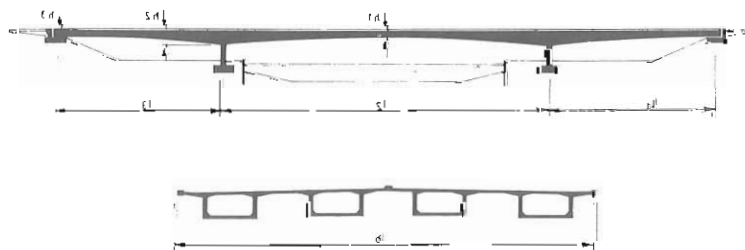


Fig. 6.6 Alzado del puente Kortrijk.

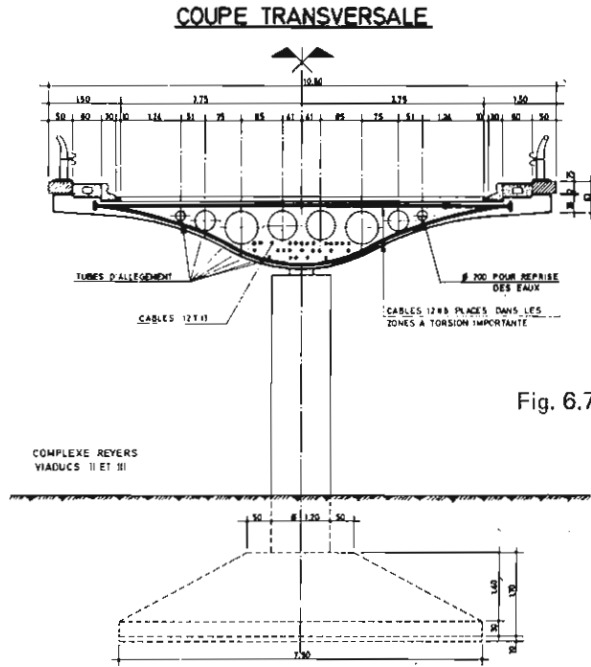


Fig. 6.7 Sección del viaducto urbano Reyers en Bruselas.

Fig. 6.8 Secciones del viaducto urbano Reyers en Bruselas.

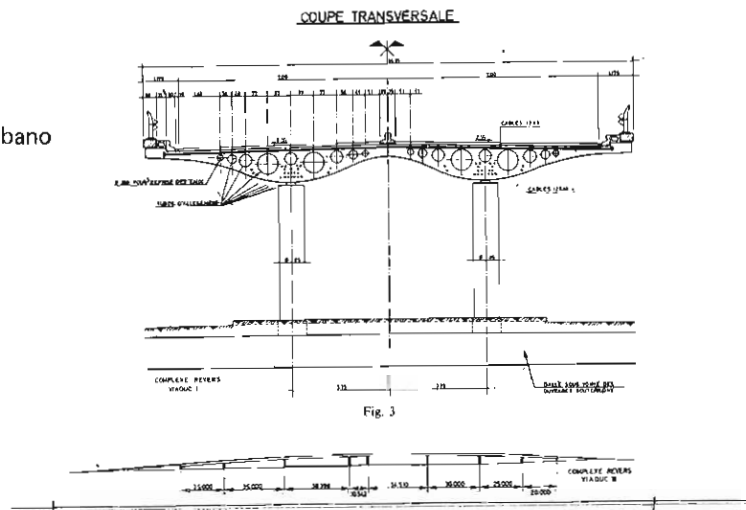


Fig. 3

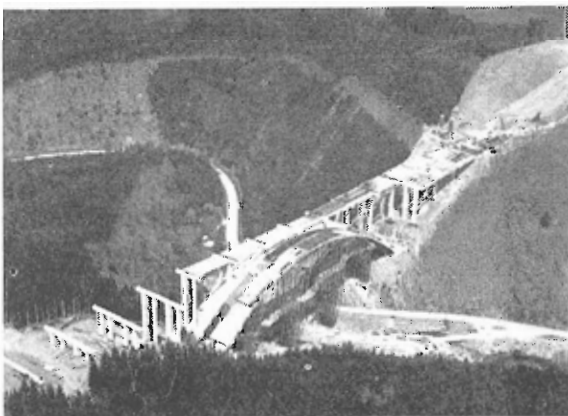


Fig. 6.9 Puente de Houffalize con arco de 162 m de luz.

RUSIA

Puente sobre el Oka en Ryazan. Puente de tramos rectos de gran longitud compuesto por una obra principal sobre el río de 4 vanos continuos con luces de $58,20 + 2 \times 84 + 58,20$ y dos viaductos de acceso en márgenes con luces de 32 y 64 m que se hacían continuos en tramos de siete u ocho vanos. La anchura total es de 15 m.

Se construyó mediante elementos prefabricados constituidos por vigas de sección T de 64 y 32 m que se utilizaban simplemente apoyadas en pilas en las zonas de los viaductos de acceso y sobre ménsulas dobles de sección cajón solidarias de las pilas en la obra principal. Estas ménsulas se realizaron por dovelas prefabricadas de 3 y 5 m de longitud moldeadas en taller de la propia obra. Las dovelas se montaron por avances simétricos en voladizos sucesivos desde las pilas. La erección de los elementos se llevó a cabo con gruas y carros tipificados.

Puente sobre el río Sura en Penza. Puente constituido por seis pórticos en π de pilares inclinados articulados en los pies con luces de $52,9 + 4 \times 56 + 52,9$ m. Sección transversal con tres pórticos a 6,3 m de separación entre ejes dando 19,5 m de latitud total y una calzada útil para vehículos de 15 m. Los pórticos se sustentan en pilares comunes a cada dos adyacentes, enlazándose por articulaciones las extremidades de los dinteles que vuelan 8,71 m con relación a las cabezas de los pilares inclinados. La altura de los dinteles es variable desde 110 cm en extremidades a 200 cm en los nudos del pórtico teniendo zonas centrales de altura constante de 110 cm.

Los dinteles son de hormigón pretensado y los pilares de hormigón armado. Se construyeron por secciones prefabricadas con pesos hasta 37 tons. que se montaron mediante pasarelas metálicas tipificadas. La cimentación se llevó a cabo con pilotes tubulares de ϕ 60 cm.

Puente sobre el Don cerca de Kalatch-on-Don. Puente de 13 vanos continuos con luces de: $54 + 9 \times 84 + 54 + 2 \times 24,89$ con pendiente longitudinal de hasta el 3 por 100. Anchura total de 12,00 con calzada útil de 9 m. La sección transversal es de cajón trapecial único con voladizos transversales de 3,10. La altura del dintel es constante con 3,15 de altura en zonas centrales aumentándose hasta 4,50 mediante acartelamientos rectos en las zonas próximas a pilas. Se armaba longitudinalmente con tendones de 48 alambres de 5 mm.

La zona principal se construyó por voladizos sucesivos mediante dovelas prefabricadas con peso entre 42 y 53 tons y un número total de 310, prefabricadas en el tajo. Las dovelas se unieron con juntas de epóxido.

En los tramos de acceso se utilizaron vigas prefabricadas sección T de 24,80 m de longitud unidas por forjado superior, dandoles continuidad posteriormente.

Puentes de jácenas reticulares prefabricadas de hormigón pretensado que se han utilizado para tráfico de carretera y de ferrocarril habiendo llegado a una luz de 66 m, aunque consideran una máxima conveniente de 80 m.

Las dimensiones están normalizadas siendo de sección circular las piezas a tracción y rectangulares o doble T las de compresión o flexión importante. Las triangulares elegidas son de célula triangular con cabezas paralelas del tipo Howe o Δ .

Se arriostran por vigas transversales en cabeza superior y por vigas doble T en la cabeza inferior. Estas últimas soportan el tablero que es de viguetillas longitudinales.

En los modelos de f.c. hay también vigas transversales que soportan tableros en π .

Hormigones ligeros. Han recopilado su experiencia de 15 años en el empleo de hormigones con áridos ligeros, llegando a la conclusión de que en lo relativo a comportamiento para cargas dinámicas resultan análogos a los puentes de hormigón armado de luces similares. El coeficiente de impacto varía desde 1,23 a 1,41 para velocidades entre 10 y 70 km/hora.

Los períodos de vibración libre – 0,18 a 0,21 – son muy parecidas a los del hormigón

armado normal y el coeficiente de amortiguamiento de vibraciones es importante, su valor medio es aproximadamente de 0,4. Por consiguiente, la rigidez dinámica de los puentes construidos con hormigón ligero es comparable a los de hormigón normal.

En cuanto al comportamiento a largo plazo tanto la retracción y la fluencia lenta, como las pérdidas de carga que les corresponden, son similares a los de las estructuras normales. Lo mismo ocurre con la fatiga debida a ciclos de tensiones alternas.

Las ventajas del uso del hormigón ligero son: ausencia de agrietamiento por retracción, aumento de la resistencia a la helada, estabilidad sísmica y como consecuencia larga vida de las estructuras. Consideran que se obtienen ventajas económicas en su empleo para tramos de más de 40 m de luz.

Prefabricación de tramos normalizados. Se ha puesto a punto una nueva serie de puentes prefabricados normalizados para carretera, con luces continuas entre 21 y 63 metros de longitud denominados PRK. Se preparan en las plantas actuales en servicio y se lleva la prefabricación a un 98 por 100.

Constan de elementos de la longitud total del vano y con anchura de una vía de tráfico. En cada caso se precisan (n-1) elementos de esta longitud y otros dos más cortos pues los vanos extremos están disminuidos en un 20 por 100. Los elementos se montan alineados en el sitio desplazándolos longitudinalmente para hacer los empalmes a los quintos de la luz, mediante cosido por barras pretensadas.

En sección transversal cada elemento consta de dos vigas unidas por un tablero superior. En las extremidades lleva diafragmas transversales con sección de mayor anchura que canto.

Los elementos constan de dovelas prefabricadas pegadas por epóxido y enlazadas por la armadura activa correspondiente postesada. Para el transporte ferroviario los elementos se agrupan en secciones de 3,00 m de longitud con un peso de hasta 45 tons. Se montan en obra con la ayuda de una pasarela de montaje metálica.

Los vanos aislados se convierten en continuos empezando por un extremo hasta el otro.

Se utilizó una estructura previa de dos vanos para ensayar las operaciones de montaje, transporte y poner a punto todas las operaciones.



Fig. 7.1 Puente sobre el Oka en Ryazan. Vista general.

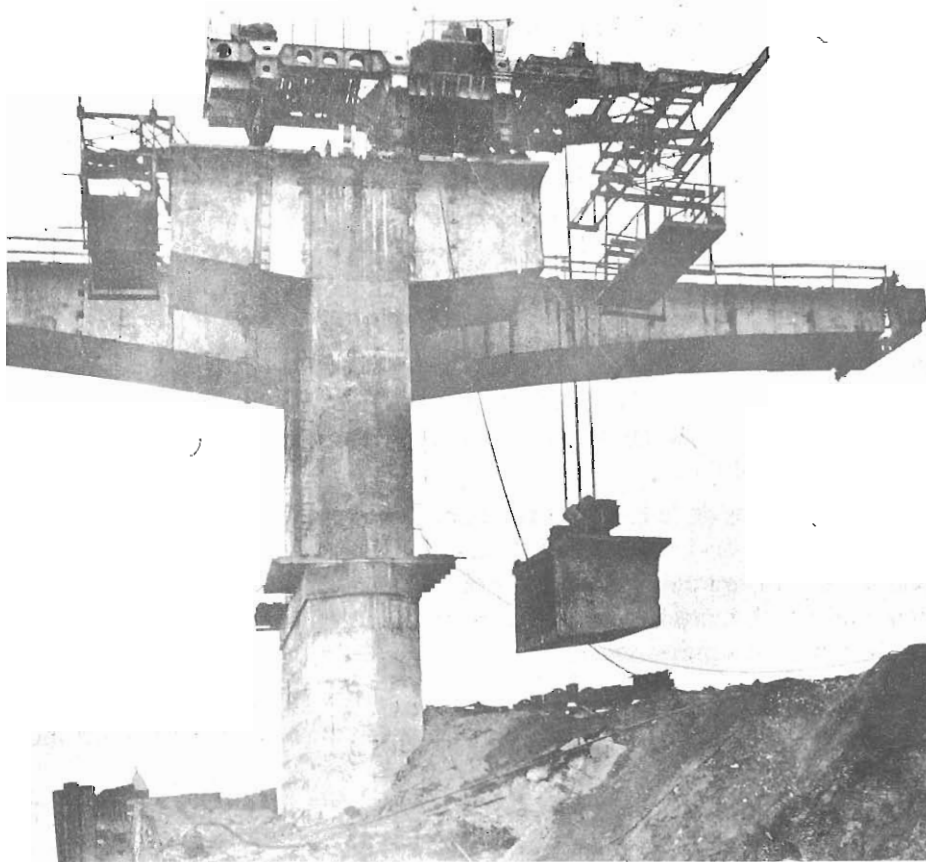


Fig. 7.2 Puente sobre el Oka en Ryazan. Sistema constructivo.



Fig. 7.3 Puente sobre el Sura en Penza. Vista general.

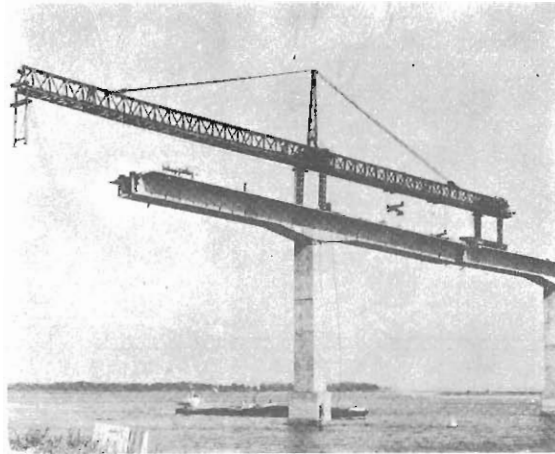


Fig. 7.4 Puente sobre el Don en Kalatch-on-Don. Sistema constructivo.

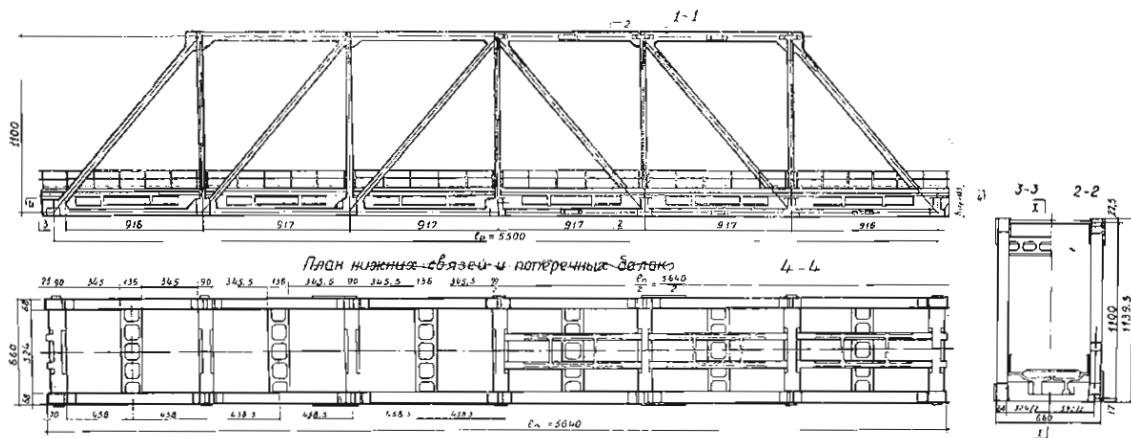


Fig. 7.5 Modelo de puente de carretera con jácenas triangulares de 55 m.

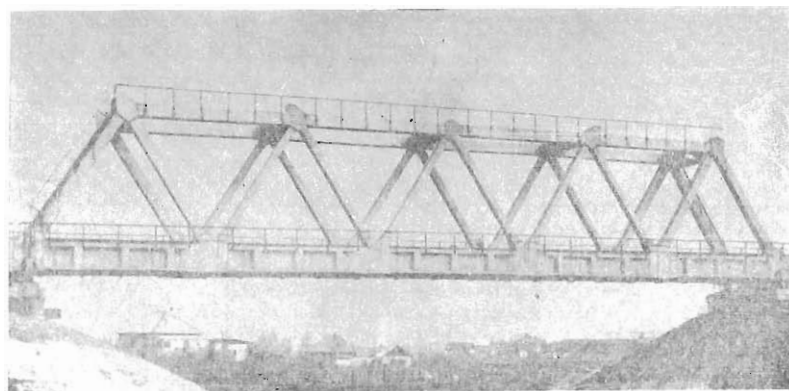


Fig. 7.6 Modelo de puente de 55 m con triangulación Δ .

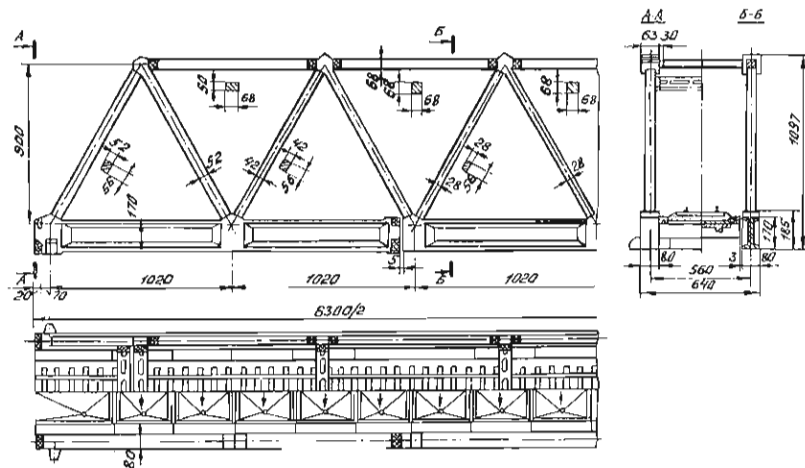


Fig. 7.7 Modelo de puente ferroviario de 63 m.

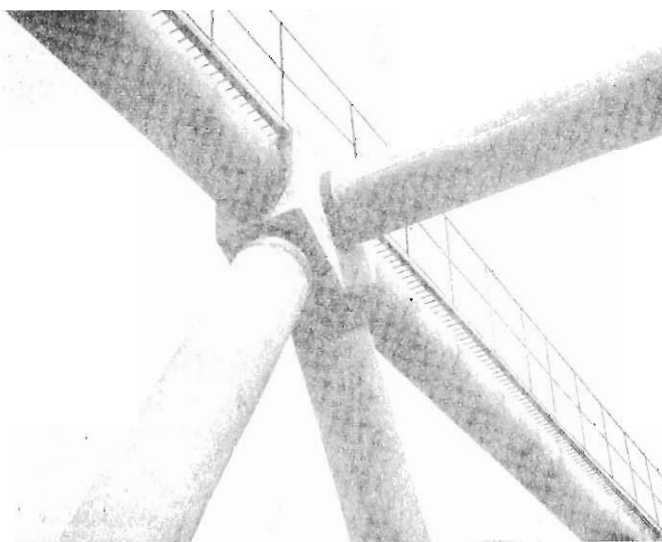


Fig. 7.8 Modelo de un nudo de los puentes triangulados.

YUGOSLAVIA

Puente sobre el Danubio en Breska en el camino Novisad Belgrado. Tiene 2250 m de longitud con una obra principal en el cauce normal de cinco vanos $15 + 105 + 210 + 105 + 15$, y dos viaductos de avenidas con elementos de 5×45 uno en margen izquierda y siete en derecha con estructura de dinteles continuos sobre pilas. La anchura del tablero es de 14,40 para una calzada libre de 11,00. Tiene una pendiente longitudinal de 2,3 por 100. Es proyecto de B. Zezelj y se construyó por un sistema especial del autor para avance por voladizos sucesivos desde las dos pilas centrales mediante carros para llegar a apoyarse en las zonas extremas y central sobre cimbras especiales colgadas de los extremos de las ménsulas en zona central (24 m) y con un apoyo intermedio sobre las pilas laterales en las zonas extremas (36 m). La sección es un cajón rectangular de altura variable desde 6,00 en el centro a 11,00 sobre apoyos intermedios con latitud constante de 8,06 y vuelos transversales de 3,35 metros. Los tramos laterales se construyeron mediante vigas prefabricadas lanzadas dando continuidad posteriormente cada 5 vanos.

Puentes de enlace de Tierra Firme con las Islas de San Marcos y KRK. Esta comunicación se refiere a la construcción de dos puentes en arco de gran luz y de gran importancia para la tecnología de los puentes de arco, pues en ellos se ha puesto el método de construcción de avance por voladizos sucesivos con cimbra reducida, atirantando las secciones de avance con cables desde los nudos finales de los puentes de acceso que son de tramos rectos continuos, método que permite construir puentes de arco de gran luz con notable economía. Las secciones sucesivas se van enlazando mediante cables de pretensado de 60 ton. que les dan continuidad y posibilitan a los arcos en resistencia a tracción accidental. El dintel del puente es también pretensado con unidades IMS de 80 ton. Los dos tramos de arco están incluidos en un puente seguido de 1309 m de longitud y tienen luces libres de 390 y 244 m. En ambos los arcos son de cajón tricelular con 13,00 y 8,00 m de latitud y alturas constantes de 6,50 y 4,00 m respectivamente. Los puentes se encuentran todavía en montaje de los arcos.

Los tableros de los arcos son también de sección cajón pero bicelular y se soportan mediante palizadas de dos pilares con riostras intermedias. El tablero pasa por encima del arco sin confundirse, se construye mediante vigas prefabricadas lanzadas.

La sección transversal del arco evoluciona montándose primeramente un cajón más reducido que corresponde al alveolo central que luego evoluciona a tricelular. El arco de menor luz se cimenta directamente sobre un macizo de fábrica que transmite la carga al terreno de roca subyacente. En el arco de mayor luz, los arranques del arco se transforman en dos elementos, uno que es como biela para transmitir las compresiones directamente al terreno, y el segundo elemento con inclinación próxima a la horizontal que hace intervenir la carga vertical de las pilas del viaducto de acceso o bien va a buscar contrarresto en el empuje del otro arco a través de una estructura de pórtico con patas inclinadas que se ciñe a la altitud de la isla de San Marko.

Anteriormente se había construido otro puente en arco con el mismo proceso constructivo que es el de Sibenik con 246 m de luz.

Puente sobre el Naretva en Mostar. Puente de un vano de 90 m de luz teórica construido por un procedimiento evolutivo que utiliza el montaje por avance en voladizos sucesivos. Como la estructura definitiva es un dintel sustentado en células triangulares se disponen desde el principio de los avances unos pilares auxiliares próximos a las pilas y el dintel se apoya a partir de la segunda dovela. Los carros-cimbra toman cada uno seis posiciones y la sección central se hormigona al final dando continuidad al tablero. Como las dos mitades del mismo han estado funcionando en auténtico voladizos desde sus apoyos provisionales correspondientes, al cerrar el dintel hay que añadir un pretensado en la zona central. La siguiente operación es retirar apoyos provisionales para que el dintel tome su luz definitiva y como dispo-

nemos de la regulación correspondiente a las células triangulares podemos reajustar el reparto de esfuerzos en toda su longitud mediante el tesado de los tirantes de las células triangulares.

Puente sobre el Velika Morava en Velika Plane. Puente de cinco vanos con luces de $45 + 60 + 80 + 60 + 45$ continuas con sección de cajón rectangular y voladizos de 2,20 en losa superior para una latitud total de 11,20 metros. Su altura varia de 2,00 a 3,60 de centro a apoyos.

Se construyó in situ con andamio metálico de jácenas en celosía de 10 a 15 m.

Proyecto de puentes industrializados. Para puentes de luces normales se ha estudiado un sistema de elementos prefabricados a base de vigas doble T de sección cajón para fabricar dinteles de todas clases y también pilares verticales e inclinados, con lo cual se puede llegar a una gran variedad de tipos estructurales. El enlace se realiza dejando armaduras salientes que se enlazan al rellenar los huecos intermedios con hormigón de epóxidos. Especialmente indicados en casos de pasos a distinto nivel y también en viaductos largos con luces iguales. También se han estudiado los sistemas de montaje con todo detalle.

Puentes pretensados en Bosnia y Herzegovina. Se consideran un puente de f.c. sobre el río Drina cerca de Ziwornik, un puente sobre el río Bosna y sobre la playa de vías de la estación ferroviaria central y un grupo de diez puentes normalizados para cruzar el río Trebinsjika en el complejo hidroelectrico de Capljina.

El primero tiene una obra principal sobre el río con vanos de $35,50 + 46,50 + 46,50 + 35,50$ y dos viaductos de acompañamiento con vanos de menor luz. Es para vía sencilla y su sección es cajón rectangular de 4,40 m de anchura con voladizos de 1,10 y altura en zona principal de 3,50 a 2,50. Construido in situ, con cimentación de pilotes de 1,20 m diámetro.

El segundo tiene también una zona principal de $20 + 6 \times 27 + 20$. Secciones transversales en cajón o bien losa rectangular para disminuir la altura.

Los puentes normalizados son de vigas prefabricadas y lanzadas para que al unirse por tablero superior den una sección π . Posteriormente se da continuidad a las vigas longitudinalmente. La luz de las vigas es de 20,70 m y se apoyan sobre fila única de columnas circulares mediante vigas cabezales trapeziales solidarias de las columnas.

Puentes ferroviarios en la línea Zažac-Požega. Una serie de puentes ferroviarios construidos en el interior de ciudades, en los cuales existía una condición de altura estricta, construidos durante el año 1976. Todos son del tipo de losa gruesa solidaria de vigas laterales formando una U apaisada dentro de la cual se instala el balasto. Cuando la losa tiene suficiente espesor se aligera con alveolos circulares longitudinales. Uno de ellos en Skrapez tiene 3 vanos $29 + 38 + 29$ y salva un canal navegable con una altura de solo 0,74 m desde nivel de vías a intradós de losa. Otro viaducto en Cacku con nueve vanos de 25,0 m. tiene 0,30 de losa entre vigas laterales de $1,30 \times 1,46$. Los pilares en fila única son cilíndricos con 1,70 m de diámetro. La anchura de la plataforma es de 6,30 para simple vía.

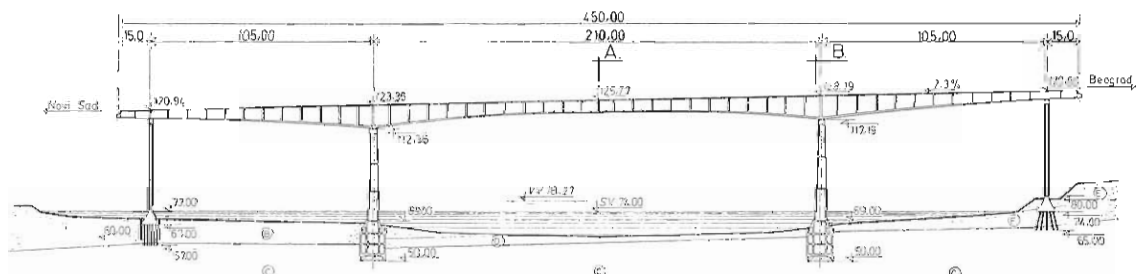


Fig. 8.1 Puente sobre el Danubio en Breska.

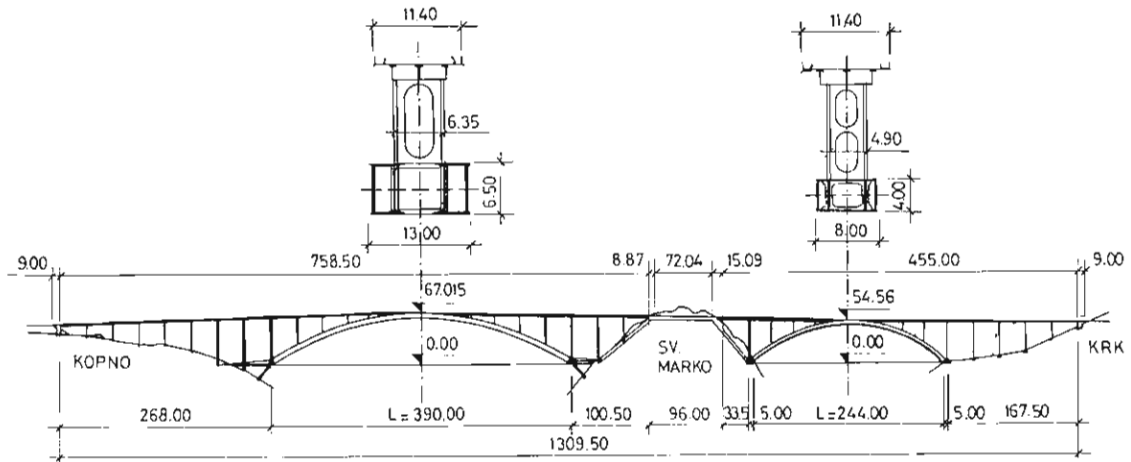
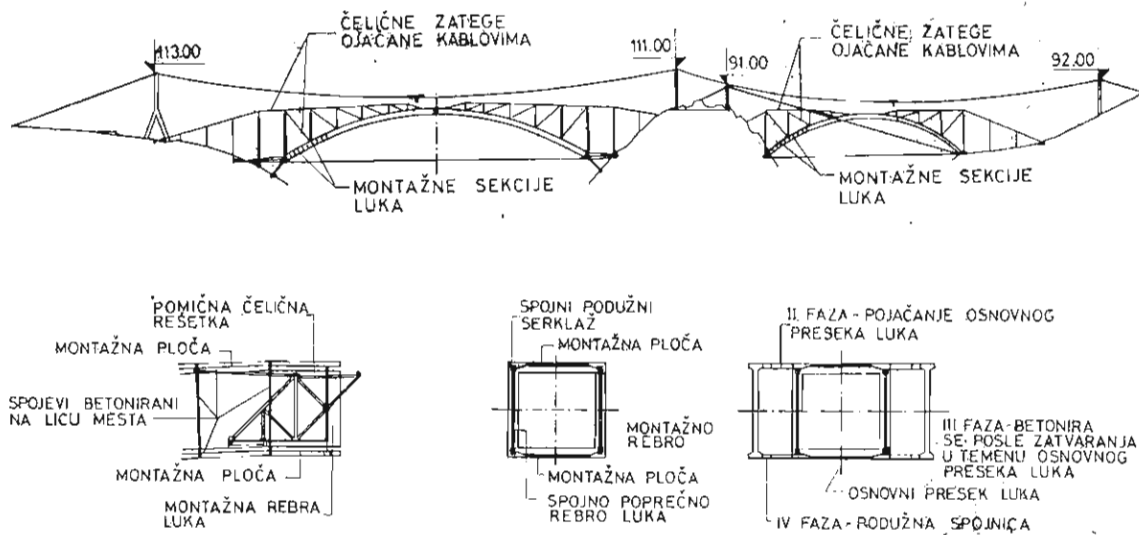


Fig. 8.2 Puente de Tierra Firme – San Marcos – KRK. Alzado general.



Sl. 4 — Poprečni presek luka od 390 m

Fig. 8.3 Puente de Tierra Firme – San Marcos – KRK. Sistema constructivo.

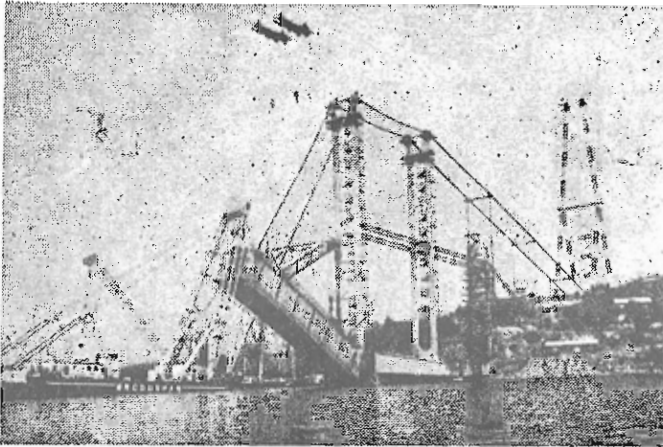


Fig. 8.4 Arranque del arco de 390 m de luz.

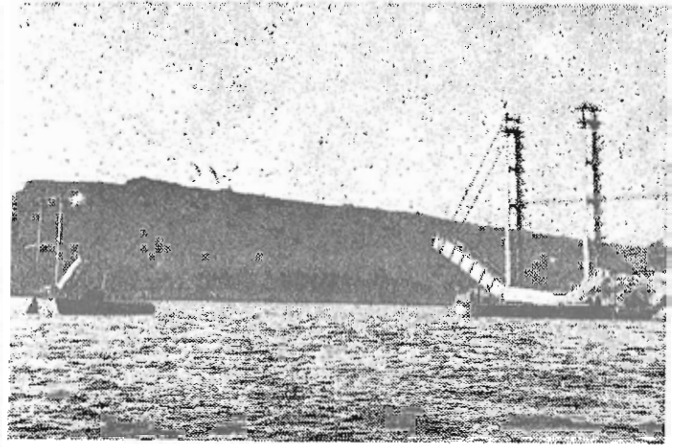


Fig. 8.5 Vista del arco de 390 m en construcción.

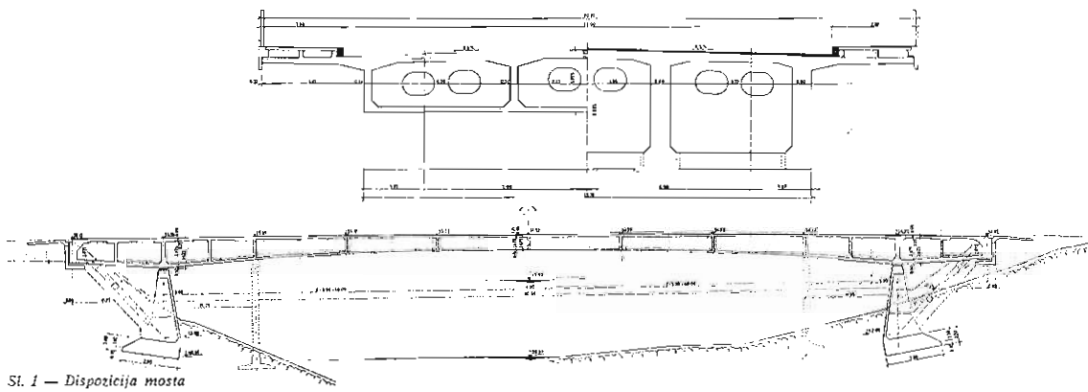


Fig. 8.6 Puente sobre el Nareva en Mostar.

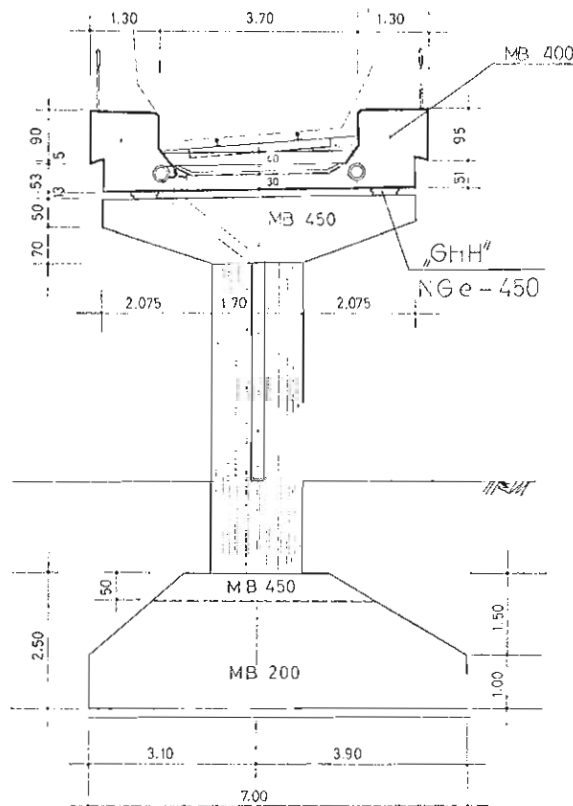


Fig. 8.7 Puente de la línea Zazac-Pozega.

SUIZA

Puente Ganter en la carretera del Simplon (Proyecto: Prof. Dr. Chr. Menn).

Este puente (todavía en la etapa de proyecto) consta de tres vanos de $127 + 174 + 127$ sobre pilares de gran altura combinándose en su estructura soluciones de puentes continuos convencionales, construidos por voladizos sucesivos y de puentes atirantados. Un detalle especial es que los cables de atirantamiento están embebidos en gruesos diafragmas triangulares de hormigón que los protegen de la oxidación. El tablero tiene calzada útil de 4,20 m y está construido por cajón rectangular único de 10 m de anchura y 2,95 m de altura mínima en el centro que se incrementa en 2,5 sobre pilares. No tiene vuelos laterales de prolongación y en cambio se incorporan a él los pretiles laterales que prolongan las paredes del cajón. Sus espesores son de 0,40, constante en laterales y variables en losas horizontales: 25 a 55 en superior y 18 a 26 en inferior. La obra se prolonga sin discontinuidad en viaductos laterales de tres vanos por un lado y dos por otro. No está en fase de construcción. Al construirlo tendría el record de luces en Suiza.

Viaducto Lehnen. Con sus 3150 m es el más largo de Suiza. Tuvo dificultades importantes la cimentación por desarrollarse en la ladera de una montaña con estratificación tendiendo al deslizamiento que se mueve varios centímetros al año. Las cimentaciones se llevaron a gran profundidad buscando los estratos firmes mediante pilarotes cilíndricos que se han dejado independientes del terreno al entibar por su parte el pozo de cimentación con anillos superpuestos que pueden sufrir desplazamientos horizontales diferenciales. El dintel consta de 57 vanos de los cuales los 55 interiores son de 55 m estructurados en dos cajones trapeciales longitudinales independientes, con fuertes volados para integrar una plataforma de 22 m de anchura. Cada cajón se apoya en un pilar cilíndrico y ambos sobre zapata común que descansa sobre el pilarote de cimentación.

Viaducto del Lago de La Gruyère con 34 vanos de 60,5 metros y sección transversal en cajón trapecial prolongado mediante voladizos importantes. Se construyó mediante cimbra de vano completo desplazable que permitía ejecutar el vano total aunque sin losa inferior que se añadía posteriormente prefabricada por rebanadas. La cimbra era muy perfecta y pesaba 666 tons. La cimentación fue también muy importante pues se descendió hasta 20 m por debajo del nivel de las aguas del lago.

Viaducto de Saane en la nacional Berna-Lausane con 849 metros y 11 vanos de 60 m con un dintel continuo de cajón trapecial único y fuertes vuelos superiores que se hormigonaron en una segunda fase mediante carro con desplazamiento longitudinal bastante ligero. En estos voladizos se utilizó un pretensado parcial.

Viaducto sobre el Talent con 6 vanos de 49,3 más dos laterales hasta 374 m de longitud total.

Consta como los anteriores de cajón transversal con vuelos superiores importantes que se construyeran en una fase posterior. El dintel estricto, constituido por los cajones exclusivamente, permitía utilizar una pasarela constructiva muy ligera.

Puente de Cucloz con 16 vanos de 36,2 m en los normales. Como en los puentes anteriores el proceso constructivo de la sección transversal se realiza en dos fases. En la primera se moldea estrictamente el trapecio que constituye el núcleo de la sección resistente y en segunda fase se completa con los vuelos laterales. En este caso los vuelos prolongando la losa superior del cajón se complementaban con losas inclinadas inferiores que formaban dos células triangulares junto a la del cajón, teniéndose así dos voladizos triangulares que mejoran el trabajo de los vuelos y dan cámaras de aire para evitar la formación de hielo sobre las losas voladas.

Viaducto de Ependes con vanos de 31 m es ejemplo de otra disposición de sección transversal, constituida por dos vigas doble T prefabricadas distanciadas 7,20 metros sopor-

tando una losa con vuelos laterales, de espesor variable entre 20 y 30 cm. Unas piezas superficiales prefabricadas y apoyadas provisionalmente en las mismas vigas, servían como encofrado que se incorporaba a la obra definitiva del tablero moldeado *in situ*.

Puente de Krumbach en la carretera del Simplon. Se trata de un viaducto de gran longitud que salva en una de sus extremidades una garganta profunda mediante arco de 124 m de luz de estructura convencional de arco con tablero superior pero construido mediante el proceso constructivo que ha permitido reavivar la solución arco en luces superiores a 100 m y que es la primera vez que se emplea en Suiza. Consiste en avanzar desde ambos estribos mediante vuelos sucesivos de porciones del arco colgando el encofrado parcial desde la extremidad del vuelo anterior y mediante cables inclinados que parten del último nudo del viaducto complementario previamente construido. Los anillos del arco se pretensan ligeramente para conseguir un trabajo a compresión en todo el proceso constructivo y asegurar la continuidad de su armadura longitudinal al empalmar sucesivamente los cables de pretensar, lo que evitaba grietas y disminuía las deformaciones.

El ponente general Dr. R. Walther llama la atención sobre dos características generales realizadas en las obras anteriores: La utilización de pretensado parcial en las armaduras transversales y la disposición adoptada para la sección transversal con célula trapecial única de anchura estricta, que se construye en una primera fase longitudinalmente para completar en la segunda la sección total, mediante carros ligeros que corren a lo largo de los bordes del cajón previamente construido parcialmente o en su totalidad.

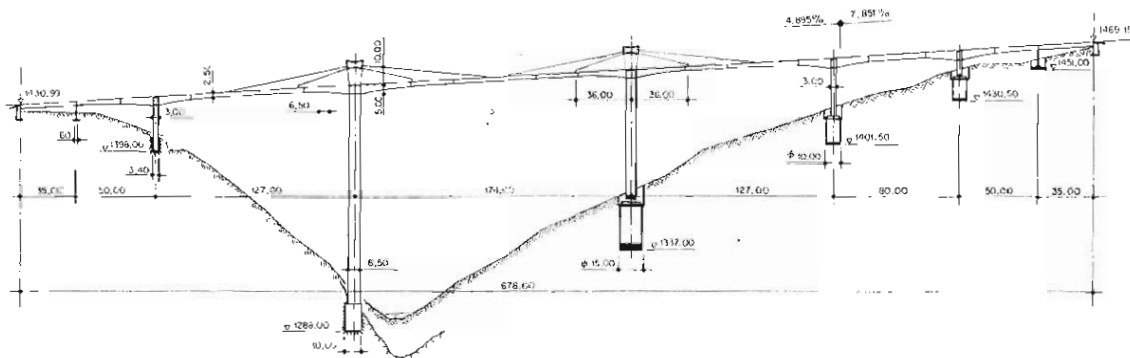


Fig. 9.1 Alzado del proyecto del puente Garnter en la carretera del Simplón.

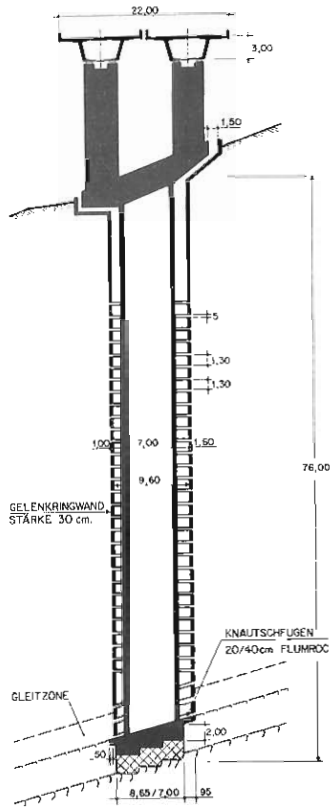


Fig. 9.2 Sección transversal del viaducto Lehen



Fig. 9.3 El viaducto Saane durante construcción

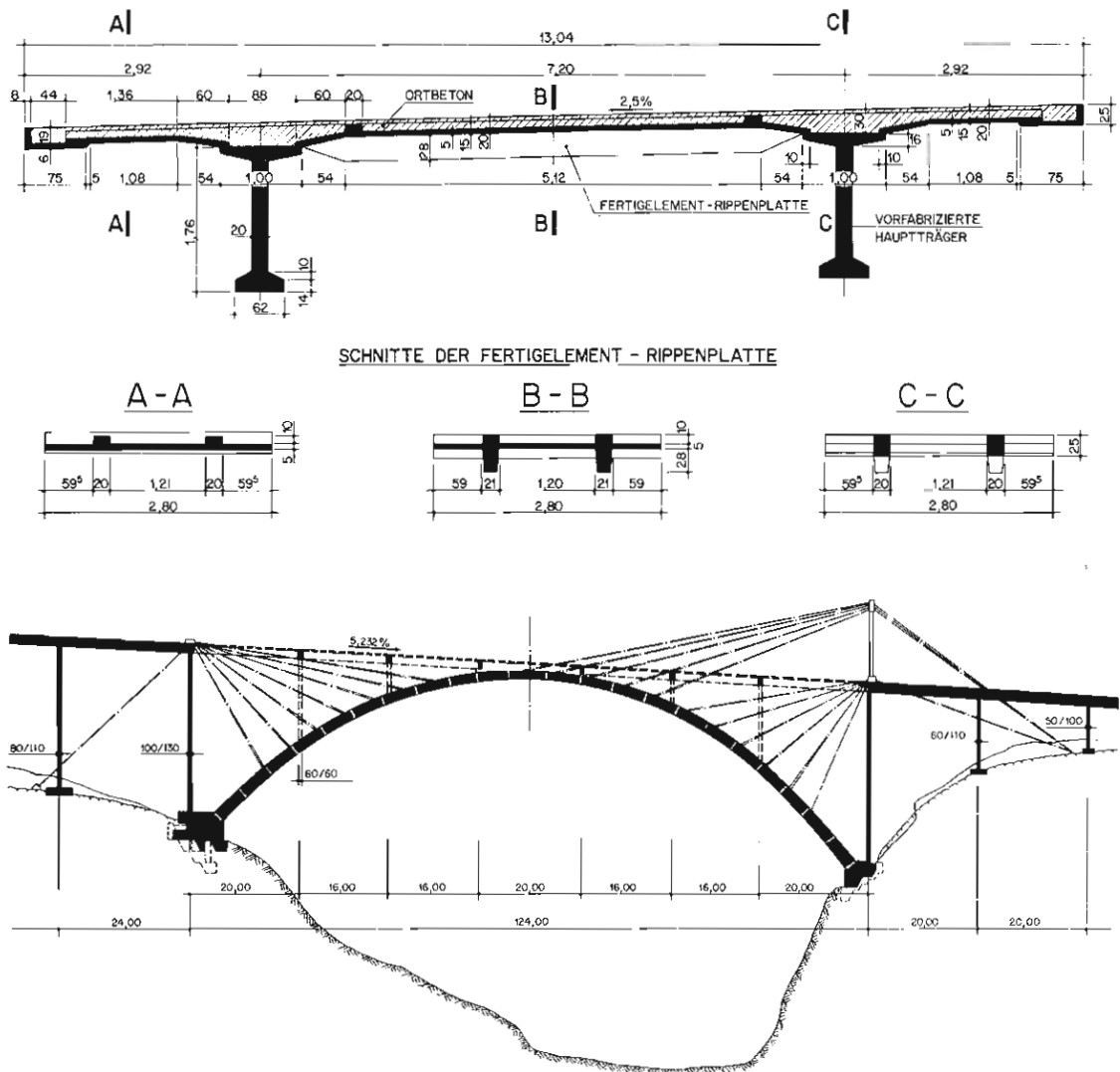


Fig. 9.4. Esquema constructivo del puente Krummbach

CHECOSLOVAQUIA

En estos últimos años ha habido en Checoslovaquia un vasto plan de carreteras y ferrocarriles, lo que ha dado lugar a la ejecución de numerosas obras de fábrica de las cuales el 90 por 100 son de hormigón pretensado. El estudio especial de los procesos constructivos y de la normalización de las obras ha sido muy tenida en cuenta y así se dispone de una colección de puentes tipo hasta luces de 30 m tanto en carretera como en ferrocarril. La prefabricación también se ha desarrollado extraordinariamente con vigas prefabricadas en luces normales y mediante la utilización de dovelas de cajón rectangular en luces más elevadas. También ha habido una notable evolución en la tecnología de las unidades activas para pretensar. Todo ello ha conducido a una mejor utilización de la mano de obra y a una reducción en pesos y volúmenes de los materiales utilizados así como en una economía en la energía.

Viaducto urbano en la travesía de Žilina. Se trata en realidad de varias obras empalmadas para atravesar la ciudad en plataforma elevada eliminándose los pasos a nivel con 2 carreteras y 2 ferrocarriles principales, dos carreteras y un ferrocarril local, y las naves de de una gran factoría.

El tipo de estructura utilizada es un dintel en cajón sencillo bicelular prolongado en voladizos salvando vanos de alrededor de 30 a 35 m según las secciones y uno excepcional de 64 metros. La subdivisión se establece mediante juntas de dilatación hacia los cuartos de la luz en longitudes desde 99 a 236 m. Los pilares son de sección maciza tabular algunos de los cuales son solidarios del dintel para absorber las acciones horizontales y los demás de tipo pendular. Todos se construyeron in situ sobre andamio utilizando bomba para la puesta en obra del hormigón. Los pilares por grupos de cinco se construyeron también con encofrados simples. Las unidades de pretensado eran de 100 tons.

Puente sobre el río Sázava en el valle de Hvězdonic. Estructura de 9 vanos continuos con longitud total de 462 m. luces de 54 m las intermedias y 42 los extremos, subdividido en dos longitudinales. Tableros de sección en π con $2 \times 11,75$ m de anchura, sustentados cada uno sobre fila única de pilares de perfil trapecial invertido y altura hasta 25 m. Curva de 8000 m y peralte del 2 por 100. La altura del dintel es de 4,00 m en toda la longitud. Se construyó mediante cimbra-encofrado móvil autolanzable metálica que se apoyaba en los cabezales de los pilares.

Puente en Římov. Construido mediante "empujamiento". Forma parte de una serie que se proyectó para construirlos por el mismo sistema, en un conjunto de valles encajados, donde no convenia intercalar apoyos intermedios provisionales. Se unificaron las secciones transversales todas de cajón sencillo variando las anchuras de plataforma por la prolongación conveniente de los voladizos del cajón. Así los encofrados interior y exterior eran intercambiables.

El de Římov fue el primero de los construidos. Tiene 6 vanos de luces: $35 + 4 \times 45 + 35$ m con dintel continuo y recto, pero con pendiente del 5 por 100 en toda su longitud. La sección transversal es un cajón trapecial de altura constante de 3 m. La longitud total del dintel es de 253 m pesando en total 5000 tons. Se premoldeó en elementos de 22,50 m de longitud salvo las dos extremas que eran de 25 m. Las juntas permanentes quedaban definitivamente a los cuartos de la luz del vano correspondiente. La planta de premoldeado se situó en la extremidad izquierda que era la más elevada. No se utilizó pico de montaje pero se contrapesó la junta de avance mediante atirantamiento con cables externos en la longitud correspondiente a un vano. Los cuatro gatos de empujado tenían una potencia de 1750 ton y un recorrido de 3,50 m. La fuerza máxima de empujado fue de 2×2000 ton. Dada la pendiente de colocación del dintel se necesitó además de un sistema de retención. También se dispuso un sistema de encauzamiento con rayos Laser. En la construcción del dintel se llevó una velocidad de 1,5 metros diarios.

Paso de autopista en Brno bajo la calle Kratochvíl. Consta de cuatro vanos continuos con $12,50 + 21,30 + 21,30 + 12,50$ teniendo una latitud total de 46,92 pero dividida en tres partes independientes, la central para dos vías de tranvía y las laterales con 20,16 m para las vías de carruajes y peatones. Tiene una ligera curvatura en planta, pendiente en dirección longitudinal y curva en sección longitudinal. Se construyó mediante vigas prefabricadas en ocho líneas para los tableros laterales y tres para el del tranvía. Los apoyos intermedios consisten en 3 filas de 19 pilares cilíndricos también prefabricados. Los de la fila central son solidarios del dintel mientras que los de las otras tienen articulación de deslizamiento de teflón.

Paso de autopista en Brno-Heršpice. Viaducto doble con separación longitudinal de 10 vanos con luces de $23,50 + 4 \times 24 + 2 \times 22,50 + 2 \times 24 + 23,50$, con tableros de 12 m de latitud. Los dinteles estaban constituidos por vigas normalizadas montadas previamente sobre apoyos provisionales que se solidarizaban entre sí las de cada tablero por el forjado superior y el conjunto de éstas con las de los vanos adyacentes mediante las vigas riostras comunes sobre la línea de apoyos que daban continuidad a todos los vanos y permitían el apoyo del conjunto sobre dos filas (para cada puente) de pilares rectangulares prefabricadas de $1,80 \times 0,55$. Estos pilares se cimentaban en macizo común que servía de encepado del pilotaje.

Puente sobre el Jizera en Tuřice. Puente de 15 vanos de 30 m cada uno con estructura inicial de tramos de un vano simplemente apoyados constituidos por vigas prefabricadas montadas independientes para darles continuidad a las de cada vano entre sí mediante diafragmas transversales únicos sobre apoyos y por la prolongación de las cabezas de las mismas dando continuidad a los forjados mediante el hormigonado de las armaduras pasivas de dichas cabezas que se prolongaban en el elemento prefabricado. Para asegurarse de la bondad de este empalme se hicieron experiencias en Laboratorios reproduciendo las condiciones de la unión entre las vigas. Además de este enlace de todas las vigas de cada vano, se estableció el enlace de continuidad de todos los tramos entre sí, para formar cuatro dinteles continuos en la longitud total del puente, que es de 462 m. Esta unión se realizó con armadura pasiva situada en una prolongación de las cabezas superiores de las vigas principales.

Puente sobre el río Váh en Šali. Puente de 6 vanos continuos con luces de $29,48 + 4 \times 60 + 29,48$ m. El dintel es de altura variable de 2,23 a 2,77 en cada vano de sección en doble cajón trapecial de espesores también variables. La anchura total de plataforma es de 15,10. Se construyó por el método de avance en voladizos sucesivos desde los cinco pilares intermedios formando unidades de doble voladizo que se enlazaron después sólidamente. El sistema de avance fue por dovelas prefabricadas en dos series una para cada cajón con longitudes desde 2,00 m a 4,00 m. En las zonas de centro de vano se suprimía el forjado inferior y solo había diafragmas transversales sobre las pilas. Estas eran de sección cajón octogonal y se coronaban por una viga cabezal que recogía los dos cajones del dintel.

Puente de Vsetín, con 16 vanos de luces $22 + 14 \times 29 + 22$ m en un total de 423 m con planta curva ($R = 1800$ m) y curvatura vertical ($R = 3000$ m). La sección transversal es un cajón de cinco alveólos con latitud de 19,15. Solo hay elementos transversales sobre los apoyos. Se ejecutó mediante prefabricación por dovelas de 3 m de longitud. Las condiciones variables de curvatura en planta y alzado se resolvían mediante pequeños retoques en las dovelas que se moldeaban en adosamiento, y también en las cimbras de montaje que eran del tipo Chillón y tenían un frente fijo y uno rectificable. El problema de montaje se llevaba mediante un replanteo muy ajustado obtenido del trazado auténtico calculado con auxilio de ordenador electrónico. También se tenían muy en cuenta las deformaciones a lo largo de la construcción y después en el proceso de fluencia.

Dos viaductos urbanos en Praga: Povltavská y Táborská. Se dan como ejemplo de estructuras urbanas muy frecuentes en las redes arteriales de las grandes ciudades. El de Táborská con dos vanos de $25,45 + 19,75$ m y una sección transversal doble en trapecio con núcleo de latitud ligeramente inferior a la base menor que se prolonga en losas superior e in-

ferior completando con dos triángulos laterales una latitud de 15,30 cada tablero. La pila única es de silueta trapezoidal con base superior coincidiendo con la inferior del tablero. Se pretensa longitudinal y transversalmente.

El viaducto de Povltavska tiene 31 vanos con luces entre 23,6 y 34,6 con una anchura de 14,50 que además tiene dos rampas de acceso de 9,70 y 14,55 m. El tablero normal es una losa de 1,60 m de altura con aligeramientos circulares de 1,20 m en número variable, prolongada además por voladizo más delgados a ambos lados.

Puentes pretensados para ferrocarril con luces entre 27 y 33 m de luz. Como ejemplo de prefabricación normalizada se dan las características de diseño y de construcción de un modelo de puente Standard para luces entre 27 y 33 para ferrocarriles y tranvías urbanos de vía única que repetida paralelamente puede servir al número de vías que sean precisas. Constata de dos vigas cajón adosadas que inicialmente se montan sin cerrar superiormente para completar la plataforma del balasto y el andén de servicio.

La zona de tablero se moldea in situ añadiendo después pequeñas mensulas prefabricadas.

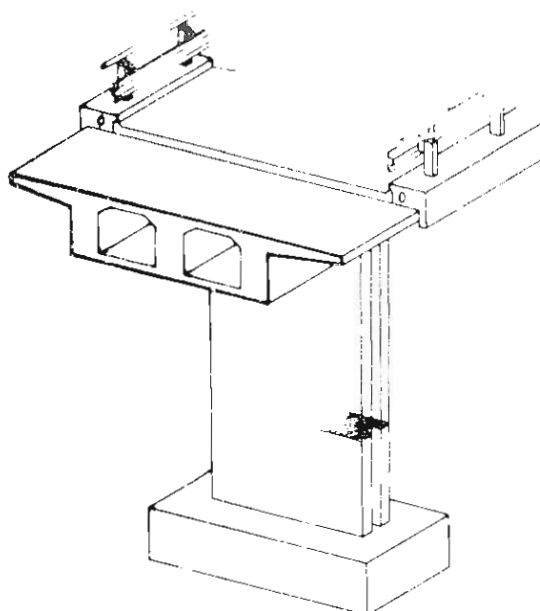


Fig. 10.1 Travesía de Zilina. Esquema de la estructura.

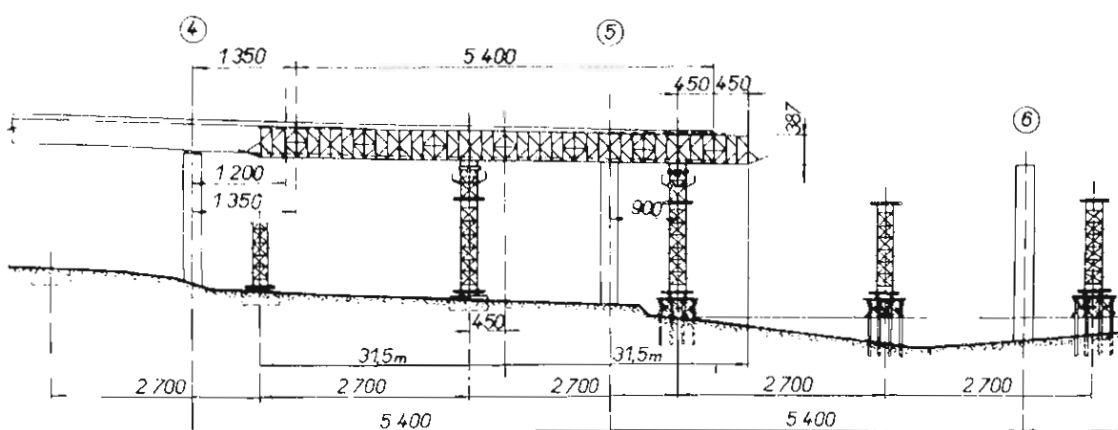


Fig. 10.2 Sistema constructivo en el puente sobre el Sázava.

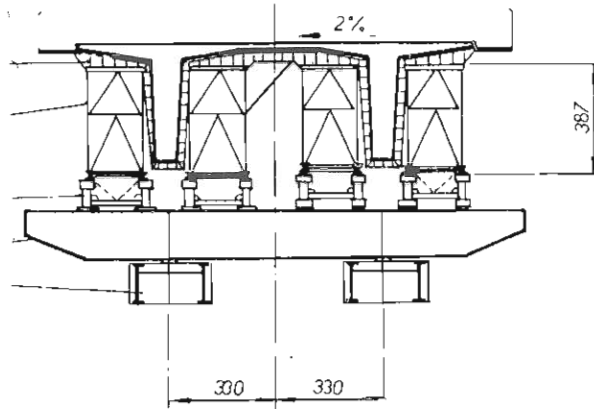


Fig. 10.3 Sección de la cimbra-encofrado del puente sobre el río Szava.



Fig. 10.4 Vista general del puente sobre el río Sázava.

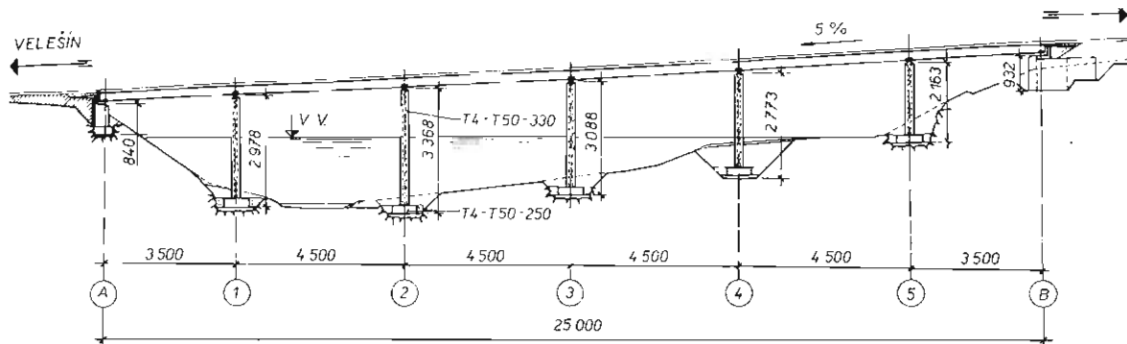


Fig. 10.5 Puente sobre el Rímov construido por empujamiento.

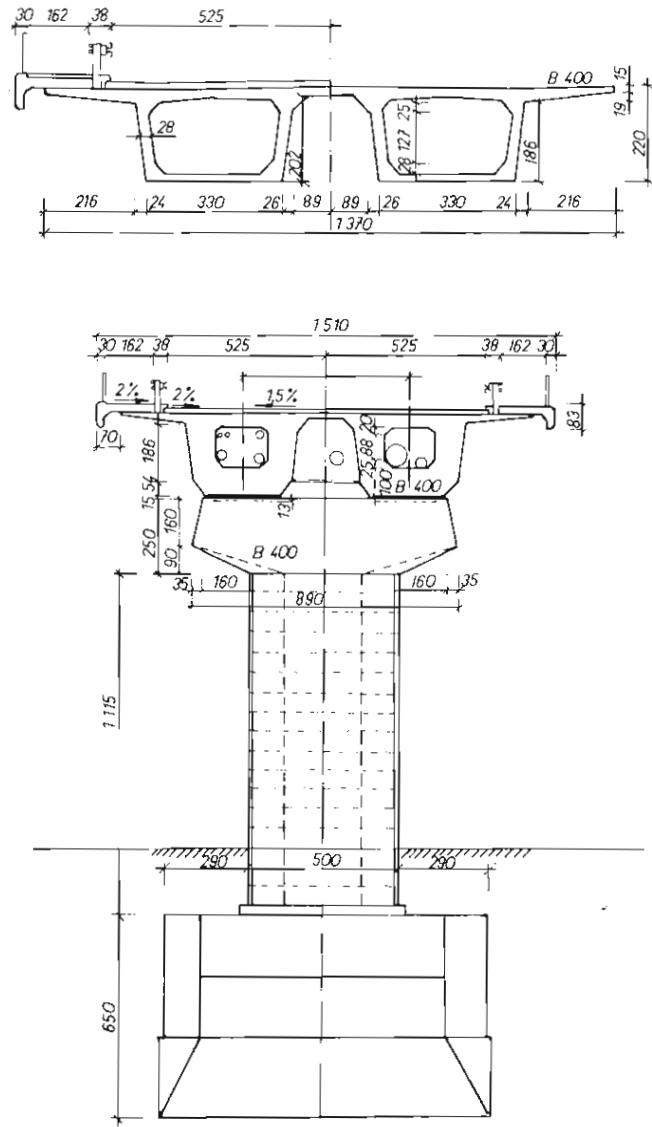


Fig. 10.6 Puente sobre el río Váh en Šali.

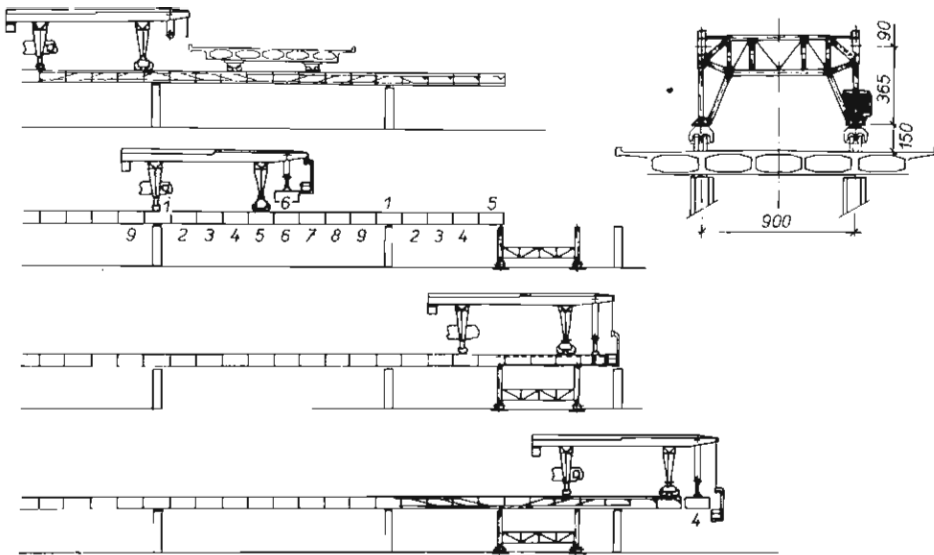


Fig. 10.7 Esquema del montaje del puente Vsetín.

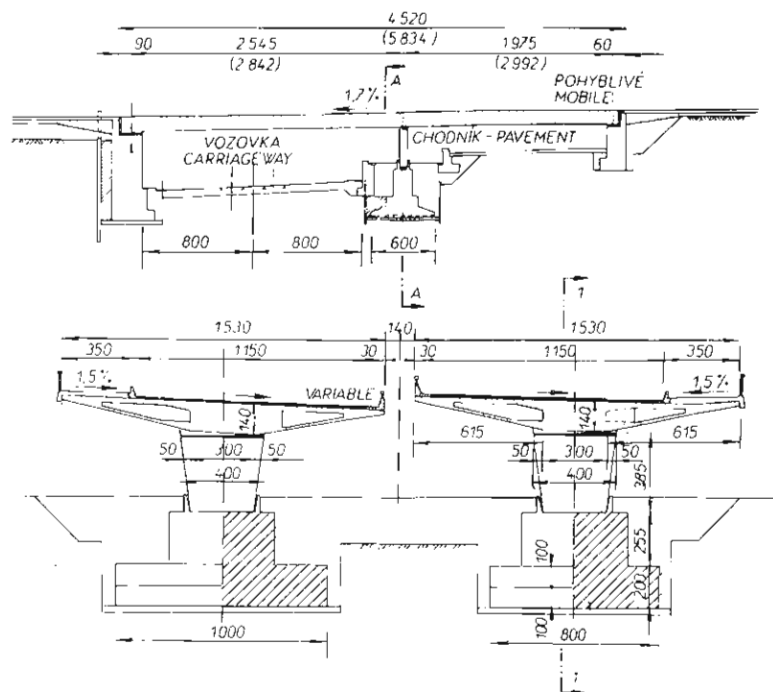


Fig. 10.8 Viaducto urbano de Táborská.

HOLANDA

Puente en el Ijssel cerca de Zutphen. Consta de un tramo principal dentro del río, con vanos de $81 + 125 + 81$ m y dos viaductos de 150 y 390 m en las márgenes del mismo.

El principal es de *hormigón ligero* que se ha experimentado muy satisfactoriamente en Holanda en estos últimos años y va muy bien con el procedimiento constructivo de avance por voladizos sucesivos empleado en el mismo. Se utilizó el sistema de pretensado Freyssinet tanto transversal como longitudinalmente, modificando los anclajes para reducir las tensiones de transmisión del pretensado. Las alturas del dintel variaban desde 2,50 m en el centro hasta 3,25 m. En los tramos de acceso se utilizó el sistema del empujado de dinteles que se iban construyendo por secciones de 18,65 m (aprox. el tercio del vano) y un pico de montaje metálico de 15 m. Se intercaló también un apoyo provisional en cada tramo durante el montaje. En el pretensado de lanzamiento se utilizó el sistema Dywidag de sencillo acoplamiento en las barras.

Puente de la plaza Roermond en Arnhem sobre el Rhin. Puente con un tramo central de 136,50 m de luz entre dos de 70 m con una anchura de 37,40. Se construyó también de *hormigón ligero* y por el procedimiento de avance con carro en voladizos sucesivos. La altura de vigas del dintel varía desde 2 m en centro a 5,15 sobre apoyos. La sección transversal es de cajón bicelular de 14,80 de ancho con vuelos transversales de 3,20 en cada mitad pues el puente estaba cortado longitudinalmente en dos mitades que se construyeron sucesivamente.

Los viaductos de acceso tenían dinteles de losa pretensada en núcleo central y vuelos transversales. Las luces eran aproximadamente de 30 m y se construyeron por vanos completos desplazados el cuarto de la luz respecto a pilares. En el tramo principal se utilizó pretensado Freyssinet y en los de acceso BBRV.

Sustitución de los cuatro tramos de acceso al Viaducto ferroviario sobre el río Waal en Nijmegen

Este viaducto construido en 1879 es de hierro forjado con tres vanos de 133. El viaducto de acceso tiene tres tramos independientes de 57,50 m cada uno. Como estos habían sufrido daños durante la guerra se han sustituido por otros tantos tramos pretensados de la misma luz que se proyectaron para causar el mínimo de perturbación en el tráfico existente. Eran tramos isostáticos de vigas en π que se construyeron adosados a los tramos metálicos verificándose el ripado transversal en una sola noche de fin de semana (2000 ton aproximadamente) en menos de 7 horas. La altura del dintel metálico era de 6,80 reduciéndose a 5,00 en los nuevos pretensados. Las vigas estaban arriostradas únicamente por viga sobre apoyos. Se empleó pretensado BBRV.

Viaducto sobre la autopista Arnhem-Zwolle. Paso con 24° de oblicuidad construido directamente sobre el terreno es decir antes de excavar la trinchera de la autopista, yendo el camino a nivel del terreno natural. Se suprimió todo andamio. La cimentación era de pilotes que se hicieron a través del terreno que al retirarse dejó al descubierto sus cabezas que se recubrieron con placas prefabricadas en la zona desenterrada. El tablero era del tipo de cajón único de gran rigidez de 2,60 m altura constante que permitió apoyos intermedios de pequeña anchura. Se hizo también de hormigón ligero. Pretensado BBRV.

Puente sobre el canal Gillermina en Tilburg con cuatro vanos de 36 m totalmente prefabricado por unidades de dos medios vanos de 18 m que se montaron unas a continuación de otras enlazándolas por sus secciones a mitad de la luz. En planta eran ocho vigas paralelas sección cajón trapecial, con vuelos que se adosaban y enlazaban por un recrecimiento del tablero. El número de elementos prefabricados fue de 64 de dos medios vanos y ocho vigas

que solidarizaban longitudes de 146 metros. La variación de altura de la viga era de 1,00 en el centro a 1,80 m en apoyo. Se montaron en cuatro semanas. Se comparó esta solución prefabricada con obras ejecutadas in situ.

Viaducto urbano de los ferrocarriles de Zoetermeer constituido por pórticos transversales con pilares circulares pretensados y dinteles en T invertida, también pretensados, que soportan las vigas prefabricadas correspondientes a los dinteles de los vanos adyacentes. Se ha empleado pretensado Dywidag en pilares y BBRV en dinteles transversales y vigas longitudinales.



Fig. 11.1 Puente del Ijssel cerca de Zutphen.



Fig. 11.2 Puente de la plaza Roermond en Arnhem.

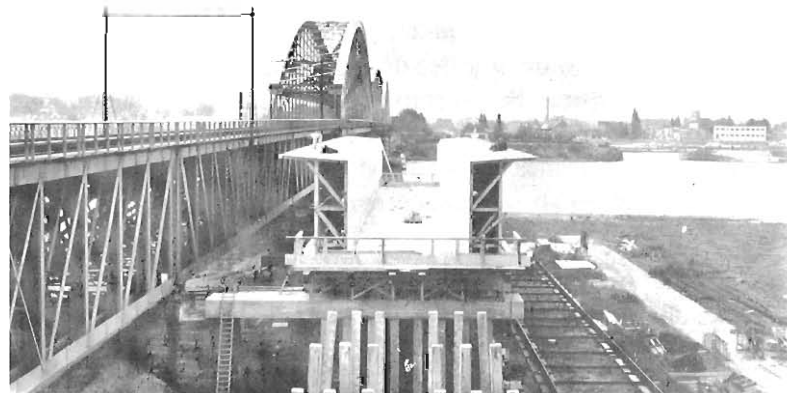


Fig. 11.3 Situación del viaducto ferroviario en el acceso al puente de Nimega.

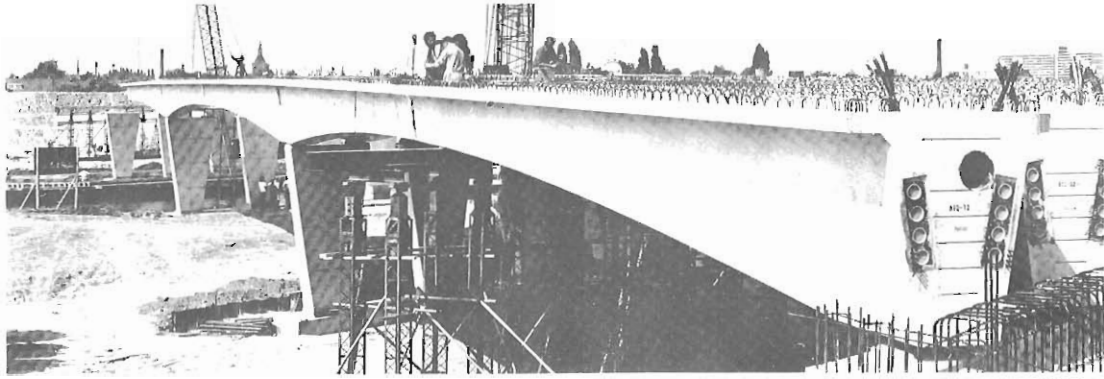


Fig. 11.4 Puente sobre el canal Wilhelmina en Tilburg.



Fig. 11.5 Construcción del puente del canal Wilhelmina en Tilburg.

AUSTRIA

El puente Alm en Oberösterreich es el primer puente con el sistema de pretensado del profesor Reiffenstuhel de armadura activa en compresión combinada con la normal de zonas de tracción. Se trata de un tramo con estructura de dintel compensado de modo natural por prolongación del mismo en voladizos naturales dejando un vano libre de 76 m. La latitud de la plataforma es de $1,00 + 7,20 + 1,90$ que da un total de 10,60 m y la altura variando de 2,00 a 2,50 con esbeltez de $1/38$, que es superior a lo normal gracias al empleo del tipo especial de armaduras que hemos indicado. Esto consiste en adicionar una armadura en zona de compresión que tiene un perfil parabólico en zona superior simétrico al de la armadura inferior que es la normal en una viga pretensada simplemente apoyada. Las barras de compresión están protegidas del pandeo por su adaptación al conducto de hormigón donde se aloja antes de tesarla. La sección transversal es de cajón rectangular con cabeza superior prolongada en vuelo hacia ambos lados.

El viaducto de Gmünd en la vía de comunicación L-37 está en alineación curva completa de 600 m de radio y consta de dos estructuras iguales independientes a ambos lados del eje, teniendo sus pilares en distribución independiente con anchura de 12,75 m cada uno. Las luces de sus vanos son de 65 m los interiores y 53,70 en extremidades siendo su número de 8 en el viaducto externo y 9 en el interno. La sección transversal es de cajón rectangular con losa superior prolongada en vuelo a los dos lados. Los pilares se construyeron con encofrados deslizantes y los dinteles por avance en voladizos sucesivos con carro.

Un viaducto análogo al anterior es el de *Donnergraben* también en curva de 850 m dividido en dos mitades con pilares independientes pero enfilados en siete vanos con luces de 69 m en vanos intermedios y 58 en los extremos se construyó también por avance en voladizos sucesivos pero utilizando dovelas prefabricadas.

El puente de Lech es un tipo de puente especial estudiado por la Mayreder, Kraus & Co para el caso de tramos sencillos de un vano simplemente apoyado. Tiene una sola viga longitudinal en el eje de la plataforma, con forma en vientre de pescado sobre la cual se apoya el tablero de losa volando simétricamente en ambas direcciones. En el caso del puente de Lech la luz es de 103 m con plataforma de 14 m de anchura. La viga única tiene intradós parabólico con una altura de 8 m en la sección central y de 4 m sobre los estribos. El puente se construyó en su sitio apoyando la cimbra en dos pilas centrales del antiguo puente con tablero de madera que se destruyó posteriormente. Otro puente del mismo tipo con 48 m de luz se construyó en Salzach con alturas de viga de 2,95 a 1,60 m y tablero de 10,40 m de ancho.

Dos viaductos construidos por el sistema de cimbra-encofrado autolanzable son los de *Larzbach* en la F-10 y el de *Bernbach* en la autopista del Sur. El primero tiene siete vanos de $50,70 + 60,0 + 4 \times 70,0 + 60,0$ con pilares hasta 120 m de altura duplicados para formar dos estructuras independientes cuyos tableros tienen 14,50 de anchura cada uno. La sección es de cajón trapecial de 5,24 m de altura con voladizos superiores que prolongan la anchura de 6,80 m del cajón que es también la de las pilas. El otro tiene diez vanos con luces de $3 \times 40 + 3 \times 82 + 49 + 3 \times 33$. Se apoya en pilares de tabique doble, también duplicados para conseguir dos estructuras independientes. El dintel con sección trapecial es de altura variable desde 3,00 a 5,50 prolongados por voladizos a ambos lados hasta obtener latitud de 13,70 o de 17,20. En este viaducto los vanos de 82 m de luz y sus adyacentes se construyeron por avance en voladizos sucesivos mediante carro.

También se presentó un puente construido por el sistema de "empujamiento" por la filial de la Société Freyssinet International. Esta situado en la autopista del Sur. Tiene 380 m de longitud y consta de ocho vanos de luces $43 + 6 \times 49 + 43$ m y tiene planta curva con radio de cerca de 1000 m, pendiente longitudinal de 1,7 por 100 y transversales entre el 2 y 5 por 100. Los dos tableros son de vigas cajón y se realizaron en veinticinco fases de hormigonado y empujamiento posterior.

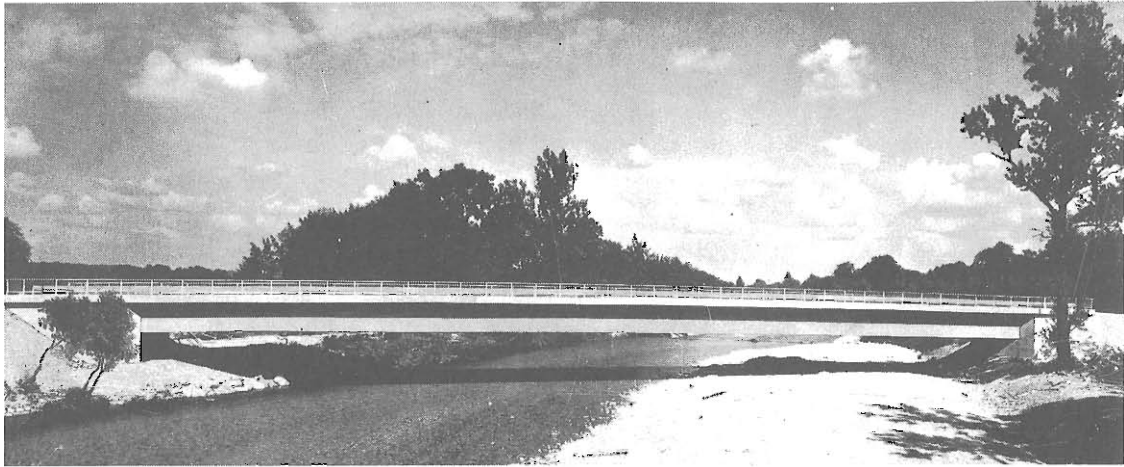


Fig. 12.1 Puente de Alm en Oberostereich. Vista general.

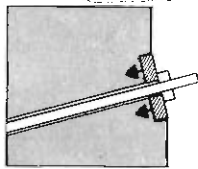
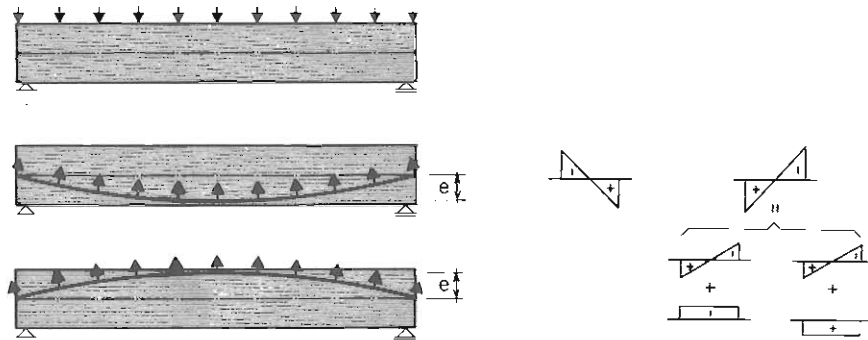


Fig. 12.2 Detalle de los armaduras activos del sistema Reiffenstuhl, empleado en la construcción del puente de Alm.

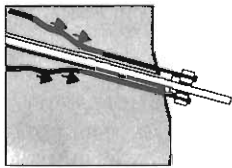


Fig. 12.3 Construcción del puente de Donnergraben.



Fig. 12.4 Puente de Lech del sistema Mayreder, Krans & Co.

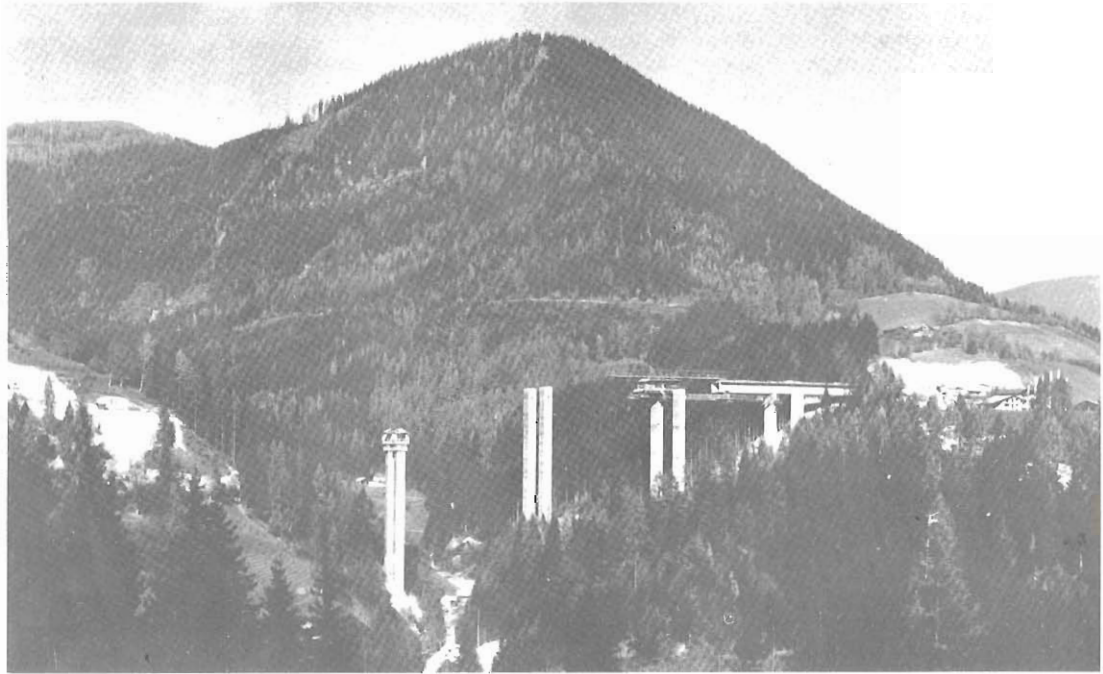


Fig. 12.5 Construcción del viaducto de Larzenbach.



Fig. 12.6 Viaducto de Bernbach.

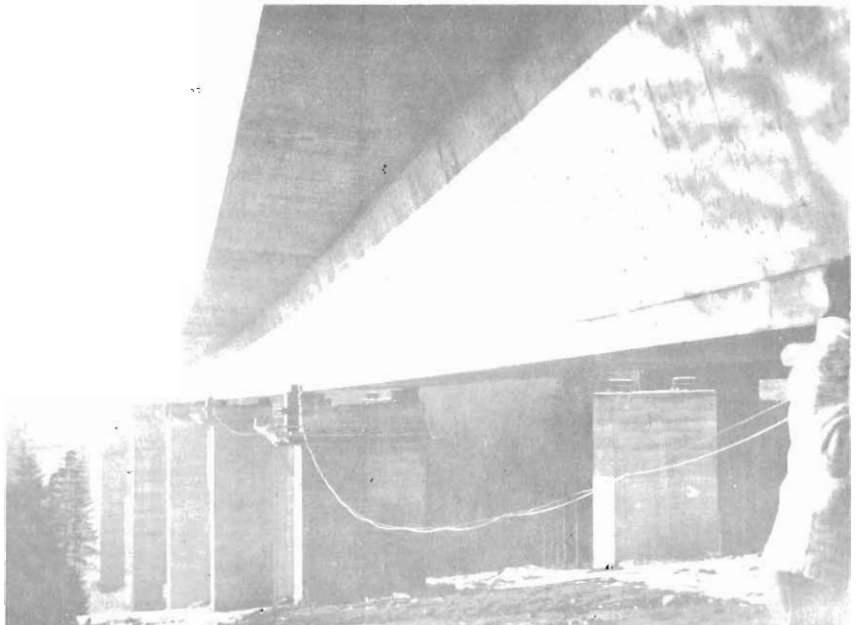


Fig. 12.7 Viaducto de Klagenfurt construido por empujamiento.

HUNGRÍA

La ejecución de puentes por voladizos sucesivos mediante dovelas prefabricadas se ha emprendido con gran empeño en Hungría utilizando la oportunidad de la construcción de tres puentes con las mismas luces $37,25 + 72,00 + 37,25$ sobre el mismo río el Körös en tres localidades próximas Kuszenmárton, Köröstarega y Körösladany.

Previamente en los años 1973-74 se experimentaron en laboratorio todas las particularidades de ejecución de dovelas, montaje y unión de las mismas mediante epóxido. El primer puente se ejecutó en el período 1974-75 el segundo durante 1976-77 y el tercero se encuentra en construcción.

La sección transversal se compone de dos vigas cajón rectangular enlazadas por el tablero superior con alturas desde 1,50 hasta 3,70 y una latitud total de 12,20 m. Las longitudes de las dovelas variaban de 2,00 a 3,00 m y su peso de 18 a 26,5 ton. Se ejecutaron adosadas a como iban a estar en obra intercalando entre ellas una delgada capa de yeso. Se enlazaban después de quitar el yeso y untarlas con el epóxido que como ya hemos indicado se estudió en todas sus características desde el *pot-time* hasta la resistencia a compresión, tracción con flexión y cortadura. Se fijaban provisionalmente con barras Dywidag y luego con la primera familia de cables definitivos. La segunda familia de cables rectos en cara superior daba la capacidad de trabajar como simples voladizos hasta cerrar en clave e introducir la tercera familia de cables en cara inferior y zona central. El montaje se llevó a cabo desde cada pila en las dos direcciones simétricamente. El elemento central se hormigonó in situ mediante encofrado colgado de las extremidades de las dos últimas dovelas. Para el manejo de las dovelas se utilizó grúa pórtico de 30 tons. y se colocaron de una en una a razón de tres dovelas diarias es decir de 38 a 53 m^2 de superficie de tablero. Los cables tenían una potencia de 90 a 105 tons. después de todas las pérdidas. Los cálculos tanto de las dimensiones y armaduras como de los procesos constructivos, tensión y deformaciones en todas las secciones se hicieron mediante ordenador electrónico. Con la experiencia de los dos primeros puentes construidos se ha pasado de un porcentaje de prefabricación del 70 por 100 al 91 por 100. Provisionalmente había que solidarizar los pilares con los dinteles en construcción, al principio mediante puntales a compresión pero en el último puente atirantando con barras Dywidag. El tiempo de construcción de cada una de las fases se ha ido acortando en los tres puentes.

El empleo del método ha supuesto las siguientes ventajas: Reducción del plazo de construcción. La industrialización de la construcción permite obtener mejores productos y reduce considerablemente la mano de obra. Las características del hormigón así como de los elementos de pretensado son verdaderamente extraordinarios.

También se halla bastante desarrollada la prefabricación de vigas y lanzamiento de las mismas en las luces más corrientes.

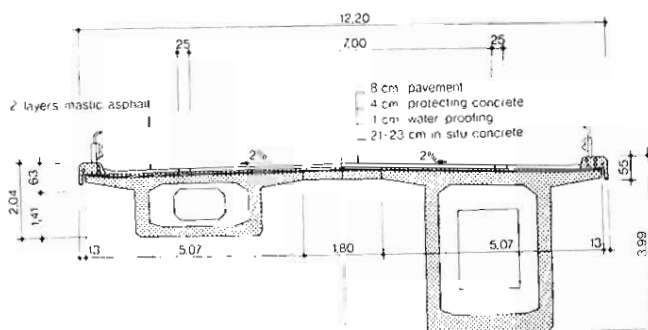


Fig. 13.1 Secciones transversales de los tres puentes sobre el Körös.

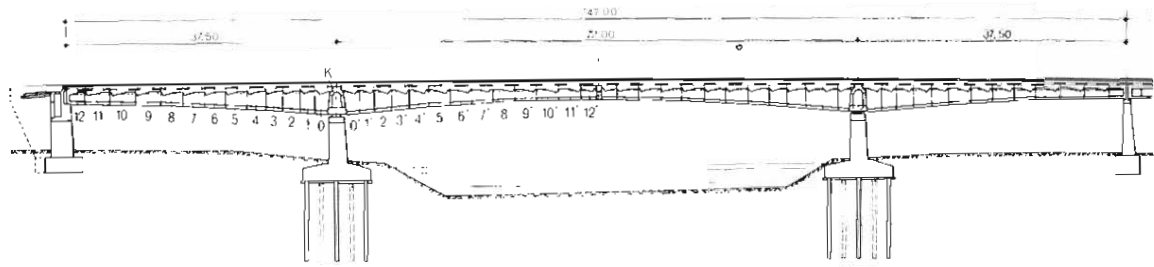


Fig. 13.2 Sección longitudinal de los puentes.

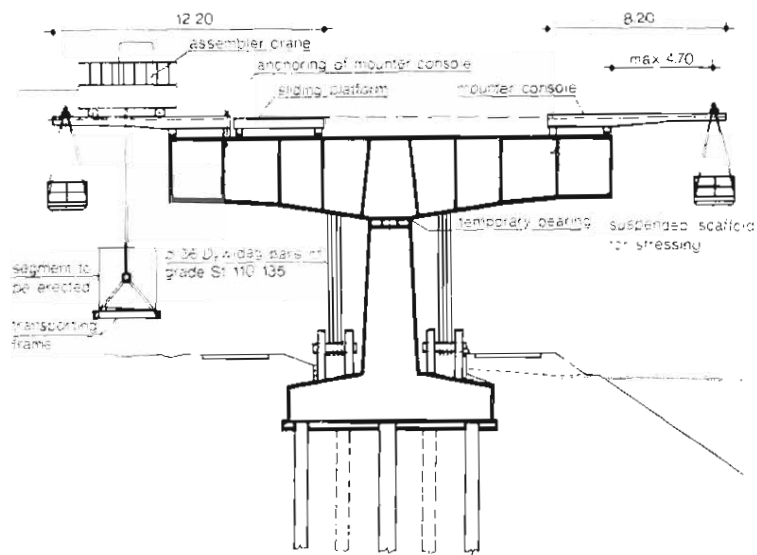


Fig. 13.3 Primera fase del montaje de dovelas.

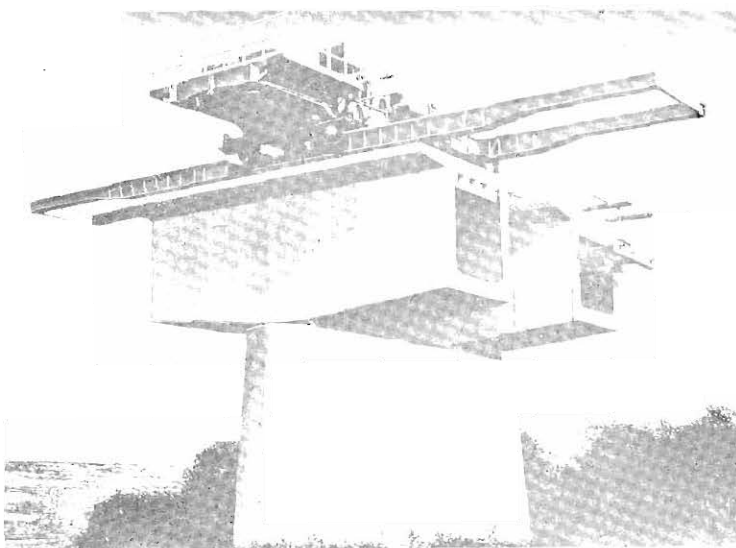


Fig. 13.4. Vista de uno de los puentes en el arranque de la construcción.

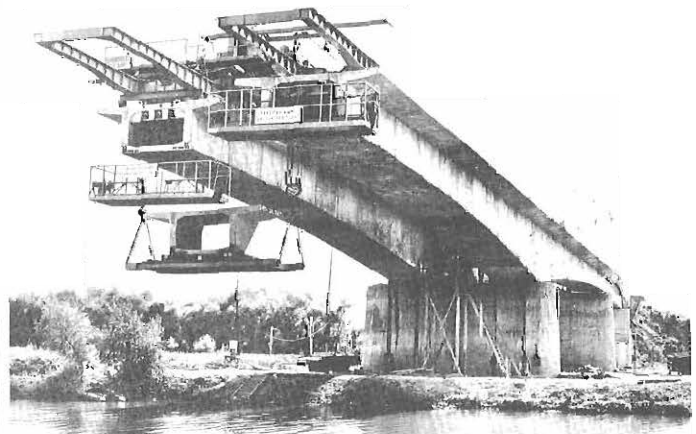


Fig. 13.5 Vista de uno de los puentes durante su construcción.

BULGARIA

La ponencia se refiere a los modelos normalizados para la construcción de puentes de luces hasta 20 m en carretera y 15,50 en ferrocarril. No solo se tienen estudiados los dinteles que son de vigas pretensadas tipo doble T enlazadas por un tablero construido in situ de 14 cm de espesor, sino que también están normalizados los apoyos y los aparatos auxiliares de transporte y lanzamiento. Los pilares son de sección cajón formando pórticos o elemento único. Se detallan los enlaces de vigas y pilares y las articulaciones así como las zapatas de cimentación.

JAPON

La contribución japonesa ha sido más importante en puentes ferroviarios especiales, aunque también en puentes carreteros presentó al puente de Hamana Ohashi que pasa a engrosar la serie de puentes de máximas luces (le corresponderá el segundo puesto en la clasificación general con sus 240 m de vano central) entre dos de 140 que se prolongan 55 m a ambos lados para formar el puente principal con 630 m de longitud total encajado entre dos viaductos de acceso de 437 m y 483 m y luces típicas de 35 y 30 m. El tramo principal se construyó por voladizos sucesivos sistema Dywidag y los viaductos de acceso por el sistema de cimbra-encofrado deslizante autolanzable con secuencia de un vano completo y pretensado BBRV. Se estudió especialmente el comportamiento a acciones sísmicas.

En los puentes de ferrocarril se presenta una solución de tramos reticulares prefabricados con triangulación Howe o Delta, de tablero superior o inferior y para toda clase de funciones: pasos sobre otras vías de comunicación y también sobre valles amplios, aunque generalmente de tramos independientes simplemente apoyados. De los varios construidos damos los pasos sobre carretera de Iwahana continuos y el de Magisawa con vanos de 45,0 y 2 x 36,0 m de luces libres y el Akkagawa de varios vanos 27 + 6 x 45 con tramos independientes simplemente apoyados.

Otro puente interesante es el Hayahi-no-mine con un solo vano de 54,48 m y estructura evolutiva en vientre de pescado con la cabeza inferior construida inicialmente como placa colgante para apoyar sobre ella el tablero superior mediante seis pórticos transversales intermedios.

También se presentó un puente atirantado con vanos de 15,50 + 85,0 + 46,50.

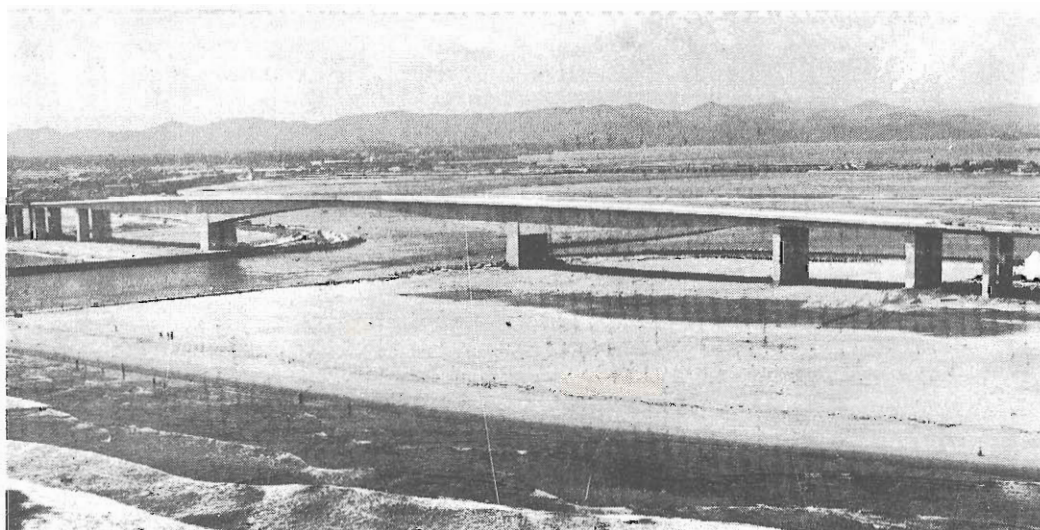


Fig. 15.1 Puente Hamana Ohashi. Luz máx. 240 m.

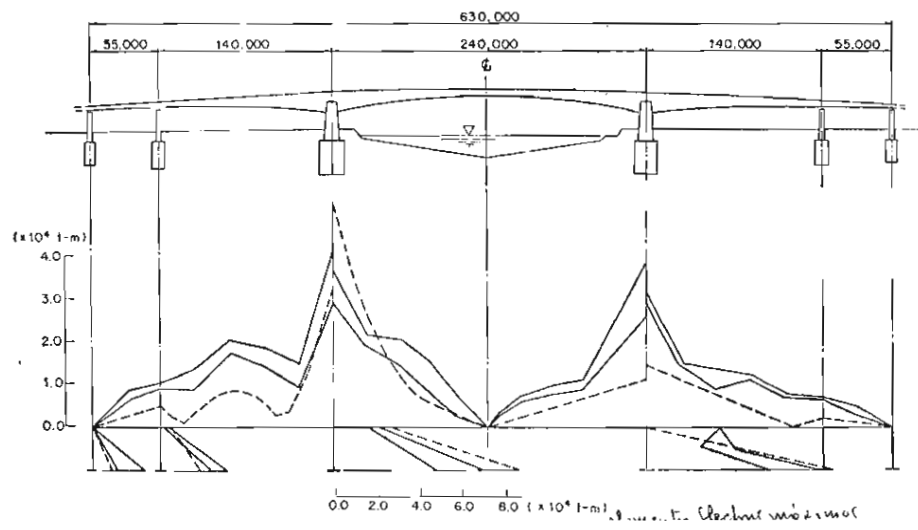


Fig. 15.2 Puente Hamana Ohashi. Alzado y diagrama de momentos flectores.

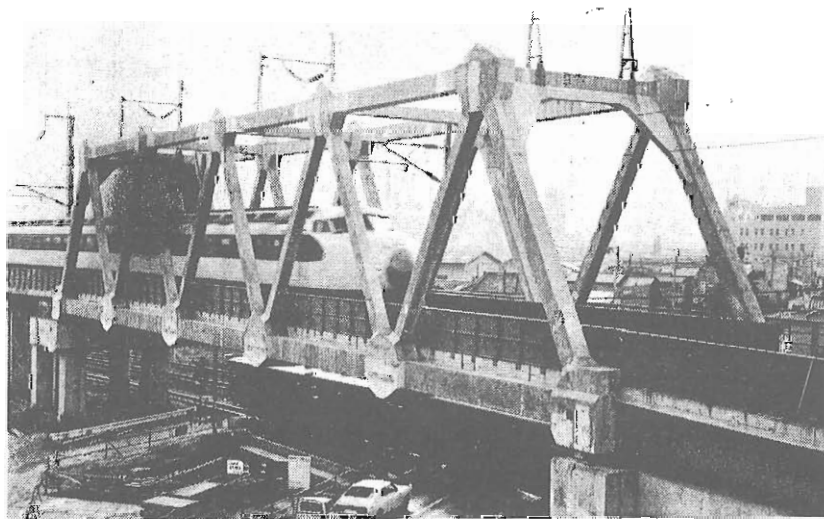


Fig. 15.3 Puente de Iwahana para paso de ferrocarril.

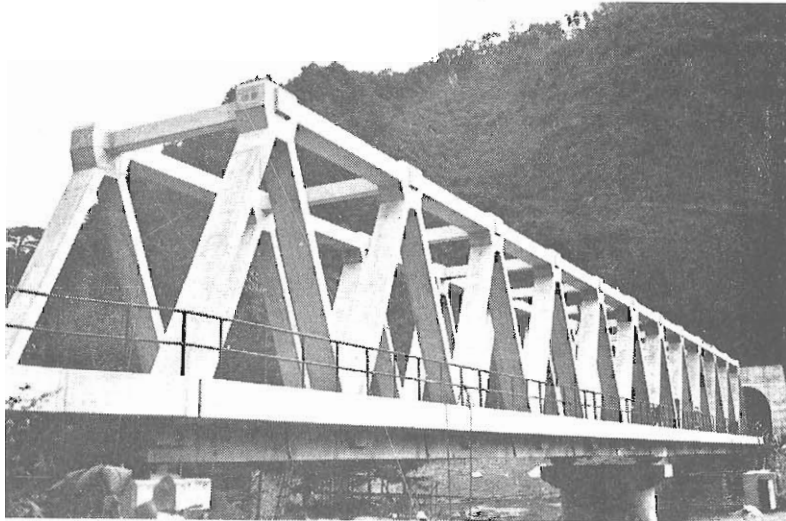


Fig. 15.4 Puente de Magisawa para ferrocarril.

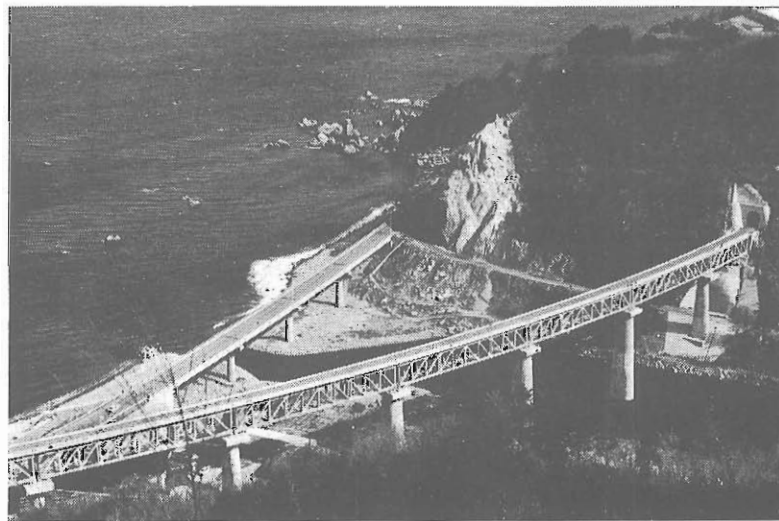


Fig. 15.5 Puente ferroviario en Akkagawa.

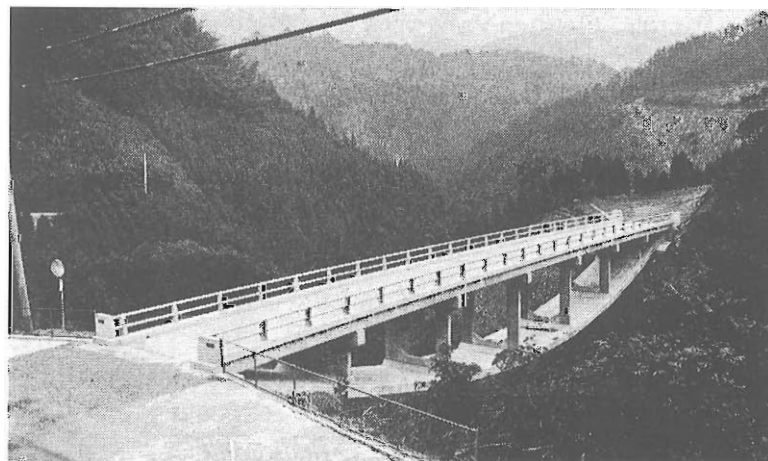


Fig. 15.6 Puente de Hayahi-no-mine.

INDIA

Una solución muy corriente es la de tramos simplemente apoyados de hormigón armado simple con luces normales hasta 30 m y extraordinariamente hasta 50, pero en puentes de carreteras lo normal es utilizar por encima de los 30 m el puente pretensado que permite reducir el número de cimentaciones, generalmente bastante costosas en este país.

Esta luz mínima se rebaja a 20, cuando el andamio resulta costoso por el escaso poder sustentador del terreno o se trata de ríos con aguas profundas.

Los métodos constructivos más utilizados son el de vigas prefabricadas que se montan directamente y se enlazan dándoles continuidad entre sí mediante diafragmas transversales y forjado superior moldeado in situ. En general la prefabricación se lleva a cabo en el mismo tajo.

Cuando las luces oscilan entre 50 y 125 m el método de construcción más empleado es el de avance por voladizos sucesivos mediante carros. Aunque también para los puentes más importantes se utiliza el montaje mediante dovelas prefabricadas.

Como ejemplos tenemos el puente del *Ganges cerca de Patna* que tiene 5.575 m de longitud con 45 vanos de 121,10 m y dos terminales de 63,50.

El tablero es de 19 m de latitud con calzada libre de 15 m. El tablero partido longitudinalmente en dos tiene sección en doble cajón. El 90 por 100 de la construcción es de dovelas prefabricadas con pesos desde 28 a 80 tons. unidas mediante epóxido. El sistema de pretensado es Freyssinet.

Otro puente construido también por dovelas montadas en voladizos sucesivos es el del *Narbada cerca de Zadeshwar* con tramos de 96,16 m en una longitud de 1347 m y un tablero de 7,5 m de anchura. Construido por Gamon India de Bombay.

También el puente sobre el estrecho de *Pamban* con un tramo principal de 68,5 + 115,3 + 68,5 se construyó por el mismo procedimiento de dovelas prefabricadas que se llevaron en barcas por mar y se elevaron medianteerrick montado en el mismo tablero del puente.

Por el mismo proceso constructivo tenemos el *puente de Panvel en Bombay* con luces más reducidas pues se trata de una obra de 397 m de longitud con máxima luz de 46 m.

Por el sistema de voladizos sucesivo pero moldeados in situ mediante carros de avance tenemos el *puente de Yamuna en Kalpi* con vanos normales de 85 m en una longitud de 767 m con tablero de 10,50 de anchura.

Otro ejemplo de este tipo es *puente del Chenab cerca de la presa de Salal* de tipo compensado con vuelos simples que tiene tres vanos de 25,50 + 95,0 + 25,50 con sección en cajón rectangular de 3,60 de ancho y alturas variando de 3,00 a 5,30 m.

Una modalidad interesante es la aplicación del pretensado a los puentes acueductos y sifones, teniendo en cuenta sus condiciones de trabajo a compresión que facilita la conservación. Los dos ejemplos más notables son los de *Gomti y Sai*.

El primero tiene una caja de 12,80 x 6,70 y tiene doce vanos continuos de 31,80 m.

La caja de hormigón armado normal se soporta por dos vigas laterales de sección doble T de 9,90 m de altura con cabezas de 5 m de anchura la superior de las cuales sirve de camino de servicio.

Las vigas longitudinales pretensadas en tres direcciones se enlazan por transversales a 1,95 m de distancia que soportan directamente la caja del acueducto.

El acueducto Sai es del mismo sistema constructivo aunque de menores dimensiones: caja de 7,30 x 6,00 y vigas soporte de 8,58 m de altura y cabezas de 5 m de ancho la superior para utilizarla como camino de servicio pero las inferiores son de 1,44 x 1,00 m.

Como tipo de puentes especiales se recoge en la ponencia una pasarela en Burhi-Dihing para tubería de petróleo crudo y dos cables eléctricos con 661 m de longitud estructurada en viga espacial formada por pirámides triangulares con base cuadrada de 3,05 x 0,50 y altura de 4,25 que se prefabrican en el suelo. Estas pirámides se colocan formando dos menzulas compensadas con relación a cada pila sobre una pasarela auxiliar de montaje, y entonces se enlazan todos los vértices por trozos que forman un cordón superior que se pretensa puesto que es el cordón de tracción de las medias jácenas. Los cordones de compresión están formados por las dos líneas longitudinales inferiores de las bases de las pirámides. Los pilares están separados a 60 m y son con base cilíndrica de 4,26 m de diámetro que se coronan en dos Y, que recogen los vértices inferiores de las pirámides intermedias de los dobles voladizos que van formando el dintel.

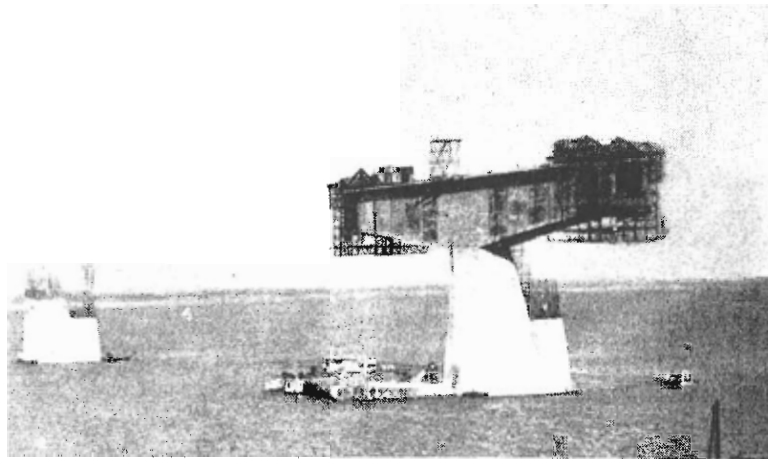


Fig. 16.1 Puente de Patna en el Ganges.

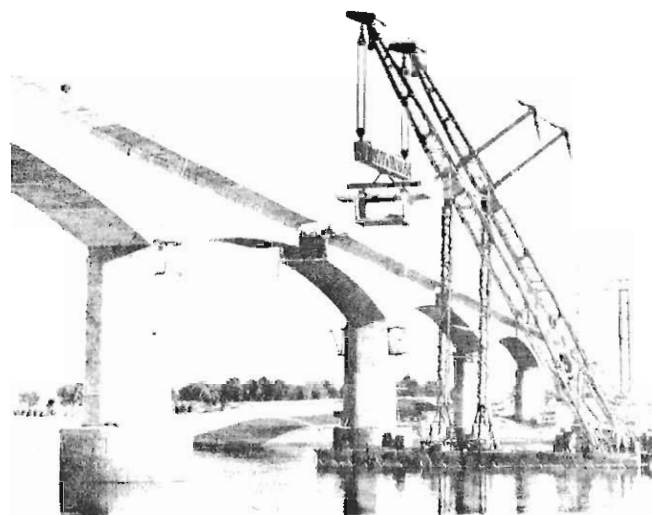


Fig. 16.2 Puente de Narbada cerca de Zadeshwar.



Fig. 16.3 Puente de Narbada cerca de Zadeshwar.

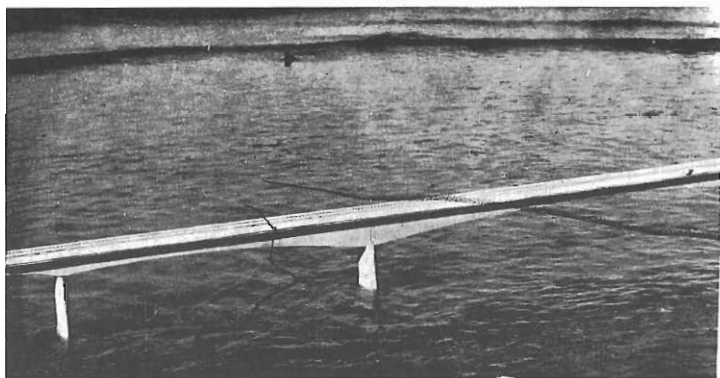


Fig. 16.4 Puente en el estrecho de Pamban.

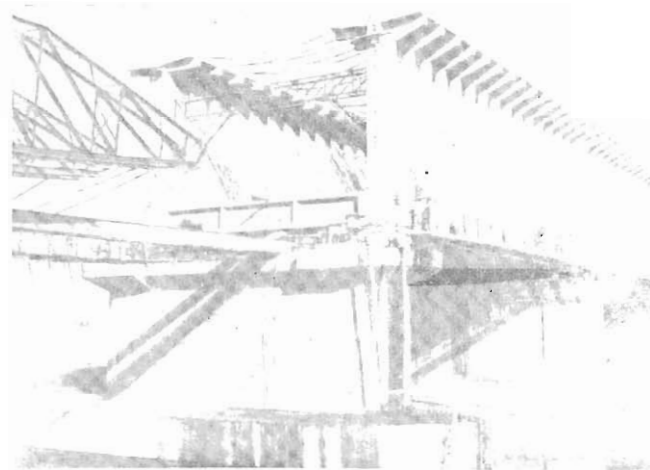


Fig. 16.5 Acueducto Gomti en Utter Pradesh.

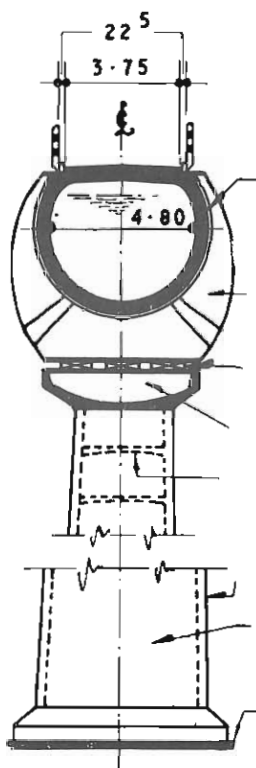


Fig. 16.6 Acueducto Bhima.

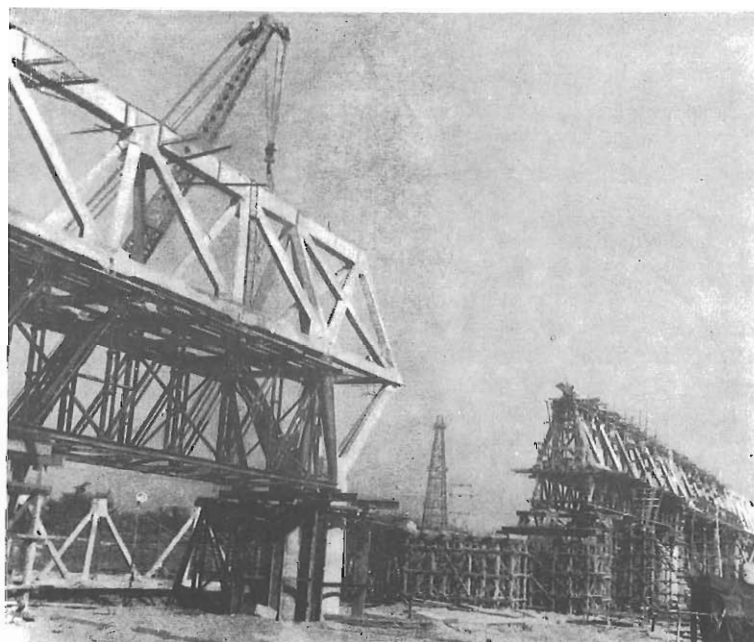


Fig. 16.7 Pasarela para tubería de petróleo en Burhi-Dihing.

AFRICA DEL SUR

Puente sobre el río Gouritz. Puente en una profunda garganta de más de 70 m de altura que salva mediante una estructura fundamental de pórtico en π prolongado en un vano más a uno de los lados. La luz en pies de pórtico es de 70 m mientras que a nivel de tablero se suceden cuatro vanos: $55 + 105,0 + 65 + 45$ m. El dintel es de sección en cajón rectangular con 7,60 de anchura y alturas variando desde 2,80 a 6,80 m prolongándose la losa superior en vuelos de 6,50 para completar una latitud de plataforma de 13,98. Los pilares inclinados son dobles con sección en cajón rectangular que en cabeza es de $3,0 \times 3,0$ m². Las cimentaciones son superficiales sobre roca, excepto la de la pila del tramo adicional donde hubo que bajar a unos 15 m de profundidad. Por necesidades de estabilidad en las primeras fases de la construcción hubo que asegurar todas las cimentaciones con anclajes profundos y también algunos de los cables de atirantamiento provisionales. Los pilares inclinados se ejecutaron con encofrados trepadores, sujetándolos para compensar el desplome mediante cables anclados en las cimentaciones de los apoyos adyacentes. El dintel se construyó por avance en voladizos sucesivos, partiendo desde los estribos para los tramos laterales donde cada avance se colgaba mediante cables de atirantamiento provisional, continuando el avance en el vano central por voladizos libres hasta la mitad del vano, sin necesidad de cables provisionales supletorios.

Puente en el río Búfalo, East London. A causa del incremento de tráfico que hizo insuficiente un puente en este mismo emplazamiento se proyectó el actual con oblicuidad de 30°, una longitud de 293 metros y una anchura de tablero de 31,7. Se estudiaron varias soluciones, entre las cuales un puente de estructura mixta acero-hormigón y uno de 7 vanos con vigas pretensadas prefabricadas pero se adoptó una solución de solo cinco vanos que salvaba las dificultades de cimentación en una zona del cauce con fangos de 30 m de espesor. Por este motivo se adoptó también la construcción por avance en voladizos sucesivos que se llevó a cabo por el sistema de dovelas prefabricadas. El dintel descompuesto en dos mitades paralelas se apoya cada mitad en fila única de pilares que son en cajón romboidal perpendiculares a la dirección del puente. La sección transversal de cada uno es un cajón trapecial con vuelos de altura constante de 3,50 m. Como ya hemos indicado se prefabricó en dovelas de 3,32 m de longitud (192 unidades) de 70 ton de peso. Se montaron mediante una pasarela metálica de doble vano donde existían grúas carro de 110 ton. Llevándose hasta la vertical de su situación embarcadas. El dintel es continuo con una junta de dilatación en una de las extremidades y una articulación de giro en la opuesta.

Puente sobre el canal Umlaas en Durban. De un vano compensado en sus dos extremidades de modo natural mediante prolongación del dintel. El vano útil es de 150 m y las longitudes de los contrapesos 37,50 a cada lado, con 13 m de ancho y 8,2 de altura en apoyos. Siendo la oblicuidad importante (33°) se dividió también el dintel en dos mitades paralelas que se construyeron por el sistema de avance en voladizos sucesivos construidos en tres etapas independientes sobre andamios apoyados en un cuadrículado de pilotes de madera. Una vez conseguidos los dos voladizos de 75 m compensados naturalmente se procedió a colocar las articulaciones de enlace en clave. Detalle importante es que se enfrió el agua de amasado a 6°C consiguiéndose conservar las diferencias de temperatura entre exterior y núcleo por debajo de 20°C.

Puente sobre el río Olifants en Vredendal es un puente para utilización ferroviaria de una longitud total de cerca de 1 km en el que el plazo constructivo era determinante pues se quería que un ferrocarril minero que necesitaba ponerse en explotación lo antes posible. Se estudiaron tres soluciones de acero y una de hormigón pretensado, que fue la adoptada en principio construcción con cimbra-encofrado autolanzable, avanzando en etapas de un vano. No se construyó de este modo, pues una Sociedad especializada en el sistema constructivo del "empujamiento" propuso la variante correspondiente que ahorra 17 meses en el

plazo y, aunque era de un presupuesto más alto, fue aceptada. El puente tiene 23 vanos de 45 metros de luz, agrupados en dos tramos continuos de 11 vanos y uno central libre, pero solidarizados todos durante construcción para empujar desde un solo lado. Al final se independizó el tramo central (de un solo vano) de los otros dos de once, apoyándose sobre todos los pilares con articulaciones neopreno-teflón, excepto en los estribos donde existen articulaciones fijas. Durante el empujado deslizaba por articulaciones de teflón y acero inoxidable. Se utilizó un pico de lanzamiento y el pretensado se realizó en 3 etapas, la primera durante el moldeo de las secciones sucesivas que tenían la longitud de un vano y eran cables rectos en ambas cabezas del cajón. La fuerza horizontal aplicada en el último empujón fue de 1.000 ton. Se dispusieron encauzadores de movimiento capaces de resistir esfuerzos transversales.

La segunda etapa de pretensado se verificaba para cada vano recién construido cuando iba a comenzar su desplazamiento. La tercera etapa correspondió al momento de cortar el tablero total por las secciones extremas del vano central y ya quedaba el puente en su situación definitiva.

El puente es para simple vía con plataforma de 5,50 m y la sección del cajón resistente es de 3,80 x 3,10. Este puente es el record de longitud y peso construido por el sistema de empujamiento.

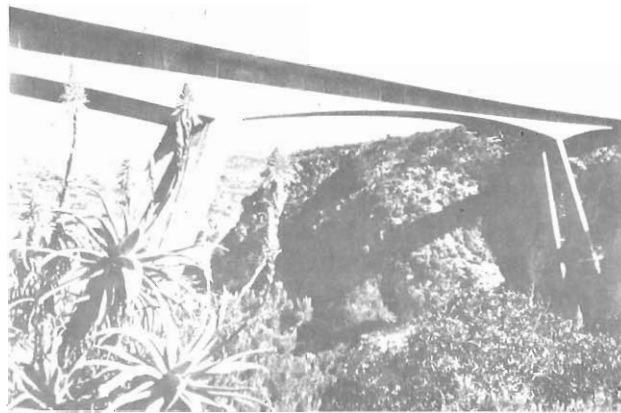


Fig. 17.1 Puente del río Gouritz en Mosel Bay. Vista general.

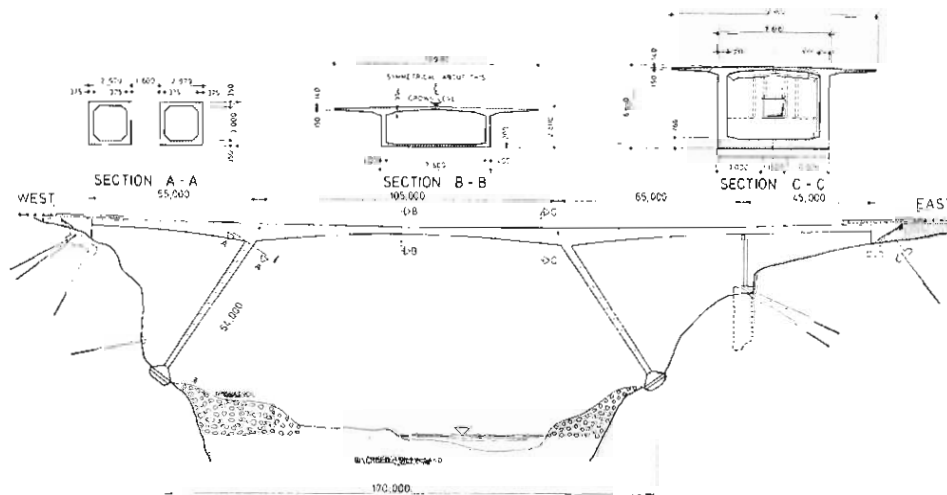


Fig. 17.2 Puente del río Gouritz en Mosel Bay. Alzado.

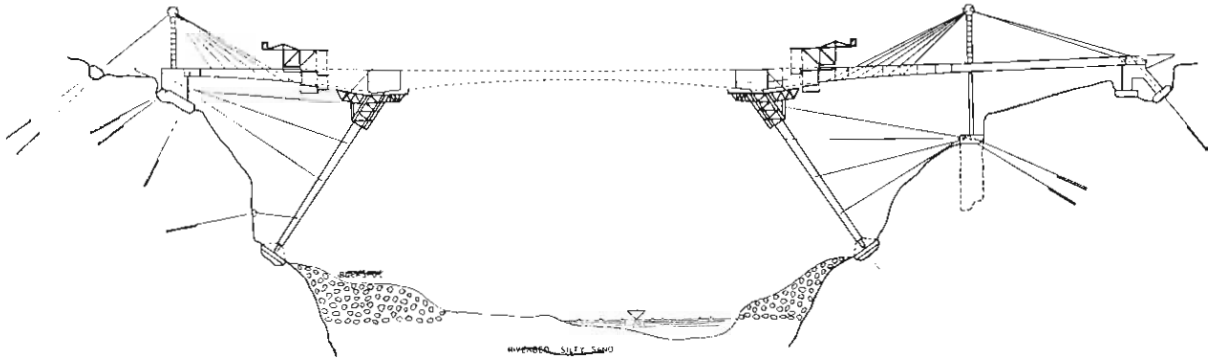


Fig. 17.3 Puente del río Gouritz en Mosel Bay. Proceso constructivo.

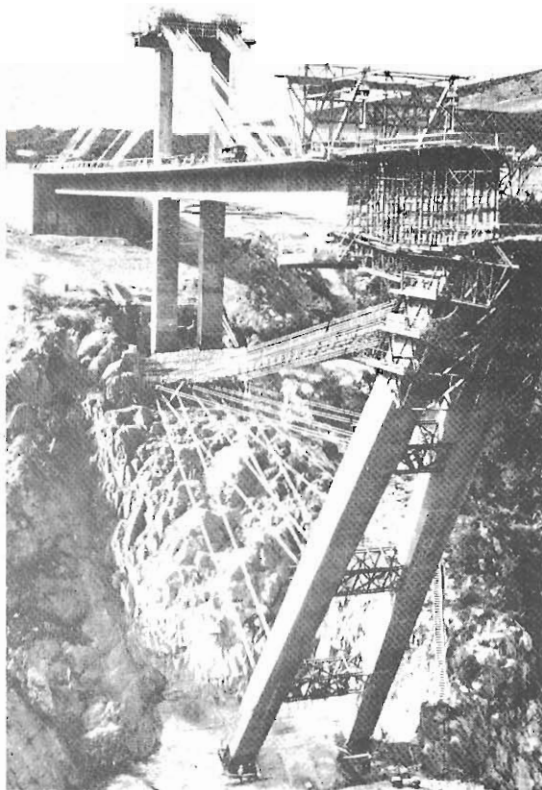


Fig. 17.4 Puente del río Gouritz en Mosel Bay. Primera fase de construcción.

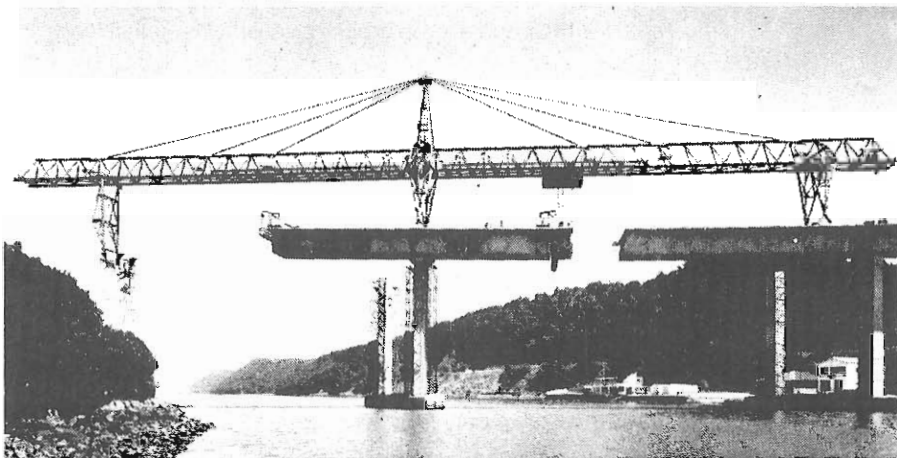


Fig. 17.5 Puente sobre el río Búfalo en East London.

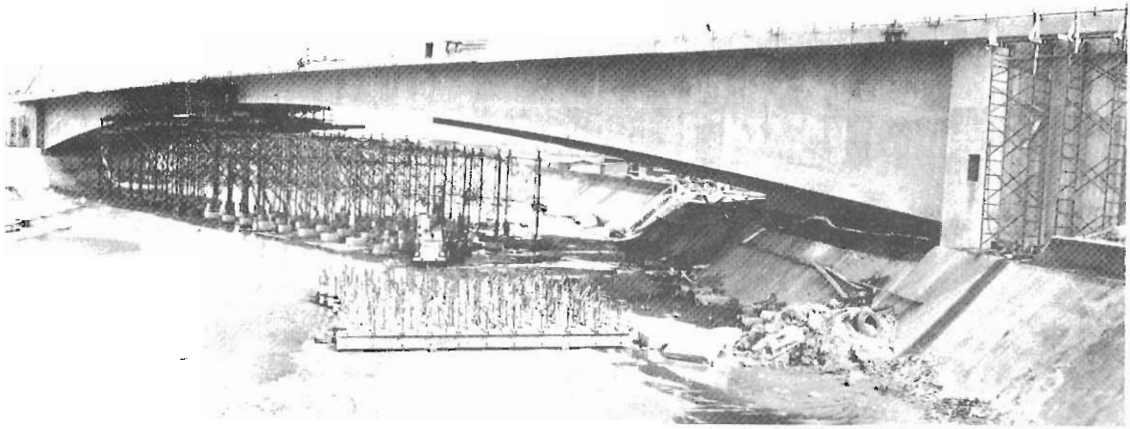


Fig. 17.6 Puente en el canal Umlaas en Durban. Vista general.

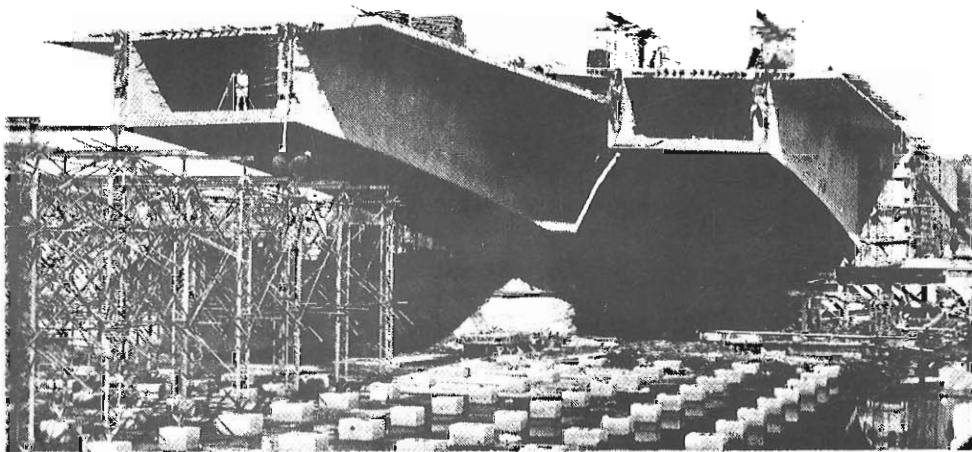


Fig. 17.7 Puente en el canal Umlaas en Durban. Vista durante la construcción.

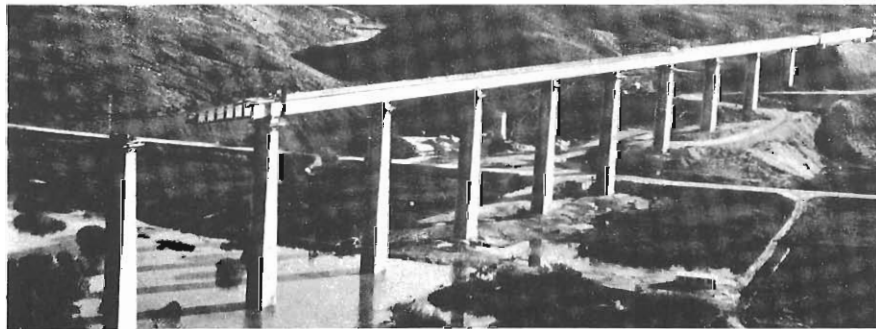


Fig. 17.8 Viaducto de los Elefantes. Construcción mediante "empujamiento".

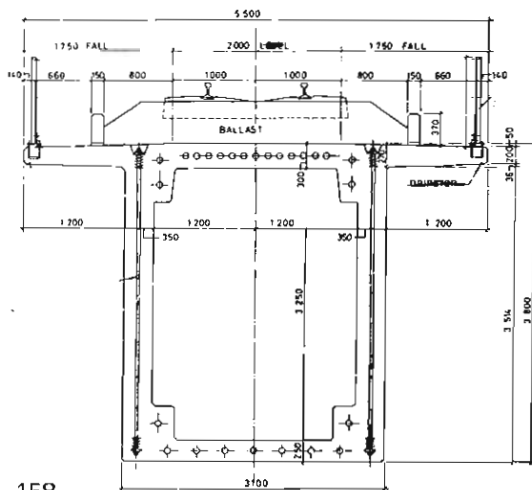


Fig. 17.9 Sección transversal del puente sobre el río de los Elefantes.

ESPAÑA

En la ponencia española se presentaron seis puentes que fueron seleccionados por la Comisión Central de la FIP entre los nueve enviados para el caso. Además, en las Sesiones generales se presentaron dos trabajos por ingenieros españoles que son: Fernández Ordoñez-Aguiló sobre Industrialización de Puentes y otra por Alvaro Fernández "El puente del Paraguay" sobre el río Paraguay. Además el ponente general español fue invitado a participar en la discusión de la primera sesión, relativa a los puentes atirantados con motivo del Puente sobre el Ebro.

A continuación damos una versión de la Ponencia General:

Puente sobre el Ebro en el comienzo de la Autopista de Navarra construido por la Asociación Huarte -Dragados. Es un puente atirantado de tres familias de cables que se sustenta sobre pilono único, habiéndose realizado esta concentración debido a la dificultad en las cimentaciones. El vano principal es de 146 m que se prolonga por otros dos en continuidad. Existe además un viaducto de acceso independiente en margen izquierda constituido por varios vanos de 31 m, realizados por vigas rectas prefabricadas.

El pilono está situado en la mediana del tablero y en la extremidad de la margen derecha donde, por asimetría del río, no existe viaducto de acceso.

De las tres familias de cables la principal con 70 cables situados en el plano medio, sirven para la sustentación del tablero, en su plano axial. Las otras dos familias que tienen la misión de contrapesar a la principal están ancladas superiormente en los bordes del pilono, e inferiormente en dos contrapesos de hormigón pretensado situados en los bordes de la carretera.

El equilibrio de fuerzas horizontales se consigue por medio de vigas rígidas de arriostamiento que enlazan la cimentación del pilono a los dos contrapesos. Al final se pusieron en compresión mediante gatos planos.

La anchura del tablero es de 28,50 m. Es de hormigón pretensado con sección transversal en cajón tritelular de 14 m, prolongado mediante voladizos laterales 7,20 por cada lado.

Se realizó por dovelas prefabricadas en rebanadas de 3,20 de espesor montadas por avance en voladizos sucesivos, suspendidas de los cables definitivos. Se dividieron en dos mitades para reducir el peso de la unidad a 60 tons. durante transporte. La altura era constante de 2 m. Se ponía una diaria con sus cables correspondientes. Los cables se sometían a un preestirado gratuito al actuar inicialmente el peso de la grúa que colocaba las dovelas que era de 120 tons. Las semidovelas se unían en obra para formar una y ésta con la anterior, por medio de resinas epóxido, pero también se realizaban algunas juntas húmedas con hormigón de gravilla para corregir los defectos de montaje. La armadura activa del tablero se compone de barras Dywidag y de cables C.T.T.

El pilono tiene una altura de 62 m sobre la plataforma y un espesor máximo en la parte inferior de 2 m, que se amplía en la parte superior por rebordes para recoger los cables de contrapeso. Los cables principales se anclan independientemente en el núcleo superior. Es de hormigón armado y se construyó mediante encofrado trepador por capas de 2,50 de altura. Se dispusieron además armaduras activas en las zonas de anclajes.

Los cables son de tipo cerrado con protección de galvanización y pintura. Los diámetros varían a 60 a 88 mm. Los anclajes se han realizado en mazarotas rellenas de "zamac" que es una aleación de estaño. Tienen un roscado exterior para transmitir la carga a una placa metálica embebida en el hormigón.

Proyecto: Carlos Fernández Casado, Javier Manterola Armisen y Leonardo Fernández Troyano.

Viaducto del Azufre en el barranco de este nombre, construido por Cubiertas y Tejados.

con proyecto: Del Pozo-Juliá-Siegrist. Es un dintel de tres vanos continuos: $65 + 130 + 65$ apoyado sobre pilas de hormigón armado de 44 y 28 m de altura con articulaciones fijas. Ha sido construido por avance en voladizos sucesivos mediante carro.

Puente de Rande sobre la ría de Vigo. Construido por Cubiertas y Tejados con proyecto Del Pozo-Juliá-Siegrist. Cables y sistema de pretensado Freyssinet. Tiene una obra principal de tres vanos de $147 + 400 + 147$ con tablero metálico atirantado mediante cables abiertos tipo Freyssinet y pilono de hormigón pretensado.

Se acompaña por dos viaductos de acceso de hormigón pretensado con longitudes de 753 y 106 m en ambas orillas. Estas obras de acceso han sido realizadas mediante tramos rectos continuos de hormigón pretensado con vanos oscilando de 30 a 50 m siendo los más normales de 45 m en margen izquierda y de 30 m en derecha. Las alturas de las pilas forzadas por el gálibo de navegación llegan a 50 m. La altura del tablero, dividido longitudinalmente en dos mitades independientes es de 2,30 m como en el tablero metálico. Cada una está constituida por cajón trapezoidal de 4,00 de anchura inferior prolongado superiormente en ménsulas hasta 9,60 m.

El sistema constructivo ha sido de cimbra-encofrado metálico, de un tipo especial, avanzando para construir tramos completos.

Puente del Estrecho en el sistema de Accesos a Galicia. Proyecto de INTECSA construido por EFICSA con sistema de pretensado Freyssinet tiene tres vanos continuos con luces de $74 + 154 + 74$ siendo el puente de mayor luz en España en tramos rectos. Se encuentra confinado entre dos túneles, lo cual complicó la construcción. Esta se llevó a cabo por el sistema de avance en voladizos sucesivos mediante dos carros que partieron desde las pilas centrales en ambas direcciones llegando hasta los estribos por un lado y por el otro hasta el centro del vano central.

Puente acueducto sobre el río Alcanadre. Para conducir agua con destino a los riegos del Cinca por la Confederación Hidrográfica del Ebro. Construido por AUXINI con proyecto de Carlos Fernández Casado, Javier Manterola Armisen y Leonardo Fernández Troyano.

Consta de 8 vanos de 60 m en viga continua sobre pilares con articulaciones de teflón. La sección transversal es de cajón trapezoidal abierta prolongada en voladizo por ambos lados.

La construcción se ha llevado a cabo por el sistema Leonhardt-Baur “de empujamiento” con una longitud total de 480 m y un peso máximo de 11.700 toneladas. La altura es de 5 m y el caudal de unos 50 m³/seg. La fuerza horizontal máxima fue de 210 ton.

El proyecto se realizó en el año 1966 pero se puso a punto en 1976 habiéndose construido durante 1977-78.

Es interesante consignar que el sistema de “empujamiento” es particularmente indicado en el caso de acueductos de gran caudal debido a que la sobrecarga del agua es relativamente grande en relación con el peso propio y de ese modo se reduce considerablemente la proporción: esfuerzos accidentales durante construcción esfuerzos totales en servicio, que reduce mucho las disposiciones complementarias que es preciso tomar para resistir los esfuerzos accidentales durante construcción. En nuestro caso se utilizó únicamente la de pico de lanzamiento metálico.

Puente de Paraguay sobre el río Paraguay en la región del Chaco. Es una obra construida por la Empresa Entrecanales, con proyecto propio que ganó en concurso internacional de proyecto-construcción.

La obra principal tiene tres tramos de $145 + 170 + 145$ m entre dos accesos. El del lado izquierdo consta de 17 vanos de 42 m y uno de 35 y el del lado derecho tres de 42, uno de 60 y otro de 35.

La obra principal ha sido construida por el sistema de avance en voladizos sucesivos con

carro, y los accesos mediante cimbra-encofrados autolanzables, avanzando mediante apoyos en los pilares para construir vanos completos de cada vez.

La comunicación de Fernández Ordóñez, Martínez Calzón, Aguiló y otros se refiere a su sistema de puentes industrializados que ya iniciaron en el paso elevado Juan Bravo-Eduardo Dato en Madrid 1969-70, y perfeccionados en diversas aplicaciones hasta su resolución definitiva en la construcción del puente urbano de la avenida de La Albufera, también en Madrid, sobre la autopista de La Paz y luego de un modo intensivo en los pasos superiores de la autopista de Bilbao a Zaragoza, cuyo concurso de proyecto y construcción ganaron en 1976. En esencia se trata del empleo de vigas prefabricadas con sección cajón trapecial abierto, completándose el dintel con losas también prefabricadas en fajas transversales para formar el tablero.

En las vigas prefabricadas puede adoptarse o solución exclusivamente de hormigón o con almas metálicas incorporadas internas. También pueden prefabricarse los pilares o construirse in situ y en ocasiones se amplía la prefabricación a los elementos secundarios, como aceras, impostas y barandillas.

* * *

Al terminar de corregir el artículo nos damos cuenta de que no hacemos referencia a la ponencia de la República Argentina tan brillantemente presentada por el ingeniero Ernesto Duvoy, Presidente de la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado. Esto ha sido debido a que la documentación para la formación de nuestro artículo se ha basado en las informaciones impresas en revistas y folletos distribuidos en Londres. Para reparar esta falta, pensamos dedicar en otro número de esta Revista un artículo complementario corrigiendo la omisión.



Fig. 18.1 El puente del Ebro durante la construcción.

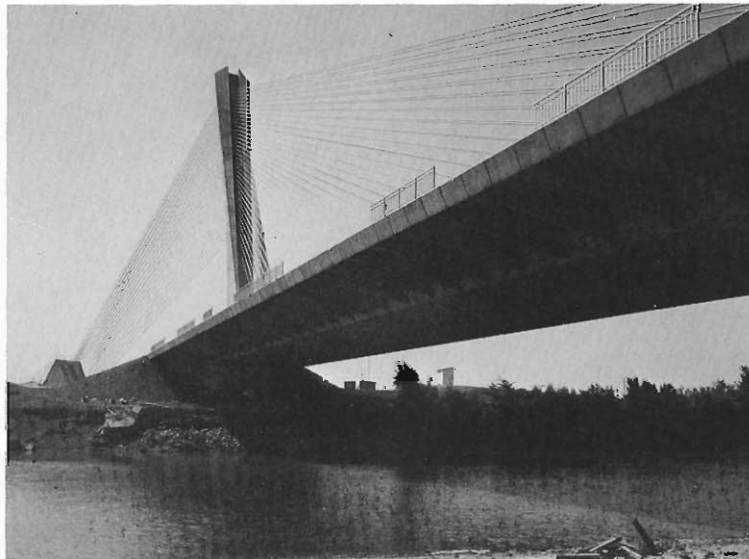


Fig. 18.2 Puente del Ebro. Vista del puente desde el río.

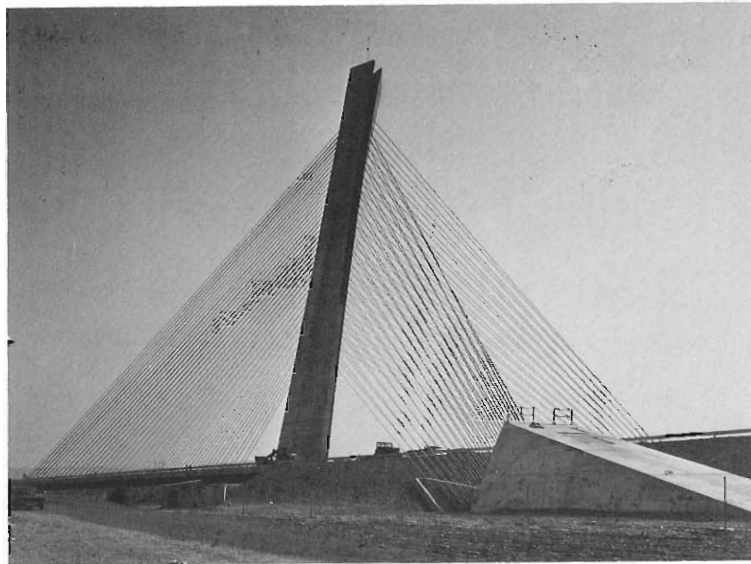


Fig. 18.3 Puente del Ebro. Vista del puente desde la margen.

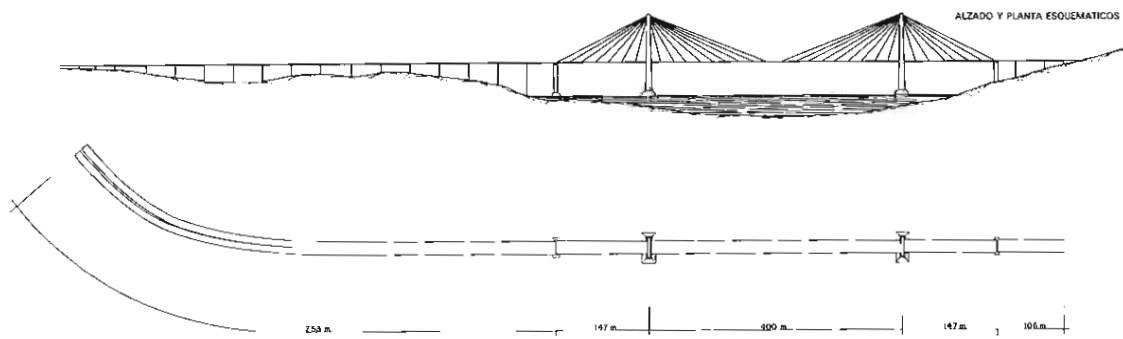


Fig. 18.4 Vista general del puente de Rande y sus accesos.

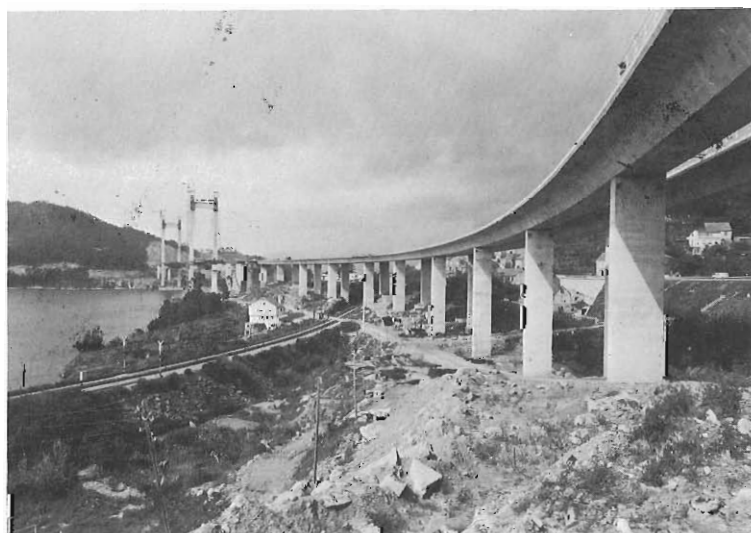


Fig. 18.5 Vista del acceso desde la margen izquierda.

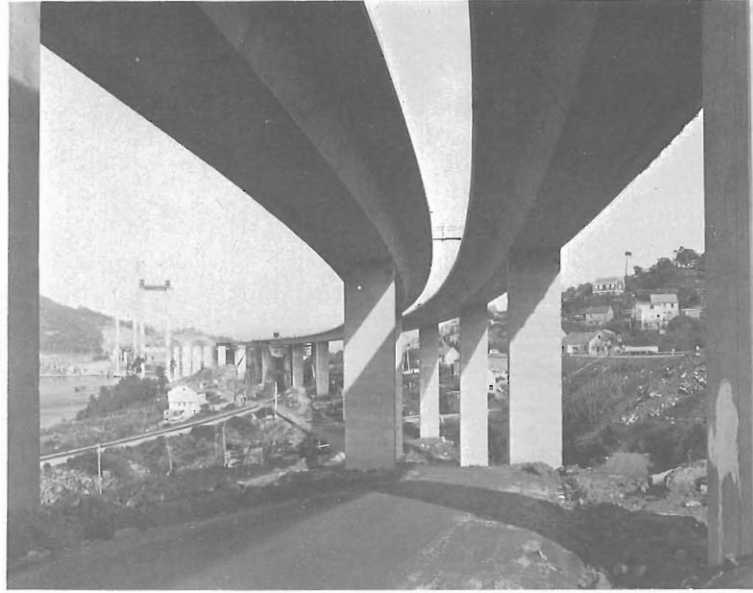


Fig. 18.6 Viaductos de acceso al puente de Rande. Vista del acceso de margen izquierda.



Fig. 18.7 Puente del azufre. Vista del puente durante la construcción.



Fig. 18.8 Puente del Azufre. Vista del puente terminado.

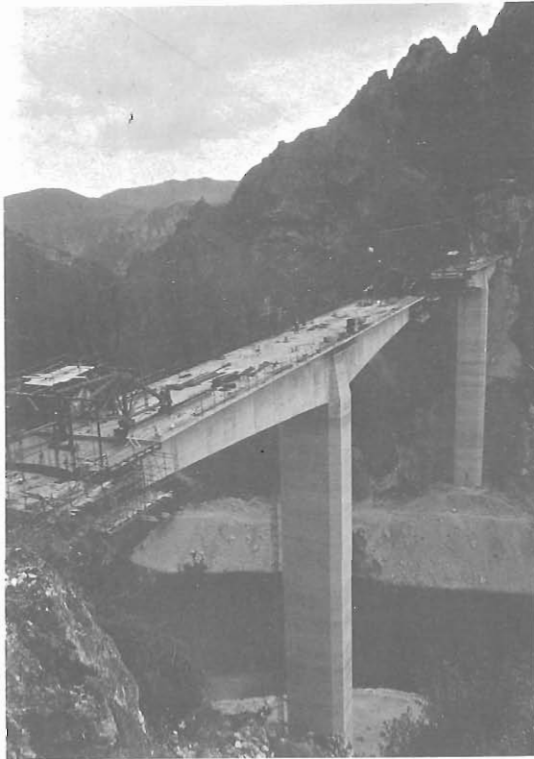


Fig. 18.9 Puente del Estrecho.
Avance por voladizos desde una pila.



Fig. 18.10 Puente del Estrecho.
Vista del tablero durante la construcción.



Fig. 18.11 Puente de Alcanadre.
Vista del puente durante la construcción.

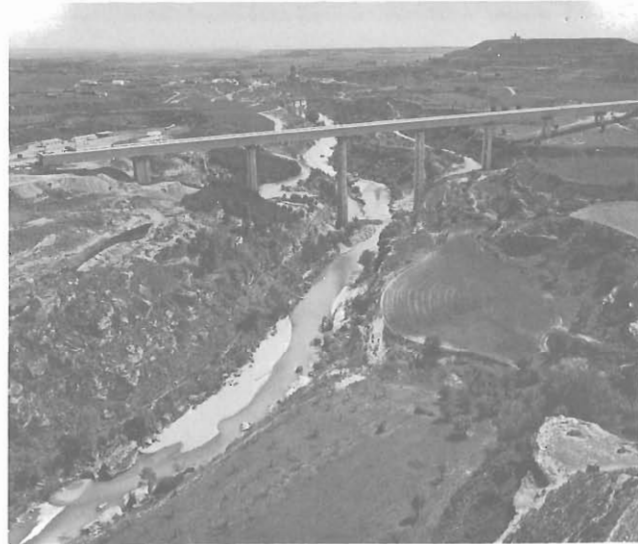


Fig. 18.12 Puente de Alcanadre. Vista general del puente.

Fig. 18.13 Puente de Paraguay.
Vista del puente terminado.

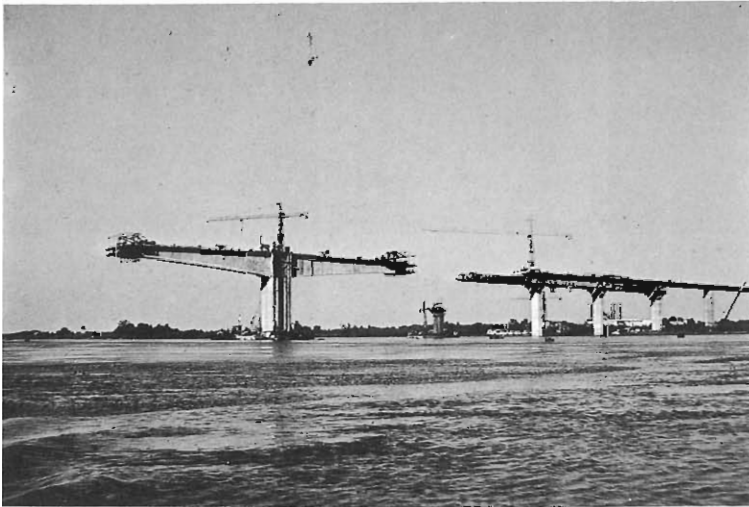
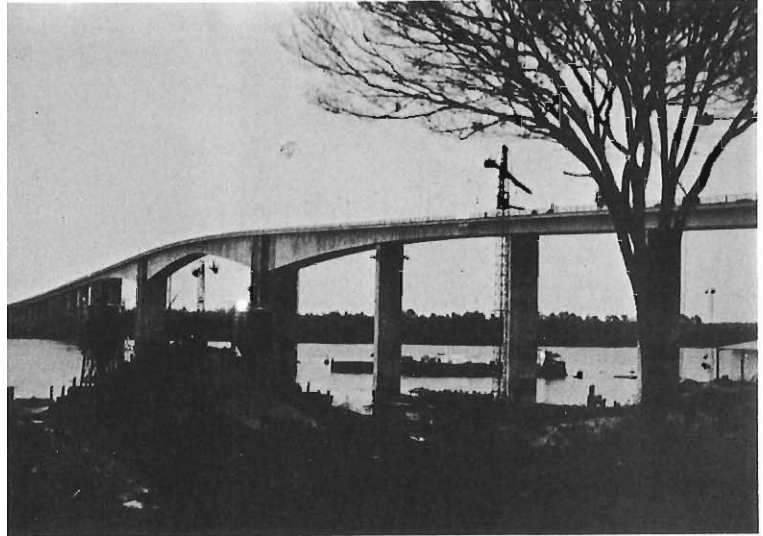
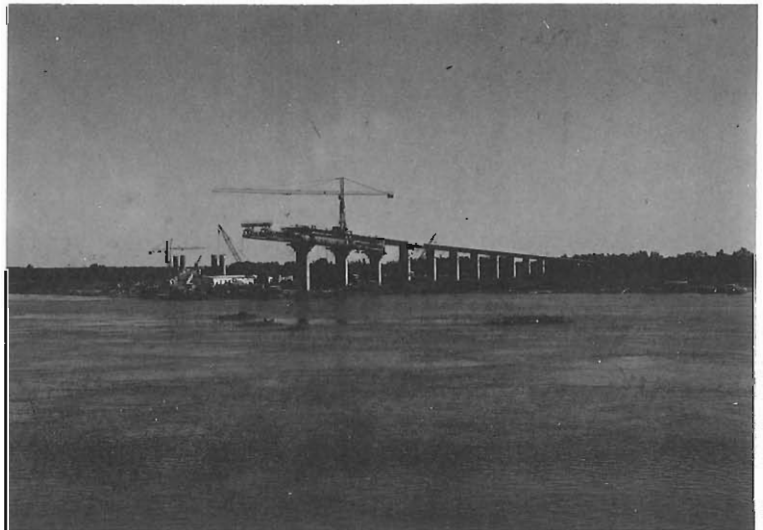


Fig. 18.14 Puente de Paraguay.
Construcción del tramo principal.

Fig. 18.15 Puente de Paraguay.
Construcción de un viaducto
de acceso.

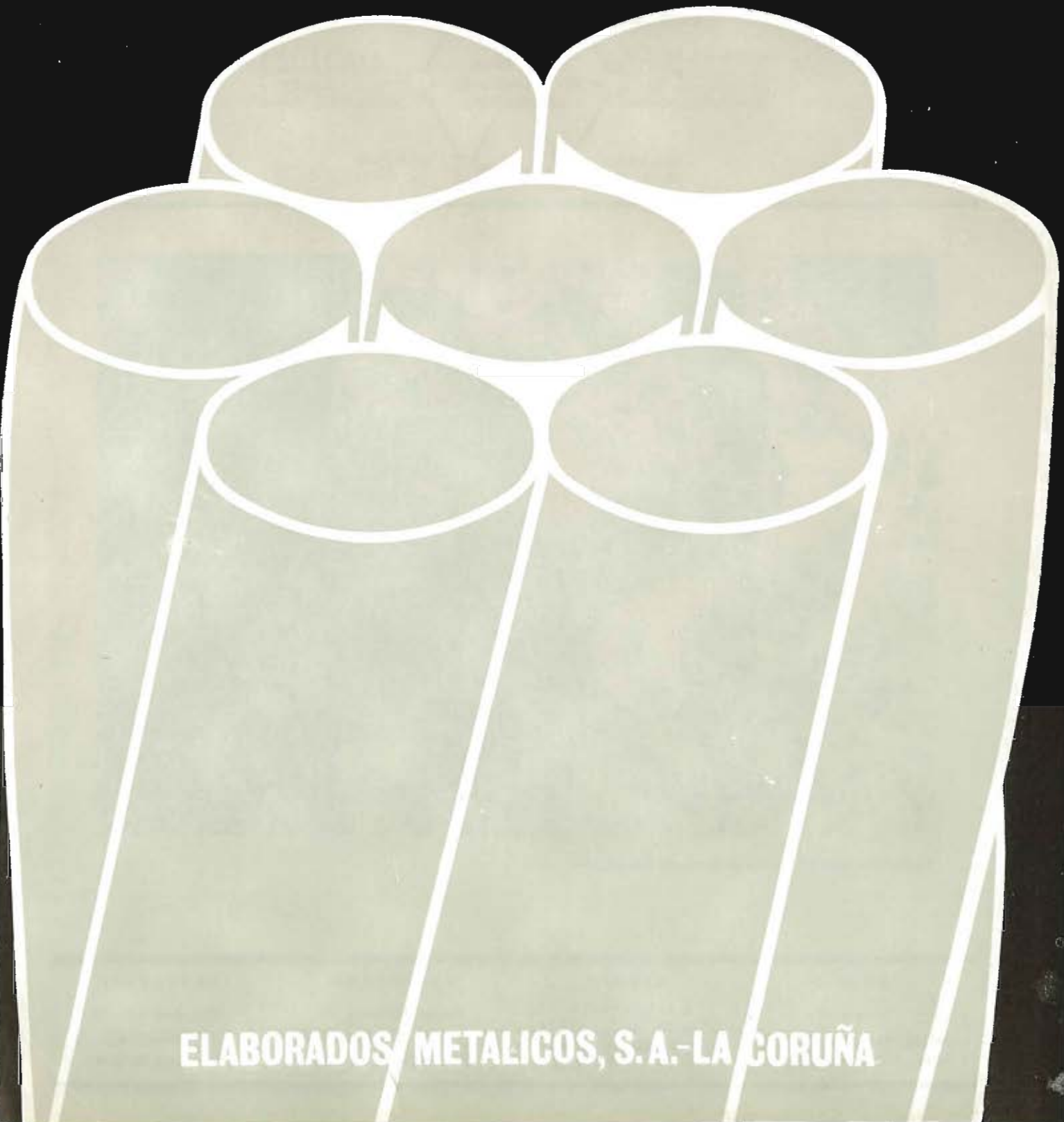


Los comentarios a este artículo, deberán enviarse a la secretaría de la A.T.E.P. antes del día 31 del próximo mes de marzo.

EMESA

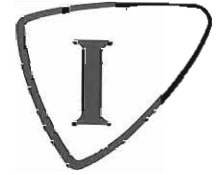
**Stress-Relieved STRAND and WIRE for prestressed concrete
& Low relaxation**

TERMOESTABLE

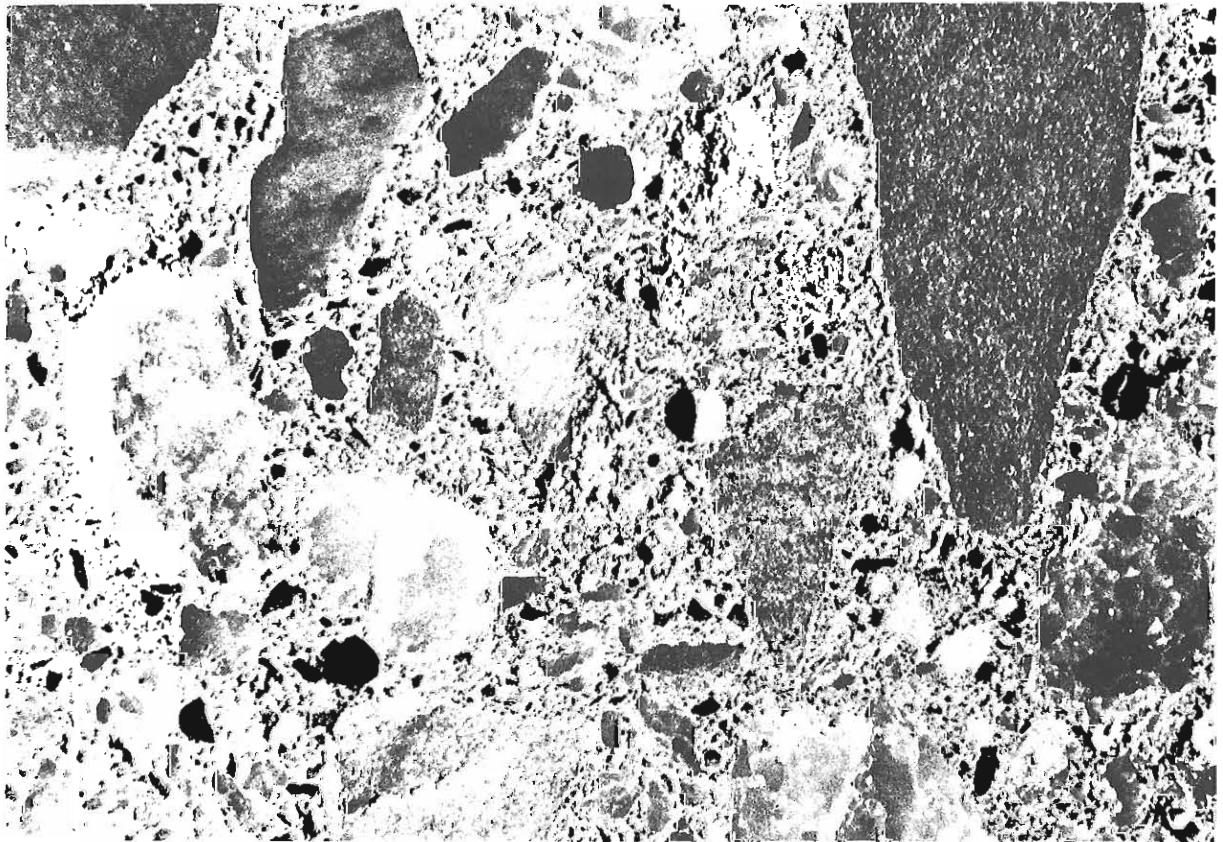
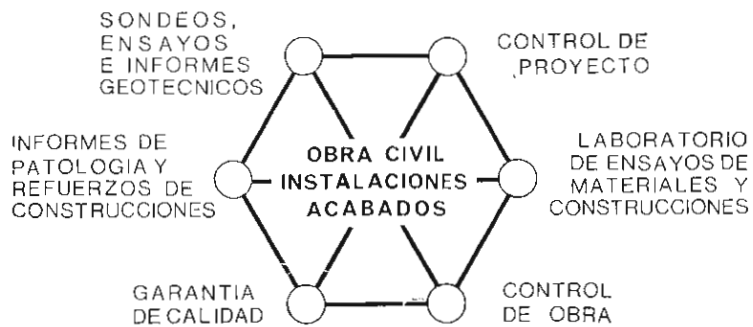


ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

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

IX Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.

Durante los días 2 al 6 de octubre de 1978 se celebró, en La Coruña, la IX Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.).

El número de participantes ha sido de 181, de los cuales 62 se inscribieron acompañados de sus respectivas esposas.

La Sesión Inaugural se celebró en el Aula Magna de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica, el lunes día 2, a las 12 de la mañana. La Mesa Presidencial estaba constituida por: El representante del Gobernador Militar Provincial de La Coruña; el Conselleiro de Ordenación del Territorio de la Xunta de Galicia, Sr. Pardo Montero, en representación del Presidente de dicha Xunta; el representante del Delegado Provincial del Ministerio de Comercio y Turismo, en La Coruña; D. José Fernando García-Rebull, Director de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica; D. Rafael M^a Guitart, Presidente de la Comisión Permanente del Hormigón de la Secretaría General Técnica del M.O.P.U.; D. Francisco Arredondo, Presidente de la A.T.E.P. y Director del Instituto Eduardo Torroja, y D. José Antonio Torroja, Vicepresidente de la A.T.E.P.

Abierta la Sesión por el Sr. Arredondo, hicieron uso de la palabra los Sres. García-Rebull, Torroja y Pardo Montero. El primero dió la bienvenida a los Asambleístas y acompañantes, en nombre de la Escuela; el Sr. Torroja comentó y justificó brevemente el programa que se había preparado para esta Asamblea y, finalmente, el Sr. Pardo expresó, en nombre del Presidente de la Xunta, su satisfacción por haber sido elegida La Coruña como sede de las reuniones y deseó el mayor éxito a las Jornadas, y a todos una feliz estancia.

A continuación, y en el Salón de Actos del Excmo. Ayuntamiento de La Coruña, el Alcalde-Presidente y la Corporación Municipal en pleno, ofrecieron una recepción a todos los participantes obsequiándoles con un refrigerio.

A las cuatro de la tarde del mismo día 2, se iniciaron las Sesiones de Trabajo, que continuaron durante los días 3 y 4. Estas Sesiones se celebraron en el Salón de Actos del edificio FENOSA.

Hubo siete Sesiones de Trabajo durante las cuales se presentaron 53 Comunicaciones Técnicas agrupadas como a continuación se indica:

- 16 Comunicaciones, correspondientes al tema I “Investigaciones y estudios”, en dos sesiones.
- 8 Comunicaciones, correspondientes al Tema II “Normativa española sobre la técnica del pretensado”, en una Sesión, y
- 29 Comunicaciones, correspondientes al Tema III “Realizaciones”, al que se dedicaron cuatro Sesiones.

El martes día 3, después de las Sesiones de Trabajo, se proyectó una película sobre el Puente de Rande.

Concluidas las Sesiones de Trabajo, el miércoles día 4, a las seis y media de la tarde, se celebró el Acto de Clausura que se inició con la lectura por el Secretario de la Asociación, Sr. Piñeiro, del Acta de la reunión celebrada por la Comisión encargada de asignar las "Medallas de la A.T.E.P.". Conforme a lo acordado en dicha reunión, las tres Medallas correspondientes a esta Asamblea se otorgaron a los Sres.: D. José Calavera, D. Ramón del Cuvello y D. Juan B. Ripoll.

A continuación, el Presidente de la A.T.E.P., Sr. Arredondo, pronunció el discurso de clausura en el que destacó el interés y elevado nivel técnico de las numerosas Comunicaciones presentadas, y el éxito logrado, en todos los aspectos, con la celebración de esta IX Asamblea.

Por la noche del mismo día 4, y durante la cena de clausura, se hizo entrega a los galardonados de las correspondientes Medallas de la A.T.E.P., que fueron recogidas por sus respectivas esposas.

Debe citarse también que en la noche del lunes 2, se celebró una cena de confraternización y, que el martes 3 se organizó, para los acompañantes, una excursión de jornada completa a las Rías Altas, con almuerzo en Cedeira, y visita a la fábrica de cerámica de Castro.

Finalmente, los días 5 y 6 se dedicaron a excursiones técnico-turísticas, post-Asamblea, visitándose algunas obras de Autopistas del Atlántico, el Puente de Rande y otros puentes del Tramo de Acceso a Vigo.

El jueves 5 se almorzó en Vigo y se pernoctó en La Toja. Y el día 6 se almorzó en Pontevedra, terminando la excursión, por la tarde, en Santiago de Compostela.

Para la organización de esta Asamblea se ha contado con la ayuda económica facilitada por el Consejo Superior de Investigaciones Científicas, el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, y la Dirección General de Minas e Industrias de la Construcción del Ministerio de Industria y Energía. Por otra parte, es preciso señalar que todos los actos sociales y visitas, fueron programados y subvencionados por diversas Entidades y Empresas locales. La Asociación agradece muy sinceramente, a todos ellos, su generosa colaboración.

Se está preparando una publicación especial en la cual se comentará detalladamente el desarrollo de estas reuniones y se recogerán los textos completos de todas las Comunicaciones presentadas en las Sesiones de Trabajo. Esta publicación se enviará, con carácter gratuito, a todos los participantes en la Asamblea, y se espera poder distribuirla durante los primeros meses del próximo año 1979.

XII Congreso de la Asociación Internacional de Abastecimiento de Agua

Durante los días 2 al 6 de Octubre pasados, tuvo lugar en Kyoto (Japón) el XII Congreso Internacional de la Asociación de Distribución de Agua Potable (I.W.S.A.).

En dicho Congreso por parte española se presentó una comunicación sobre Tuberías de gran diámetro titulada "Recent advances in design and manufacture of reinforced concrete pipes", recogiendo un resumen de las investigaciones realizadas dentro del seno de la Comisión de Tubos de Presión.

La comunicación fue presentada por D. Vicente Sánchez-Gálvez, nombrado a tal efecto por la Comisión, quien en breve analizó los logros conseguidos con las investigaciones realizadas en el campo del diseño y cálculo de tuberías de gran diámetro de hormigón armado y pretensado que se incluirán en la normativa que se está terminando de redactar, en el campo de la medida de la permeabilidad de tuberías de hormigón, de gran importancia para el estudio de la protección de las armaduras, en el campo de la protección de tuberías con resinas sintéticas y en el campo de la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado.

Información más detallada de estas investigaciones puede tenerse de publicaciones previas. Así, el estudio de la permeabilidad al agua de tubos de hormigón ha sido publicado en la monografía 344 del Instituto Eduardo Torroja de Septiembre de 1977 siendo sus autores Silvestre Vivó y Rafael Muñoz, el estudio de la protección de tuberías con resinas sintéticas se ha publicado en el núm. 296 de la revista Informes de la Construcción de Diciembre de 1977, siendo sus autores Francisco Soria y Manuel Olaya y finalmente la investigación sobre la corrosión bajo tensión de aceros de pretensado se ha publicado en los números 121 y 128 de la revista Hormigón y Acero del cuarto trimestre de 1976 y tercer trimestre de 1978 siendo sus autores Manuel Elices y Vicente Sánchez-Gálvez. Una versión en español de la comunicación se presentó asimismo en el pasado Congreso de ATEP en La Coruña por lo que el próximo número de Hormigón y Acero la publicará íntegra junto con las demás comunicaciones del Congreso de ATEP.

La presentación en Kyoto de la Comunicación suscitó un vivo debate interviniendo en la discusión el Dr. Gerhard Naber de Alemania que habló sobre problemas de pandeo de tuberías, Mr. Takahashi y Mr. Miyamoto de Japón que indicaron que en su país se utilizaban preferentemente la tubería de chapa de acero y presentaron nuevos métodos de cálculo frente a sismos, protección frente a la corrosión, etc..., Mr. Naf de Suiza que habló de la construcción de una tubería para suministro de agua a Zurich y Mr. McKee de Estados Unidos que indicó que en su país no existe un método unificado de cálculo de tuberías de hormigón y estudió las ventajas e inconvenientes de los distintos sistemas de prueba de tuberías, haciendo hincapié en que el método de presión equivalente puede romper un tubo en fábrica aún cuando éste se hubiera comportado perfectamente en obra. Finalmente, Mr.

Janson, de Suecia, y Mr. Gardiner de Gran Bretaña, hicieron algunas preguntas referentes a la Comunicación presentada. Mr. Janson preguntó si en el cálculo de la presión equivalente de los tubos se había tenido en cuenta el golpe de ariete y si se habían considerado las tensiones longitudinales. Habló de la no existencia de problemas de corrosión bajo tensión en tuberías pretensadas en Suecia y que las medidas de permeabilidad en tubos daban valores sensiblemente inferiores a los presentados en la Comunicación. Mr. Gardiner preguntó cuáles eran las ventajas del método de prueba de presión equivalente frente al método de tres apoyos e indicó que de acuerdo con un informe de unos consultores británicos las tuberías de hormigón de gran diámetro, en general no deberían apoyarse sobre cama granular.

En turno de réplica el ponente agradeció el interés despertado por la comunicación y contestó a Mr. Janson que efectivamente tanto el golpe de ariete como las tensiones longitudinales se incluían en el cálculo de la presión equivalente y que la no existencia de problemas de corrosión bajo tensión en Suecia no era garantía de que no pudieran aparecer en el futuro por lo que convenía seguir estudiando el problema para proteger eficazmente las tuberías de hormigón pretensado y a Mr. Gardiner que el método de prueba de la presión equivalente tenía ventajas económicas, ya que era más sencillo, y técnicas ya que ensaya todos los puntos del tubo frente al método de tres apoyos; y que estaba de acuerdo con el informe dado sobre camas granulares, que no se proponen como solución en la Comunicación sino que únicamente se citan a efectos de clasificación de tubos de cara al cálculo.

**PUENTE SOBRE EL RIO JUANAMBU (COLOMBIA)
AÑO 1974-1975**

<i>Propietario:</i>	<i>Dirección:</i>	<i>Proyecto:</i>	<i>Construcción:</i>
M.O.P. de Colombia	Augusto Ruiz Corredor	J.A. Torroja R. Chueca J.M. de Villar	ESTRUCTURAS PRETENSADAS LTDA. Pretensado: BARREDO

Esquema estático:	Pórtico continuo de tres vanos, con un tramo de acceso isostático.
Longitud total:	200,00 m.
Número de vanos:	4
Luces:	45,00 + 90,00 + 45,00 + 20,00 m
Anchura total:	8,90 m
Sección transversal:	Cajón unicelular
Canto:	Variable entre 1,82 y 4,82 m
Pretensado sobre pila:	74 tendones $6 \phi 1/2''$.
Pretensado inferior vano central:	30 tendones $6 \phi 1/2''$.
Pretensado inferior vanos laterales:	6 tendones $6 \phi 1/2''$.

GENERALIDADES:

El Ministerio de Obras Públicas de la República de Colombia convocó en 1972 un concurso de Proyecto y Construcción de un puente sobre el Río Juanambú, en el tramo de la carretera Panamericana entre las localidades de Pasto y Popayán y a unos 250 Km. de esta última. Se estudiaron y presentaron dos soluciones alternativas: La primera corresponde a la que luego se construyó y la segunda con luces de 45 + 100 + 55 m.; esta última era mejor desde el punto de vista estático, pero era un 7 por 100 más cara. El M.O.P. de Colombia se mostró muy interesado en estas soluciones, por ser la primera vez que en Colombia se construía puente de estas características y nos adjudicó el Concurso en 1973.

SOLUCION ESTRUCTURAL:

La altura de las pilas y su esbeltez han permitido ir a un esquema estático de pórtico continuo, evitando así los aparatos de apoyo centrales. El reparto de luces y la sección transversal son los típicos de la construcción por voladizos sucesivos. Las pilas principales tienen una sección en cajón unicelular de dimensión longitudinal constante de 3,00 m. y transversal variable entre 5,00 m y 8,45 m. Tienen una cimentación directa sobre la andesita, que aparece a 8 m. de profundidad.

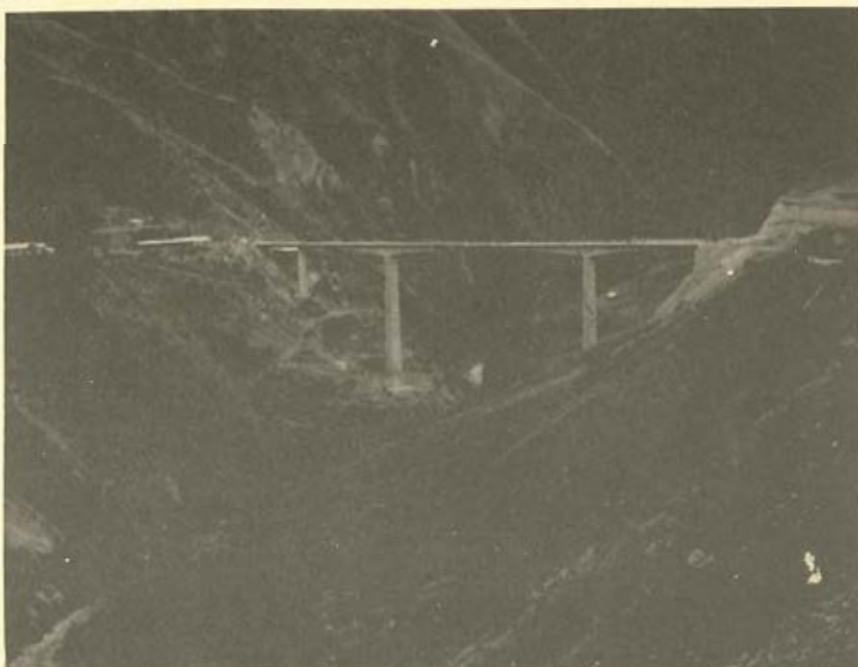
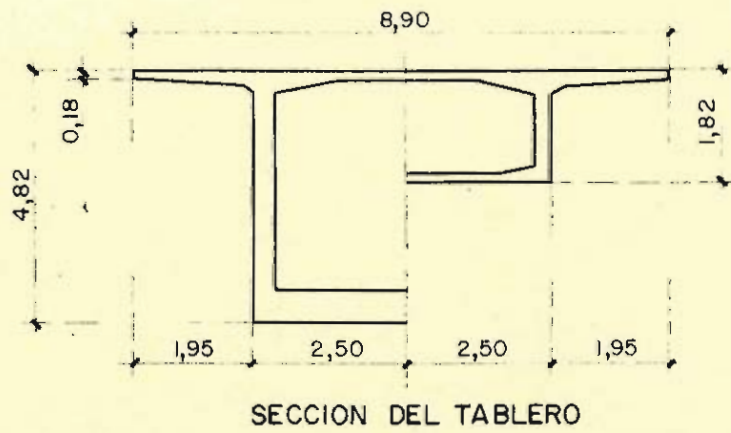
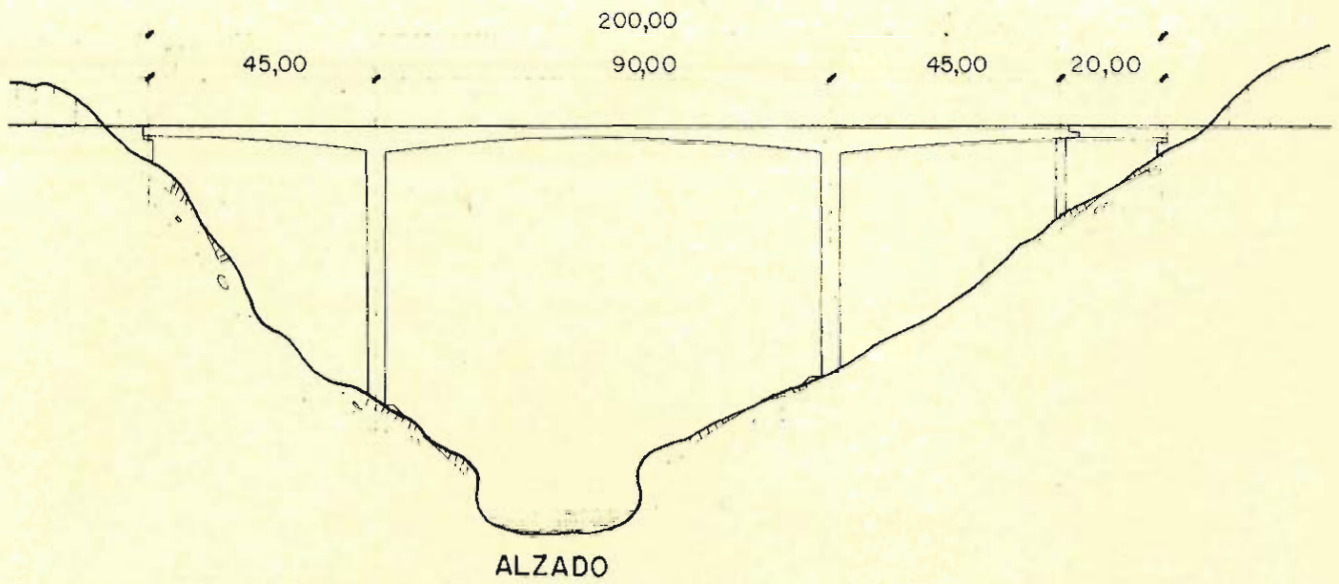
PROCESO CONSTRUCTIVO:

El tablero se inició construyendo una zona sobre pila de 10,00 m. de longitud sobre la que se montaron dos carros de avance FLORS con los que se hormigonaron 11 dovelas en el vano central y 11 dovelas en el lateral, todas ellas de 3,42 m. de longitud. Una vez completados los dos voladizos centrales, se hormigonó una dovela de cierre de 1,60 m.

El tramo de acceso isostático se hormigonó sobre cimbra.

MEDICIONES DEL TABLERO

HORMIGON fck = 325 Kp/cm ²		ARMADURA PASIVA fyk = 4.200 Kp/cm ²			ARMADURA ACTIVA fmáx. = 205 Kp/mm ²	
m ³	m ³ /m ²	Ton	Kg/m ³	Kg/m ²	Ton	Kg/m ²
1.122	0,63	214	191	110	37	23



**PUENTE DE ASCO SOBRE EL RIO EBRO
AÑO 1973-1974**

<i>Propietario:</i>	<i>Dirección:</i>	<i>Proyecto:</i>	<i>Construcción:</i>
Diputación Provincial de Tarragona	José M. ^a Alonso Biarge	J. A. Torroja R. Chueca J. M. de Villar	FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A. Pretensado: FREYSSINET

Esquema estático:	Viga continua.
Longitud total:	192,00 m
Número de vanos:	3
Luces:	48,00 + 96,00 + 48,00 m
Anchura total:	9,00 m
Sección transversal:	Cajón unicelular
Canto:	Variable entre 2,60 y 5,50 m
Pretensado sobre pilas:	42 tendones 12T13
Pretensado inferior vano central:	29 tendones 12T13
Pretensado inferior vanos laterales:	12 tendones 12T13

GENERALIDADES:

El puente de Ascó atraviesa el Río Ebro para unir las localidades de Ascó y Vinebre, a unos 80 Km de Tarragona y forma parte de la nueva carretera construida por la Diputación de Tarragona. Una vez adjudicada la obra del puente, y estando empezándose a desarrollar el proyecto, las empresas propietarias de la Central Nuclear de Ascó solicitaron a la Diputación que el puente fuese capaz de soportar el paso de las cargas excepcionales destinadas a la Central, consistentes en 600 Mp. repartidas en 45 m. Aunque a pesar de éstos se mantuvieron las luces inicialmente adoptadas, fue preciso aumentar las dimensiones transversales del tablero.

SOLUCION ESTRUCTURAL:

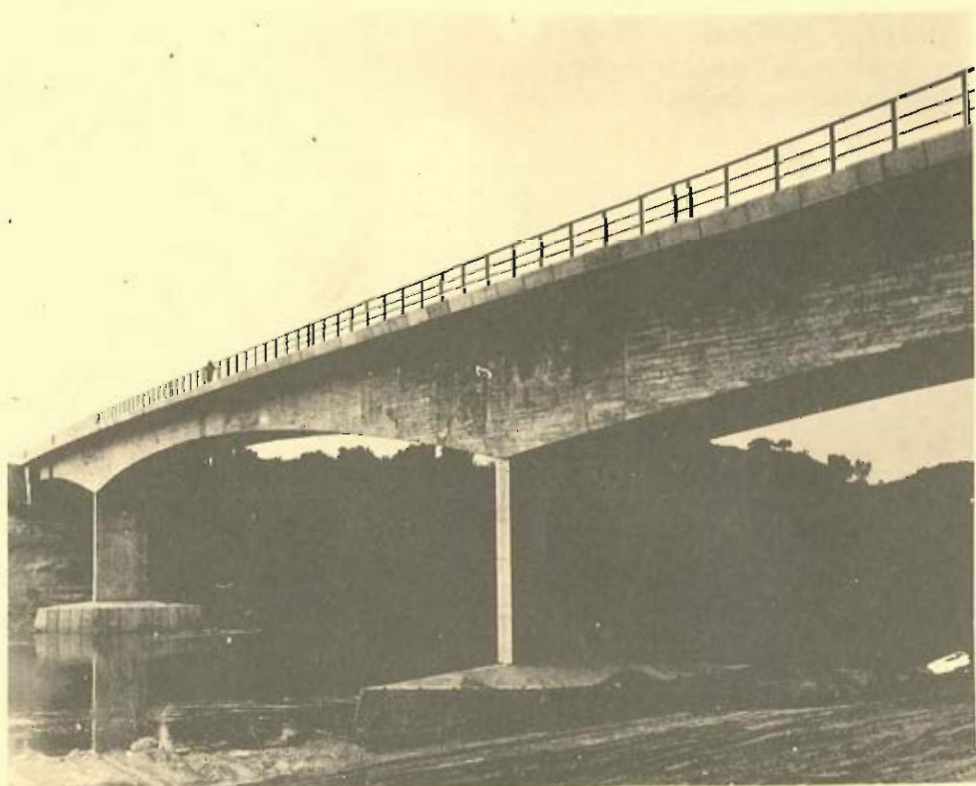
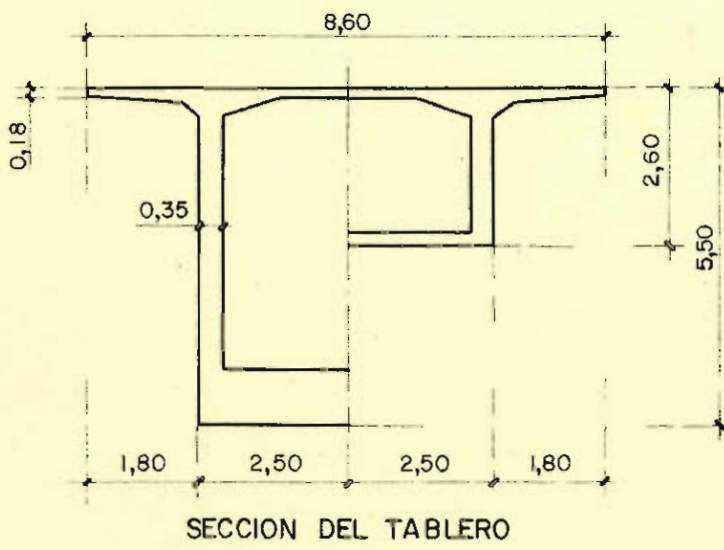
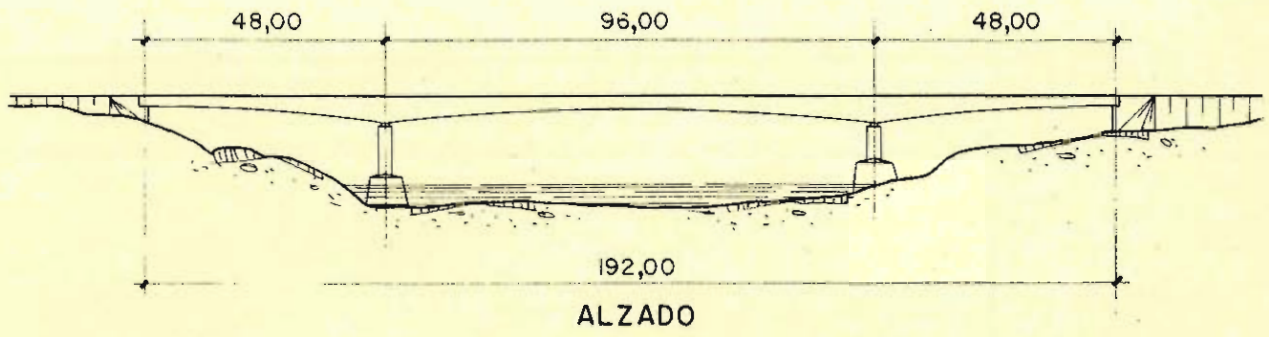
El esquema estático en viga continua y sus luces son típicos de la construcción por voladizos sucesivos. A pesar de la carga excepcional ha sido posible absorber las flexiones transversales y esfuerzos cortantes con armadura pasiva. Para evitar los costosos aparatos de apoyo, cada pila es una pantalla de hormigón con articulaciones plásticas en cada extremo. El tablero se fija sobre el estribo del lado Vinebre, que es del tipo "perdido". Cada pila se cimenta mediante seis pilotes ϕ 1,50 unidos por un encepado fuera del nivel normal del agua y recubierto posteriormente por unos faldones prefabricados.

PROCESO CONSTRUCTIVO:

El tablero se inició mediante la construcción de una zona sobre la pila de 10,60 m. de longitud sobre la que se montó un carro de avance Dywidag. Con dicho carro se hormigonaron a continuación 10 dovelas de 4,55 m correspondientes a medio carro central, al tiempo que se hormigonaban sobre cimbra 4 dovelas de 9,75 m. en el vano lateral. Una vez completados los dos voladizos centrales se hormigonó una dovela de cierre de 1,80 m.

MEDICIONES DEL TABLERO

HORMIGON fck = 350 Kp/cm ²		ARMADURA PASIVA fyk = 4.200 Kp/cm ²			ARMADURA ACTIVA fmáx. = 190 Kp/mm ²	
m ³	m ³ /m ²	Ton	Kg/m ³	Kg/m ²	Ton	Kg/m ²
1.308	0,76	139	106	80	58	34



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).



**asociación técnica
española del pretensado**