hormigón y ACERO

nº141

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ALOJAMIENTO Y TECNOLOGIA ¿INDUSTRALIZACION ABIERTA?

Julián Salas, Ing. Ind.

SUMARIO:

Prólogo Prof. G. Ciribini.

Introducción.

Capítulo 1.–La industrialización en las proclamas y manifiestos de arquitectura.

Capítulo 2.–¿Réquiem por la construcción industrializada?

Capítulo 3.–Algunos conceptos básicos.

Capítulo 4.–¿Proyecto tradicional, construcción industrializada?

Capítulo 5.–Componentes.

Capítulo 6.–La coordinación dimensional hoy.

Capítulo 7.–Flexibilidad, intercambiabilidad y catálogos.

Capítulo 8.–Industrialización, normativa y calidad.

Capítulo 9.–Reflexiones finales.

Bibliografía sobre industrialización abierta no reseñada en el texto.

La experiencia nacional en construcción industrializada en la última década, aunque no abundante, puede resultar paralizante. Como reacción, este trabajo trata de elaborar y ordenar la información que, pegado al terreno, se ha acumulado durante los sesenta.

Auscultando tendencias avanzadas en otros países y apoyándose en nuestra realidad cotidiana, el autor de este trabajo apuesta por la industrialización, presintiendo un futuro con pocos puntos en común con lo que en general, hasta bien reciente, se ha conocido como construcción industrializada.

Un volumen de 160 páginas, 109 figuras y 16 tablas. Tamaño 240 x 168 mm. Encuadernado en rústica. Precios: España, 1.200 ptas; extranjero, 24 $ USA.

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Serrano Galvache, s/n.
Teléf. (91) 202 04 40 (ext. 265).
MADRID - 33

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 **"Miembros Protectores"** 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).— Orense, 10. Madrid-20.
CAMARA' S.A.— Paseo de San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S.A.— J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
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.— Aribau, 185. Barcelona-21.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Avda. de América, 22. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.— Apartado 553, La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.— Biblioteca. Juan de Mena, 8. Madrid-14.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.— Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.— General Perón, 24. 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.— Ronda San Antonio María Claret, 12. Gerona.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.— Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.— Ministerio de O.P. y Urbanismo. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.— Orense, 70. Madrid-20.
INTEMAC.— Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.— General Mola, 103, 10º. Madrid-6.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S.A.— Apartado, 34. BENICARLO (Castellón).
NEXOR, S.A.— Dato, 18 - 1º. Vitoria.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.— Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.— Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S.A.— Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. SAN MARTIN DE CENTELLAS (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.— Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S.A.E. BBR.— Polígono Industrial Barcelonés. Calle Carrero Blanco, s/n. ABRERA (Barcelona).
S.A. ECHEVARRIA.— Apartado, 46. Bilbao-8.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).— Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.— Monturiol, 5. SANTA MARIA DE BARBARA (Barcelona).

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

hormigón y acero

nº. 141

4.º trimestre 1981

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	2.000,– ptas.	40,– dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	5.000,– ptas.	100,– dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	10.000,– ptas.	200,– dólares

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.

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - MADRID - 33

Depósito Legal: M-853-1958
Imprime: ACOR, S.A.- M. Hernández, 50 - MADRID
ISSN: 0439-5689

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

Ensayo de pilares a compresión centrada

MADRID

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

hormigón y acero

n. 141

índice

Pág.

591-1-34 **La segunda terminal del aeropuerto Charles De Gaulle, en Roissy-en-France.** 9
L'aérogare nº 2 de l'aéroport Charles De Gaulle à Roissy-en-France.
Terminal nº 2 of the Charles De Gaulle airport at Roissy-en-France.
R. Piñeiro.

591-2-162 **Estudios sobre tableros de puentes. Parte IV.— El tablero oblicuo.** 43
Etude sur les tabliers des ponts. 4ème Partie. Le tablier à biais.
Bridge deck studies. Part IV.— The skew deck.
J. Manterola Armisen.

591-4-10 **Coste mínimo de muros de hormigón armado para sostenimiento. Caso particular para muros de sostenimiento de granos.** 91
Coût minimun des murs en béton armé pour soutènement. Cas particulier des murs pour le soutènement des grains.
Minimun cost of reinforced concrete retaining walls. Special purpose wall for grain retaining.
F. Pérez García y J. Ayuso Muñoz.

685-0-10 **El ferrocemento: Una nueva posibilidad en los materiales de construcción.** 99
Le Ferciment: Une nouvelle possibilité pour les matériaux de construction.
Ferrocement: A new possibility for building materials.
L. Mª Ortega Basagoiti.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Noveno Congreso Internacional de la FIP

ESTOCOLMO 6 – 10 Junio 1982

En junio de 1982, durante cinco días (del 6 al 10) se reunirán en Estocolmo las más eminentes figuras mundiales, especialistas en la técnica del pretensado, con motivo de celebrarse el noveno Congreso de la F.I.P. (Federación Internacional del Pretensado). Tradicionalmente los Congresos de la F.I.P. atraen a un gran número de consultores, contratistas, fabricantes, así como técnicos dedicados a la investigación y la aplicación del pretensado, para poder conocer las más recientes realizaciones y nuevos proyectos y la planificación de futuras actividades. Estos congresos mundiales se celebran cada cuatro años. Durante estos períodos de tiempo las distintas comisiones de la F.I.P. llevan a cabo una labor muy activa que queda plasmada en los informes que se presentan en las sesiones técnicas del Congreso, donde también se exponen otros temas de interés tales como los proyectos de construcciones singulares.

Coincidiendo con el Congreso de la F.I.P. 82 se está organizando una exposición denominada "CONCRETE 82". En esta exposición los fabricantes de productos, de piezas o elementos de hormigón, los de maquinaria y materiales, los consultores y contratistas tendrán la oportunidad de mostrar las nuevas perspectivas que ofrecen las construcciones de hormigón.

La F.I.P. ha encomendado a la Asociación Sueca del Hormigón la organización de este congreso. El congreso y la exposición tendran lugar en la "Feria Internacional de Estocolmo", Estocolmo, Suecia. Los dos anteriores congresos tuvieron lugar en Nueva York (1974) y Londres (1978), respectivamente. Se espera que en 1982 el número de participantes sea aproximadamente el mismo que en los anteriores, es decir alrededor de 2.000.

Estocolmo resulta ser una ciudad cada vez más interesante para la celebración de un gran congreso y el mes de junio el de mayores posibilidades para una agradable y estimulante estancia de los visitantes que acudan al Congreso y a la Exposición. Además de las sesiones técnicas y de la exposición se ha programado un amplio número de actos sociales a los que pueden asistir los delegados, siendo uno de estos una regata de canoas de hormigón en Riddarfjärden, justamente en las inmediaciones del Ayuntamiento de Estocolmo.

También se han organizado diversos viajes post-Congreso a distintas zonas de especial interés turístico de Suecia y países limítrofes. En este programa se incluyen visitas a fiordos, plataformas marítimas, sol de media noche, saltos de agua, montaña, centrales nucleares, paisajes nórdicos, puentes, etc. En los trabajos de organización de todos estos acontecimientos colaborarán otras entidades afines a la Asociación Sueca del Hormigón.

Una información más detallada puede solicitarse a la Secretaría del Congreso, cuya dirección es F.I.P. 82, c/o Stockholm Convention Bureau, Jakobs Torg 3, S–111 Stockholm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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

AGROMAN, S.A.– Madrid.
ALBISA, S.A.– Algeciras (Cádiz).
ARIDOS LIGEROS, S.A.– Madrid.
AUTOPISTAS DEL ATLANTICO-CESA.– La Coruña.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.– Barcelona.
AUXINI, S.A.– Madrid.
AZMA, S.A.– Madrid.
BIGUETES, S.L.– Elche (Alicante).
BUTSEMS, S.A.– Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.– Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.– Mislata (Valencia).
CASTRO MATELO, V., S.A.– Sigueiro (La Coruña).
CATEDRA DE CONSTRUCCION II DE LA ESCUELA TECNICA DE INGENIEROS AGRONOMOS.– Córdoba.
CEMENTOS MOLINS, S.A.– Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.– Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.– Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS.– Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.– Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.– La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.– Gerona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ARAGON. SECCION BIBLIOTECA.– Zaragoza.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS. Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CATALUÑA.– Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. BIBLIOTECA.– Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.– Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.– Málaga.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.– Madrid.
CONTRUCCIONES LLABRES FELIU, S.A.– Palma de Mallorca (Baleares).
CONTROLEX.– Alicante.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.– Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.– Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.– Madrid.
CUMBRE MODULAR, S.A.– Barcelona.
DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO. MINISTERIO DEL EJERCITO.– Madrid.
DITECO, S.L.– Valencia.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.– Burgos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).– Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).– Madrid.
ENAGA, S.A.– Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.– Córdoba.
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.
FEDERACION NACIONAL DE ENTIDADES EMPRESARIALES DE DERIVADOS DEL CEMENTO (ANDECE).– Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.– Madrid.
FORJADOS DOL.– Esquivias (Toledo).
FORJAS Y ALAMBRES DEL CADAGUA.– Erandio (Bilbao).
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.
IBERTECNICA, S.A.– Madrid.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.– La Coruña.
INBADELCA, S.A.– Baracaldo (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 EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL. SECCION ASUNTOS GENERALES (SEAF-PPO).– Madrid.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.– Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS.– Valencia.
3ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION.– Bilbao.
5ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS.– Barcelona.
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 DE CARRETERAS Y GEOTECNIA JOSE LUIS ESCARIO.– Madrid.
LAING IBERICA, S.A.– Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.– Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).– Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.– Granollers (Barcelona).
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.– Madrid.
MATUBO, S.A.– Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.– Mollet del Vallés (Barcelona).
NUEVA CERAMICA CAMPO.– Lendo-Laracha (La Coruña).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.– Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

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 NAVARROS, S.A.– Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUSA, S.A.– Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.– Mutilva Baja (Navarra).
PREYPRESA.– Aranda de Duero (Burgos).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. HORTE.– Valladolid.
PROFESA.– Barcelona.
PROTEC, S.L.– Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.– Pinto (Madrid).
RENFE (Madrid).
RUBIERA, CENTRO TECNICO DE CALCULO, S.A. CETERSA.– Gijón (Oviedo).
SAINCE.– Madrid.
S.E.A.T. (BIBLIOTECA).– Barcelona.
SENER, S.A.– Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.– Barcelona.
SIKA, S.A.– Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.– Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.– Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.– Valencia.
SPANDECK CATALANA, S.A.– Barcelona.
SUBDIRECCION GENERAL DE EDIFICACION. SECCION DE NORMATIVA (MOPU).– Madrid.
SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA (MOPU).- Madrid.
TEJERIAS "LA COVADONGA".– Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.– Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.– Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).– Madrid.
TUBOS BORONDO.– Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. HEMEROTECA.– Valencia.
VALLEHERMOSO, S.A.– Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.– San Juan de Aznalfarache (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.– San Sebastián.
VIGAS REMARRO.– Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.A.– Oviedo.

EXTRANJERO

ASOCIACION DE FABRICANTES DE CEMENTO PORTLAND DEL URUGUAY.– Montevideo (Uruguay).
ASSOCIAÇAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.– Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES Buenos Aires (Argentina).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

BIBLIOTECA DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.– Lima (Perú).
BIBLIOTECA-UNIVERSIDAD CATOLICA.– Quito (Ecuador).
CEPIC, S.C.– Córdoba (Argentina).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.– Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES.– Buenos Aires (Argentina).
COPERCO.– Mendoza (Argentina).
FACULTAD DE ARQUITECTURA. UNIVERSIDAD DE VALPARAISO.– Valparaiso (Chile).
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS E INGENIERIA.– Rosario (Argentina).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.– Caracas (Venezuela).
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA. CENTRO DE INVESTIGACION DOCUMENTARIA.– Buenos Aires (Argentina).
INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS.– Sao Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.– Luanda (Rep. P. de Angola).
LIBRERIA LA PRENSA CATOLICA.– Quito (Ecuador).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.– La Plata. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
R.S.W. "PRASA-KSIAZKA-RUCH".– 00-958. Warszawa (Polonia).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.– Londres (Inglaterra).
SOCIEDAD HORMIGON ARMADO PRETENSADO (S.H.A.P., S.A.).– Pilar. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.– Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.– Santiago de los Caballeros (República Dominicana).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. BIBLIOTECA.– Mayaguez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTAMARIA.– Valparaiso (Chile).

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La segunda terminal del aeropuerto Charles De Gaulle, en Roissy-en-France*

SINOPSIS

Después de una breve exposición de los motivos que justifican la construcción de esta nueva terminal del aeropuerto Charles De Gaulle, se indican los principios fundamentales adoptados para el proyecto y la construcción de esta obra, realmente singular, por su concepción y características.

A continuación, se describen con detalle las estructuras de los diferentes edificios y obras de ingeniería civil construídas. Destacan, por su originalidad, los cajones utilizados en la cubierta de la terminal

En todas las obras se ha hecho amplio uso de la prefabricación y el pretensado; lo que ha permitido reducir sensiblemente los plazos de ejecución, con el consiguiente beneficio económico.

PREAMBULO

Con motivo de la reunión celebrada en París, en abril de 1980, por el Consejo Administrativo de la F.I.P., se organizó una visita a las obras de construcción de la nueva terminal núm. 2 del Aeropuerto Charles De Gaulle, en Roissy-en-France.

La originalidad de la solución adoptada para la construcción de esta terminal, nos hizo pensar en que podría resultar interesante para nuestros Asociados incluir, en uno de los números de nuestra Revista "Hormigón y Acero", una descripción de esta singular aplicación de la prefabricación y el pretensado. En consecuencia, hicimos las oportunas gestiones cerca de la Dirección del Organismo "Aeropuerto de París" para conseguir la documentación necesaria para la preparación de este trabajo, así como la preceptiva autorización para su publicación.

---

* Los clichés de todas las figuras que ilustran este artículo son propiedad de "Chantiers de France".

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Nuestras gestiones resultaron totalmente satisfactorias, gracias a la extraordinaria amabilidad de la mencionada Dirección de "Aeropuerto de París", que nos puso en contacto con el Director de la Revista "Chantiers de France" que fue el que nos facilitó el texto y los grabados que necesitábamos.

De esta forma, se ha podido redactar el trabajo que a continuación se incluye y que es una traducción parcial del artículo publicado en el núm. 120 (mayo 1979) de la revista "Chantiers de France", a la cual corresponden también las fotografías y los grabados que lo ilustran, salvo indicación en contrario.

Y no queremos terminar este preámbulo sin hacer constar expresamente nuestro más sincero agradecimiento por la deferencia que para nosotros han tenido, tanto Mr. Brot, de la Dirección General de "Aeropuerto de París" como Mr. Monnet, Director de la Revista "Chantiers de France".

R. Piñero

INTRODUCCION

Inicialmente se había previsto iniciar las obras de la segunda terminal del aeropuerto Charles de Gaulle, en Roissy-en-France, cuando entrasen en servicio (el 13 de marzo de 1974) las instalaciones de la primera fase del aeropuerto de Roissy. En esta primera fase se incluían, entre otras instalaciones de menor importancia, la terminal núm. 1 y una pista con

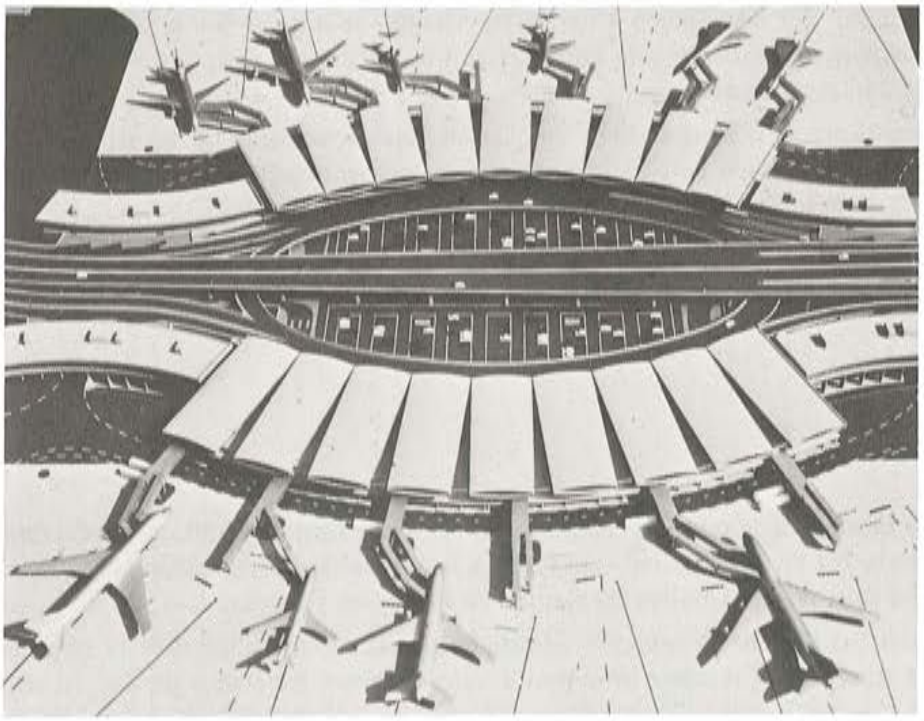


Figura 1.– Maqueta del primer módulo de la terminal núm. 2. (Foto Aéroport de París).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

sus vías de acceso. En 1971, el Organismo "Aeropuerto de París" había ya realizado los primeros estudios y contratado los trabajos de explanación y de construcción de las cimentaciones profundas, dentro de un programa de inversiones cuya obra principal consistía en una segunda pista, de 2.700 m de longitud inicial, paralela a la pista núm. 1 pero situada en la zona sur de los terrenos destinados al aeropuerto.

En la primavera de 1974, la crisis económica mundial, agudizada por las restricciones impuestas por los países productores de petróleo en los suministros de hidrocarburos, dió lugar a una sensible paralización en el desarrollo del tráfico aéreo. En estas circunstancias y contando con la capacidad de la primera terminal de Roissy, estimada en 10.000.000 de pasajeros por año, y la actividad de las dos terminales del Aeropuerto de Orly y del de Le Bourget, se estimó que se podía retrasar algunos años una inversión de la importancia de la prevista, cuya inmediata rentabilidad no parecía evidente. En consecuencia, los trabajos de obra gruesa, para los cuales ya habían sido designadas las empresas adjudicatarias, no llegaron a iniciarse y el 28 de febrero de 1975 se anularon los contratos correspondientes.

En el curso de estos últimos cinco años, los transportes aéreos han experimentado una cierta reactivación y, para "Aeropuerto de París", la media del aumento del tráfico ha sido de + 6,76 por 100. Debe tenerse en cuenta que, en relación con el tráfico actualmente atendido por "Aeropuerto de París", un aumento del 10 por 100 supone, aproximadamente, un tráfico suplementario de 2,5 millones de pasajeros por año. El aeropuerto de Orly ha recuperado un movimiento de pasajeros igual al del año 1973 que precedió a la apertura de Roissy, o sea, 14 millones de pasajeros/año; y la terminal núm. 1 del aeropuerto Charles De Gaulle, funcionó a plena capacidad durante 1979, previéndose que la saturación de sus instalaciones se produciría en 1980.

En estas condiciones, se hacía necesario reiniciar el programa de construcción de la segunda terminal del aeropuerto Charles De Gaulle, con la idea de ir poniéndola en servicio, de un modo progresivo, de acuerdo con el ritmo de aumento del tráfico, a partir de la primavera de 1981. Por consiguiente, se reemprendieron y acondicionaron las explanaciones iniciadas en 1971/1972 y las obras de cimentación profunda ejecutadas en 1973/1974 antes de la suspensión provocada por la crisis ya citada. Estos trabajos se realizaron entre junio de 1977 y mayo de 1978; y el 1 de junio de 1978 se inició de nuevo la construcción de la terminal núm. 2.

UNA CONCEPCION MODULAR, ADAPTADA A LA EVOLUCION DEL TRAFICO

Esta segunda terminal, situada en la parte central del aeropuerto, entre la estación ferroviaria "Roissy-Rail" y la pista núm. 2, es del tipo de "desconcentración lineal", una concepción modular totalmente distinta de la adoptada en la primera terminal y cuya característica fundamental consiste en poder adaptar con gran precisión la realización de los sucesivos módulos a la evolución en el tiempo experimentada por el tráfico.

Estará constituída por una serie de anillos ovalados, cada uno de los cuales comprende dos módulos de tráfico, dispuestos simétricamente respecto al eje vial que, en la fase final, pondrá en comunicación los cuatro anillos (es decir, ocho módulos) que formarán esta segunda terminal. La capacidad de cada módulo es del orden de los cinco millones de pasajeros por año, volumen que corresponde a un incremento del 20 por 100 del tráfico anual que atiende en la actualidad "Aeropuerto de París".

Para el estudio de la ampliación de sus instalaciones, "Aeropuerto de París" ha adoptado el criterio de que dichas instalaciones tenían que ser capaces de absorber un tráfico de 30

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

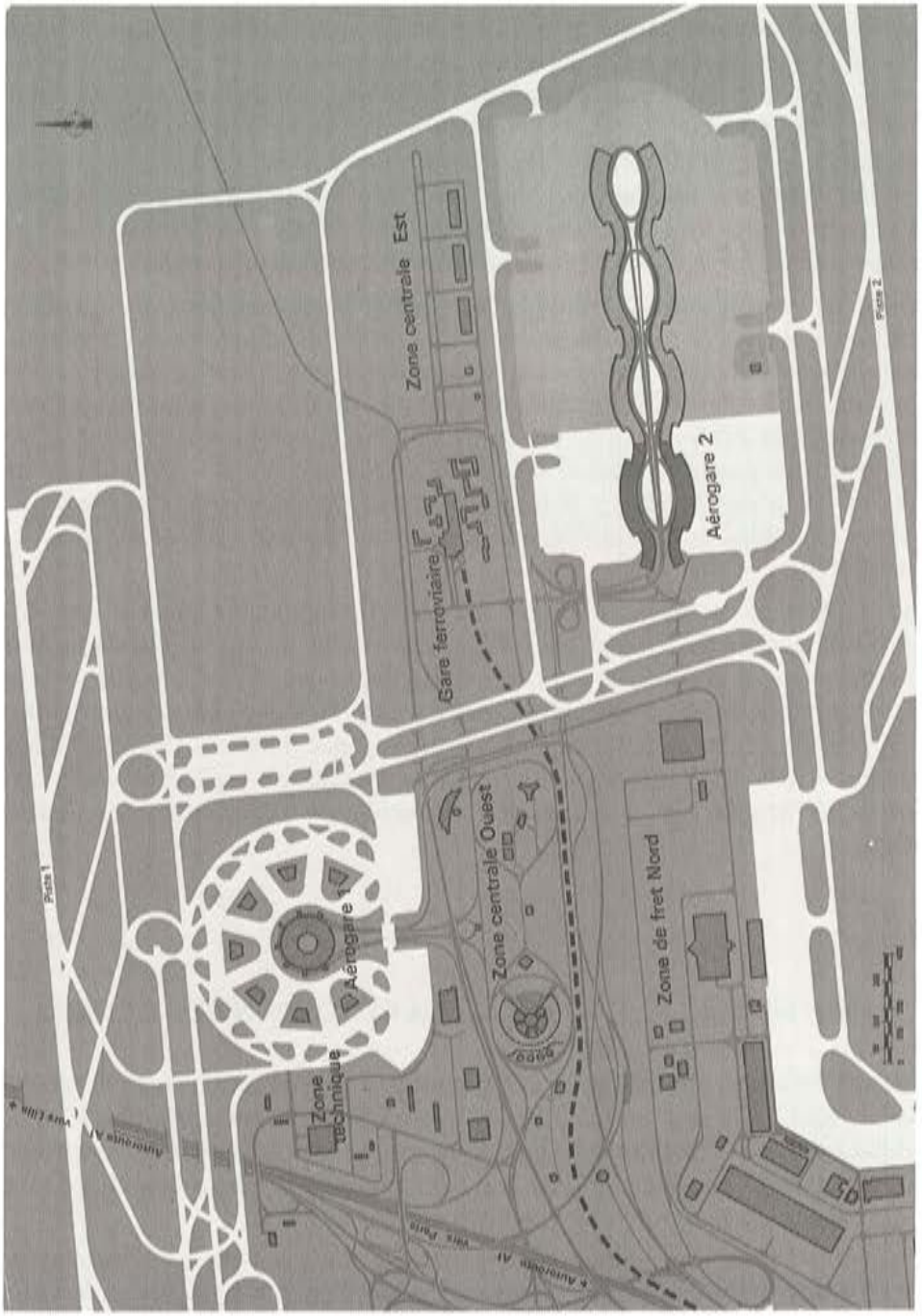


Figura 2.– Plano de situación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

millones de pasajeros por año. Según ya se ha indicado, el primer anillo de la segunda terminal proporcionará una capacidad suplementaria de 10 millones de pasajeros por año. Por consiguiente, contando con la saturación a finales de 1979 de las terminales actualmente en servicio (Orly: 14 millones de pasajeros/año; primera terminal Charles De Gaulle: 10 millones de pasajeros/año) sólo se requiere, para alcanzar la citada capacidad de 30 millones de pasajeros/año tomada como base de los estudios realizados, la construcción de un módulo de la segunda terminal, ya que con su posibilidad de acoger a 5 millones de pasajeros/año representa, al ritmo actual de crecimiento, el aumento previsto para un plazo de dos años.

El calendario del programa cuya realización está actualmente comprometida, prevé la puesta en servicio progresiva de tres módulos, en el plazo comprendido entre 1980 y la primavera de 1983, al ritmo de un módulo por año empezando a contar desde la primavera de 1981, con arreglo al siguiente detalle:

- Primavera de 1981.- Apertura de una parte del primer módulo, con una capacidad de tráfico de 2,5 millones de pasajeros.
- Primavera de 1982.- Terminación del primer módulo y apertura del segundo.
- Primavera de 1983.- Apertura del tercer módulo.

Los dos primeros módulos de esta segunda terminal se destinarán al tráfico de la Compañía Air France y de las Compañías extranjeras a ella asociadas, así como a facilitar el tránsito entre los vuelos nacionales e internacionales servidos por Air France y Air-Inter. En una primera fase, cuando entre en servicio en 1981 el primer módulo, se utilizará también para acoger a los pasajeros de Air France y de la British Airways con destino a Inglaterra.

El importe total del conjunto de las obras, que comprende los tres módulos, las zonas de aparcamiento, las vías de acceso, las áreas de estacionamiento de los aviones y las redes de servicios, se estima en 1.433 millones de francos, sin contar las T.V.A. (en francos de 1980).

ESQUEMA FUNCIONAL

Tanto el proyecto como los estudios de explotación de la terminal, han sido realizados por "Aeropuerto de París", en muy estrecha colaboración con la Compañía Air France (principal usuario de los dos primeros módulos), con el objeto de conseguir una gestión económica y una satisfactoria calidad en el servicio a los pasajeros.

Desde el punto de vista funcional, los módulos que constituyen los anillos de la terminal se construyen rodeando un eje vial dispuesto a 12,50 m sobre la planta baja. Dicho eje, que está formado por un viaducto de 2 x 2 carriles, enlazará sucesivamente con los cuatro anillos destinados al tráfico de pasajeros, mediante bucles que darán acceso a la segunda planta de los módulos, situada a la cota + 5,20.

En el centro de cada anillo oval y en semi-sótano, se encuentran las áreas de estacionamiento de vehículos, que cuentan con un número de plantas variables según el módulo de tráfico del que se trate, en función del destino de dicho tráfico y del número de pasajeros previstos. Para el primer anillo, el aparcamiento dispondrá de cuatro plantas, con una capacidad total de 5.000 plazas. Para los demás anillos, el número de plantas se fijará posteriormente en función de las necesidades previsibles.

No obstante, el principio funcional de los diferentes anillos está ya perfectamente establecido: una red vial constituída por un eje radial y bucles de acceso a los edificios de los módulos de tráfico. Estos módulos tendrán, en general, planta en forma de sector de corona circular, de 221 m de radio interior, que se mantendrá siempre sensiblemente igual. Sin em-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

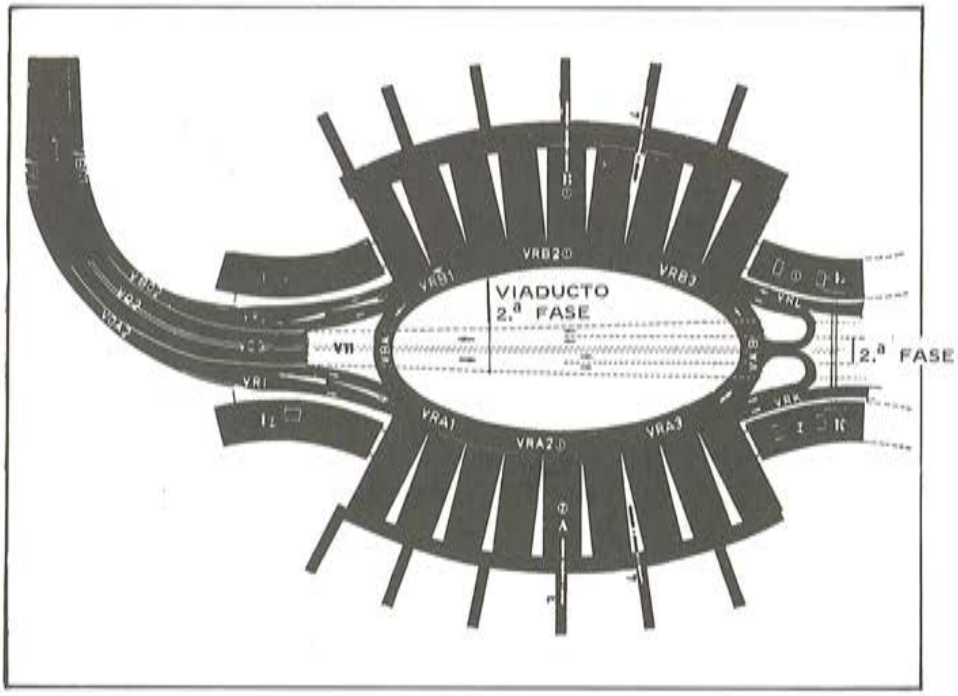


Figura 3.– Esquema de la concepción modular de un anillo

bargo, podrá variar la anchura del módulo; y también podrá ser distinta su distribución interior, según su funcionamiento y la concepción estructural de cada uno.

El primer anillo, actualmente en construcción, se inscribe en un rectángulo de 385 m de longitud y 280 m de anchura. Constituye un conjunto bastante compacto de edificios de relativamente poca altura, con un pequeño número de plantas, y cuya característica arquitectónica más destacada es la de cubrir un gran espacio. Comprende:

- La red viaria.
- El parque de estacionamiento de vhículos.
- Dos módulos para el tráfico de pasajeros (el A, al sur, y el B, al norte).
- Dos módulos de entrada (el I, al sur, y el J, al norte), y
- Dos módulos de comunicación (K, al sur, y L, al norte), con vistas a la posterior fase de ampliación mediante la construcción de un segundo anillo constituído por los módulos de tráfico C y D.

LOS MODULOS DE TRAFICO A y B

Como en todos los modernos aeropuertos, el nivel de tráfico de pasajeros se encuentra situado a una altura de unos 5 m por encima del nivel de las zonas de estacionamiento de los aviones, que es el que se toma como cota 0,00 de referencia, para el conjunto de las obras. Con el objeto de conseguir en esta planta de tráfico (+ 5,20 m) una gran facilidad de movimiento y las máximas posibilidades de acomodación de su distribución interior a las necesidades funcionales, los arquitectos de "Aeropuerto de París" han creado una gran plataforma, libre de todo obstáculo, excepto los pilares sobre los que se apoya la cubierta. Esta cubierta está constituída por nueve cajones horizontales, de sección vertical elíptica, de

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

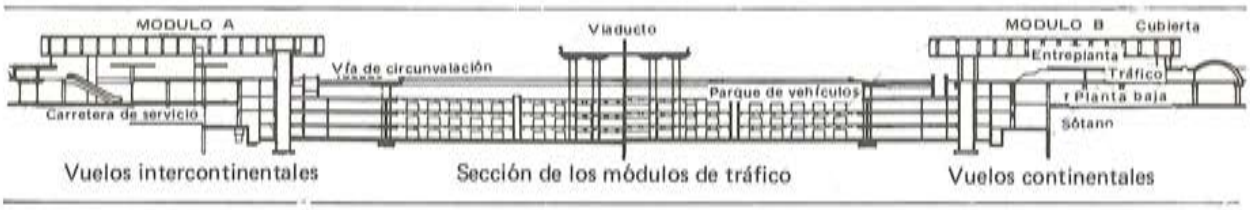


Figura 4.– Sección por los módulos de tráfico. (A y B).

4,10 m de altura en la clave de la cúpula, y una anchura de 23,14 m. Su longitud es de 56,40 m en el módulo B y de 63,66 m en el A. Los ejes longitudinales de estos nueve cajones van dispuestos siguiendo la dirección de los radios de la curva que describe el módulo; y la unión entre los distintos cajones se realiza mediante zonas trapezoidales. La longitud media del sector de corona que así se cubre es del orden de los 250 m.

Cada cajón se apoya sobre cuatro pilares. La distancia transversal entre las filas exterior e interior de los pilares es de 40,30 m y la distancia entre ejes de los dos pilares de una misma fila, de 11,90 m. La superficie inferior del cajón deja una altura libre, mínima, de 5,40 m con respecto al forjado inferior de la planta de tráfico.

Economía de la solución adoptada

La principal originalidad de la concepción estructural de los módulos de tráfico la constituye, precisamente, este tipo de cubierta en cajón. Al adoptar esta solución los arquitectos han intentado resolver simultáneamente diversos problemas.

Por una parte, y según se acaba de exponer, se ha conseguido obtener, al nivel de las plantas destinadas al tráfico de pasajeros, amplios espacios libres que se prestan fácilmente a cualquier distribución interior y a su posterior modificación, sin entorpecimientos a causa de la existencia de una gran densidad de elementos estructurales. Por otra parte, ofrece interesantes posibilidades para la colocación de los equipos de acondicionamiento de aire, iluminación y megafonía.

En un aeropuerto, frecuentemente, los equipos de ventilación plantean problemas difíciles de resolver, como consecuencia del gran número de conductos de aspiración, ventilación y transporte de aire que exigen.

Se intenta, generalmente, situarlos en la parte superior de los edificios, con el objetivo de simplificar al máximo la red de conducciones. En los módulos de la terminal núm. 2, también los arquitectos de la Dirección de Instalaciones de "Aeropuerto de París", decidieron que la cubierta constituyese una "planta técnica"; y una vez adoptada esta idea, la ampliaron con una nueva condición: que fuese visitable en su totalidad. Y así, en el gran espacio libre que, en el interior de los cajones, forma la estructura nervada, en hormigón ligero pretensado, utilizada en su construción, se han podido disponer salas técnicas, de una anchura útil de más de 10 m, con una altura libre, por debajo del borde inferior de los nervios, comprendida entre 3 y 2,10 m, y cuya longitud, con una diferencia de unos pocos metros, es la misma del cajón. Esta solución ha permitido instalar en dichas salas todos los aparatos de aspiración, y de tratamiento e inyección de aire; las conducciones eléctricas; los focos de iluminación, y los difusores de megafonía. Todos ellos desembocan directamente en el techo

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

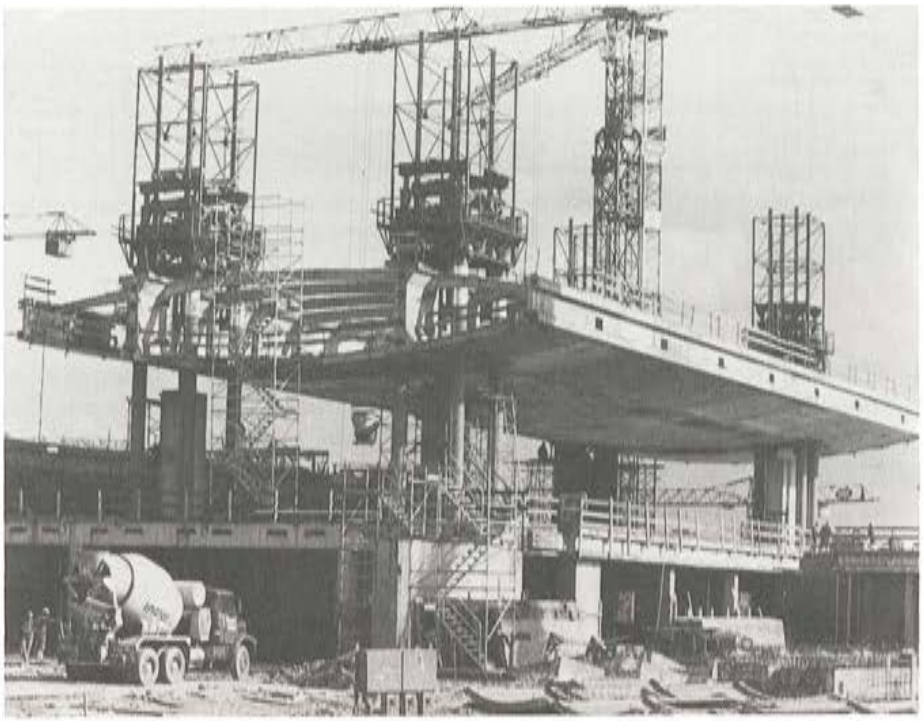


Figura 5.– Elevación del primer cajón de la cubierta del módulo de tráfico B. Puede observarse la magnitud de la luz entre pilares. (Foto Aèroport de París).

de las salas de tráfico, a través de aberturas dispuestas en la lámina que constituye el forjado inferior de los cajones.

De esta forma, en las salas de tráfico de pasajeros no aparece ninguna de las conducciones necesarias para los servicios de acondicionamiento, iluminación, etc., y podrá adoptarse, con entera libertad, la distribución de espacios que se considere más adecuada. Pero, además, al quedar concentradas todas las conducciones por encima del "techo", su conservación y reparación podrá realizarse directamente desde la "planta técnica"; y en ningún caso los equipos de conservación y los andamios necesarios para las reparaciones, entorpecerán el tráfico en las salas de pasajeros.

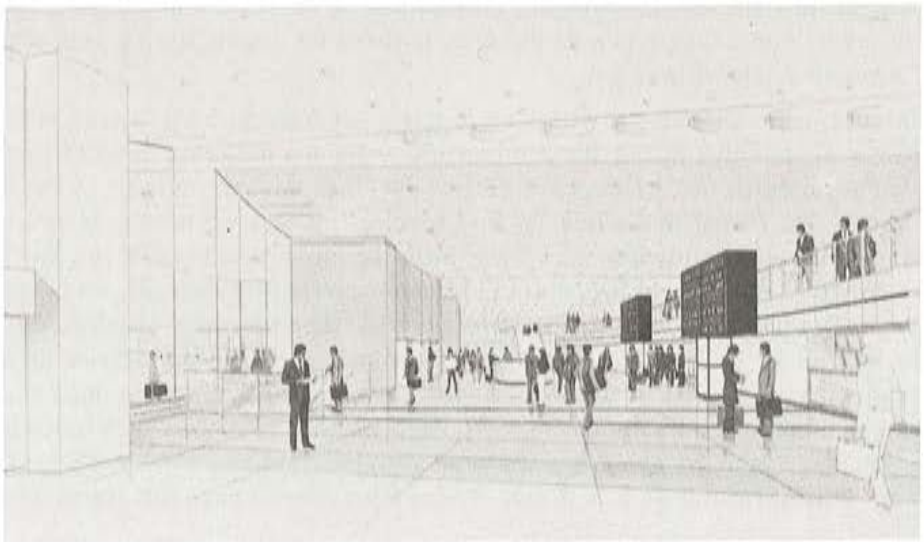


Figura.6.– Módulo de tráfico de los vuelos intercontinentales. Anteproyecto del vestíbulo público.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Finalmente, como se comentará más adelante en el apartado dedicado a la construcción de la estructura, el proyecto de los cajones de la cubierta y los métodos utilizados para su construcción y puesta en obra, han permitido reducir sensiblemente los plazos de ejecución de los módulos, lo que constituye un factor importante, digno de tenerse en cuenta.

Para "Aeropuerto de París", como para todo inversor, la construcción de una terminal constituye un reto que no deja de tener sus riesgos, ya que supone una inversión enormemente costosa. El reto consiste en adivinar cuál será el volumen del tráfico en el momento de la entrada en servicio de las instalaciones. Un retraso, aunque sólo sea de un año, con respecto a las previsiones hechas, se traducirá en un aumento considerable de la carga económica que representa el importe de los intereses correspondientes al capital invertido y no recuperado.

Se comprende, por consiguiente, que reducir los plazos de ejecución de la obra, utilizando para ello los adecuados medios técnicos, supone aumentar las probabilidades de ver confirmadas las conclusiones deducidas de los estudios de prospección efectuados con el objeto de definir las características que debe reunir la obra para cumplir la función a que se destina.

A este respecto, poder montar las centrales de ventilación durante las primeras fases de ejecución de la estructura, sin tener que esperar a que se concluya la obra, constituye un importante factor de economía. Siguiendo los procesos tradicionales de construcción, para poder iniciar el montaje de las instalaciones es preciso, generalmente, que en los locales correspondientes las condiciones climáticas sean las adecuadas; lo que significa que debe encontarse ya cubierto y cerrado el edificio.

Con la solución adoptada en el caso que nos ocupa, como se verá más adelante, los cajones son independientes unos de otros y del conjunto estructural; por lo que el montaje de las instalaciones puede iniciarse en cuanto cada uno de los cajones queda colocado en su posición definitiva, es decir, a medida que se avanza en la construcción del módulo.

Por todo ello (y ésta fué la tercera de las premisas adoptadas en el planteamiento del proyecto) la solución elegida debía permitir la construcción de la cubierta lo más pronto posible. Se previó incluso construirla antes que el resto de la estructura, con el objeto de reducir aún más los plazos y poder iniciar cuanto antes el montaje de los equipos de ventilación. El estudio correspondiente se realizó durante los años 1971-1972, con la colaboración de algunas de las principales empresas francesas, a las cuales se les consultó sobre las posibles variantes utilizables. Como resultado se llegó a la solución adoptada, consistente en una cubierta a base de cajones construídos in situ sobre la solera de la planta destinada al tráfico de pasajeros. Estos cajones se elevan después hasta el nivel de su ubicación definitiva y, a continuación, se construyen por debajo de ellos los pilares que habrán de soportarlos. De esta forma, el montaje de las instalaciones en el interior de los cajones puede realizarse al mismo tiempo que se construyen las fachadas de cerramiento de las salas de tráfico de pasajeros.

Gracias a esta concepción estructural y a esta planificación de las distintas fases constructivas, ha sido posible conseguir que, habiéndose iniciado la construcción de la estructura propiamente dicha en mayo de 1978, entre en servicio la terminal a principios de 1981; lo que supone una reducción de más de un año en relación con el tiempo invertido en la construcción de la terminal núm. 1 del aeropuerto Charles De Gaulle, en Roissy.

Otras zonas del módulo de tráfico

El módulo de tráfico se prolonga, fuera de la parte cubierta por los cajones, mediante una zona que se extiende, por el lado de las pistas, bordeando las áreas de tráfico de pasajeros. En ella se disponen las salas de embarque y las de espera. En el módulo B, destinado a

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

los pasajeros de los vuelos de recorrido medio (o vuelos continentales), las salas de embarque, de 13 m de anchura aproximadamente, con cubierta en forma de bóveda semicilíndrica, y de 4,12 m de altura en clave, enlazarán con las salas de tráfico mediante galerías en túnel, de 2,40 m de alto. En el módulo A, destinado a los pasajeros de los vuelos de largo recorrido

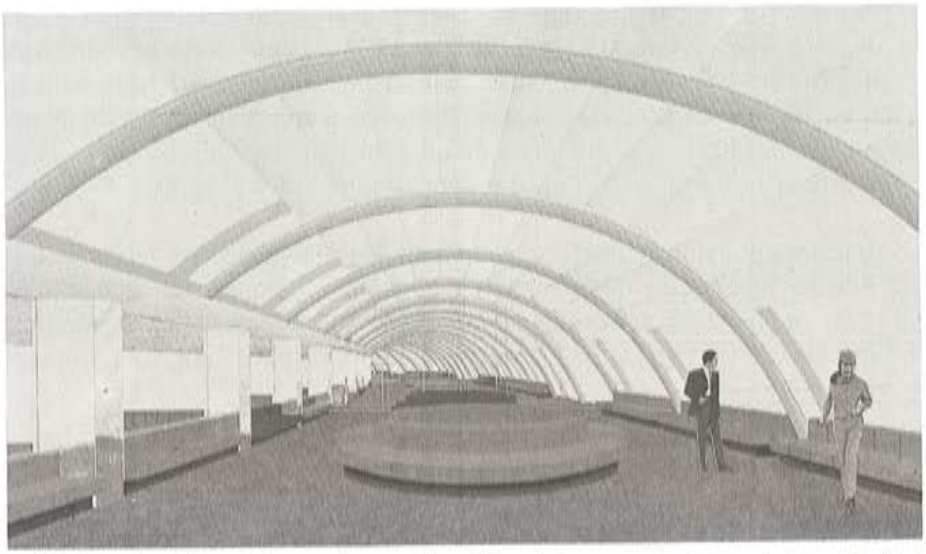


Figura 7.– Módulo de tráfico de los vuelos continentales. Anteproyecto de una de las salas de embarque.

(o vuelos internacionales), las salas de espera estarán situadas en parte bajo los cajones de la cubierta; y la zona de embarque consistirá en un corredor circular, de 6 m de anchura, del que parten los pasillos de aproximación y las pasarelas telescópicas, de acceso a los aviones.

En las áreas de tráfico de pasajeros existen, en los módulos, unas entreplantas situadas a la cota + 8,20 m, que se extienden por toda la zona cubierta por los tres cajones centrales. Estas entreplantas están abiertas al público y van situadas encima de las zonas de "llegada".

Por debajo de la planta de tráfico de pasajeros, que es la planta funcional de la terminal, el edificio comprende dos estructuras distintas, separadas por una junta de dilatación:

- Una zona de unos 44 m de anchura, que sobresale 18 m de la fila de pilares exteriores de la cubierta. Esta zona se encuentra situada al nivel de las pistas de estacionamiento de los aviones y se destina a albergar las instalaciones de clasificación y distribución de equipajes, y a locales de servicio.
- Una zona que comprende un sótano situado al nivel –5,50 m, recorrido por una vía de circulación y que cuenta con locales de reserva y de servicio. Esta zona, en la que algunas veces existen plantas intermedias, está limitada, en el borde interior del módulo, por una pantalla que la separa de las plantas del parque de estacionamiento de vehículos.

Estructura de los módulos de tráfico

La estructura de los módulos de tráfico es muy simple. Está constituída por vigas longitudinales de hormigón armado, construídas in situ, situadas a distancias de 8 m entre ejes y que se apoyan sobre pilares, también de hormigón armado, dispuestos según una retícula que se combina con la que forman los pilares que soportan los cajones de la cubierta.

Sobre estas vigas longitudinales descansan viguetas transversales, que son de hormigón en las plantas inferiores, y metálicas (IP de 330) con una losa superior de hormigón, en el forjado de la planta de tráfico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La estructura mixta de este último forjado ha sido proyectada teniendo en cuenta la necesidad, ya apuntada anteriormente, de conseguir una gran libertad para poder adaptar los edificios a posteriores distribuciones diferentes de las actuales. Por un lado, la estructura a base de viguetas metálicas permite modificar, sin demasiadas dificultades, los sistemas de distribución de los equipajes cuya clasificación se efectúa al nivel de la planta baja, o la colocación de las cintas transportadoras que trasladan dichos equipajes de una planta a otra. Por otro lado, mediante un detenido estudio de la óptima distancia transversal entre viguetas, se ha logrado una retícula que se adapta sistemáticamente a la anchura precisa para poder dar paso a las nuevas cintas transportadoras que sea necesario instalar, de acuerdo con las exigencias del tráfico. Es decir, que para poder colocar una nueva cinta, bastará siempre suprimir un número entero de viguetas metálicas en el lugar que haga falta.

Esta precaución es indispensable. En efecto, y según ha podido comprobarse, en las terminales de los aeropuertos los sistemas utilizados para el traslado de equipajes, en un plazo máximo de 10 años resultan anticuados y es necesario renovarlos para ajustarlos a los últimos avances de la técnica. Por consiguiente, al proyectar la estructura debe procurarse que en ningún caso llegue a constituir ésta un elemento perturbador para la fácil instalación de los nuevos sistemas que puedan surgir.

LOS MODULOS DE ENTRADA Y COMUNICACION

Se trata de pequeños edificios situados, respectivamente, al oeste y al este de los módulos de tráfico, adyacentes a los ramales de enlace del viaducto central con la vía de circunvalación que sirve de acceso a dichos módulos de tráfico.

Tanto los módulos de entrada como los de comunicación tienen 22 m de anchura. La longitud de los primeros es de 95 m y la de los segundos de 70 m. La longitud total de estos últimos, una vez construído el módulo correspondiente al segundo anillo será, como es lógico, el doble de la citada, o sea 140 m.

Cada módulo comprende:

- Un sótano situado a la cota –4,50 m, destinado a locales de reserva a los que se accede a través de un andén situado en la vía de servicio.
- Una planta baja, situada a la cota 0,00 destinada a despachos (aduana, policía, compañías aéreas, etc.), y servicios médicos y sociales.
- Una planta situada al nivel de la de "tráfico", a la cota + 5,20 m, en la que se encuentran restaurantes y galerías comerciales (incluídos los comercios libres de tasas) reservados al público y pasajeros. En ella se disponen también las oficinas de los servicios de correos y telecomunicación.
- Una terraza, situada a la cota + 9,30, a la que puede acceder el público mediante escaleras que parten de los módulos de comunicación al nivel de la planta de tráfico.

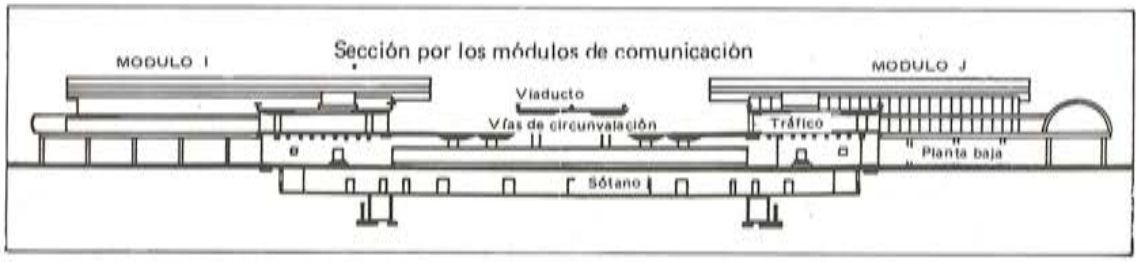


Figura 8.– Sección por los módulos de comunicación. (I y J).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

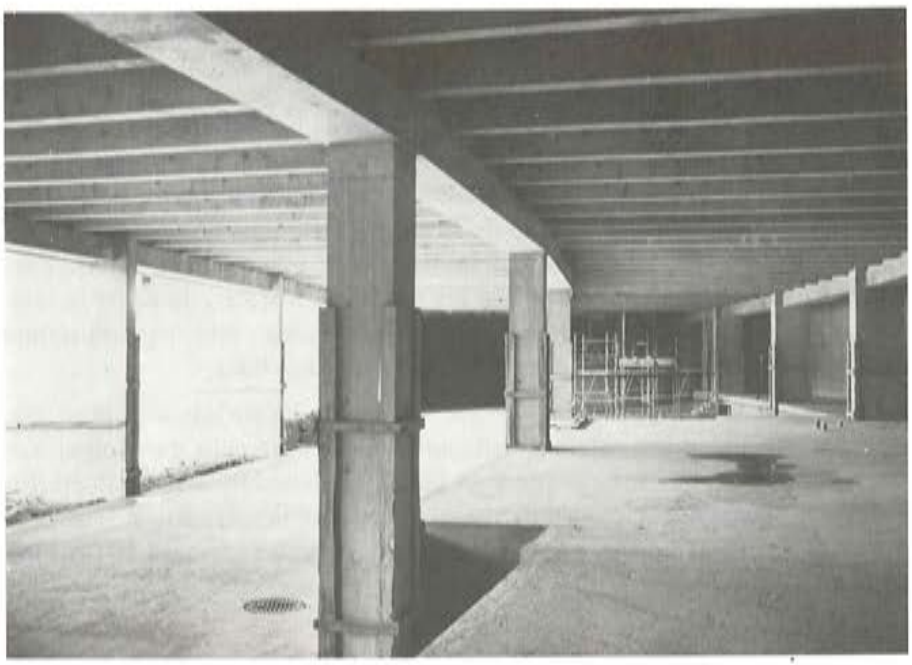


Figura 9.– Módulo de entrada. Planta al nivel de la vía de servicio.

La estructura de estos edificios es semejante a la de los módulos de tráfico. Está constituída por un entramado de vigas (transversales en el forjado situado al nivel de la planta de tráfico, y longitudinales en el forjado de la planta baja), sobre las que apoyan elementos prefabricados, de hormigón armado, en forma de L tumbada, que se enlazan unos con otros para formar una losa. Tanto las vigas como los elementos de las losas, se apoyan sobre soportes de hormigón armado, dispuestos según una cuadrícula de 8 x 8 m.

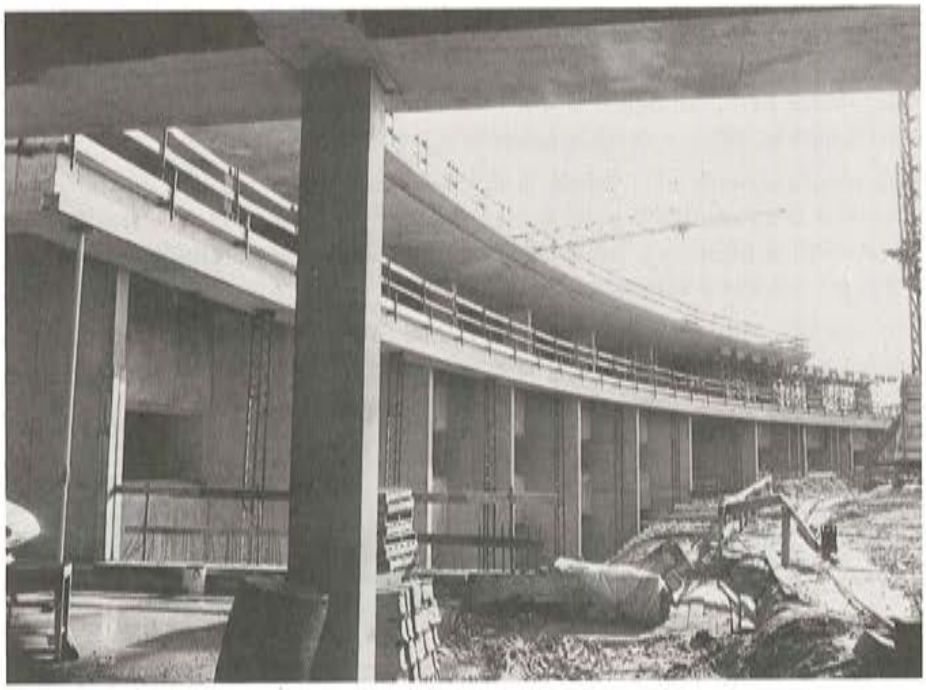


Figura 10.– Módulo de entrada. Vista desde el lado de las pistas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Las fachadas del lado de las pistas, llevan en su parte inferior un alféizar, construído en hormigón armado, que sirve para albergar las redes de conductos de climatización y demás conducciones necesarias para los distintos servicios.

La planta situada al nivel de la de tráfico está concebida con el mismo criterio que las de los módulos de tráfico, es decir, que en ella la cubierta se apoya sobre dos filas de pilares, situados a 16 m de distancia entre ejes. Dicha cubierta posee una estructura análoga a la de los tableros del viaducto y de las vías de circunvalación.

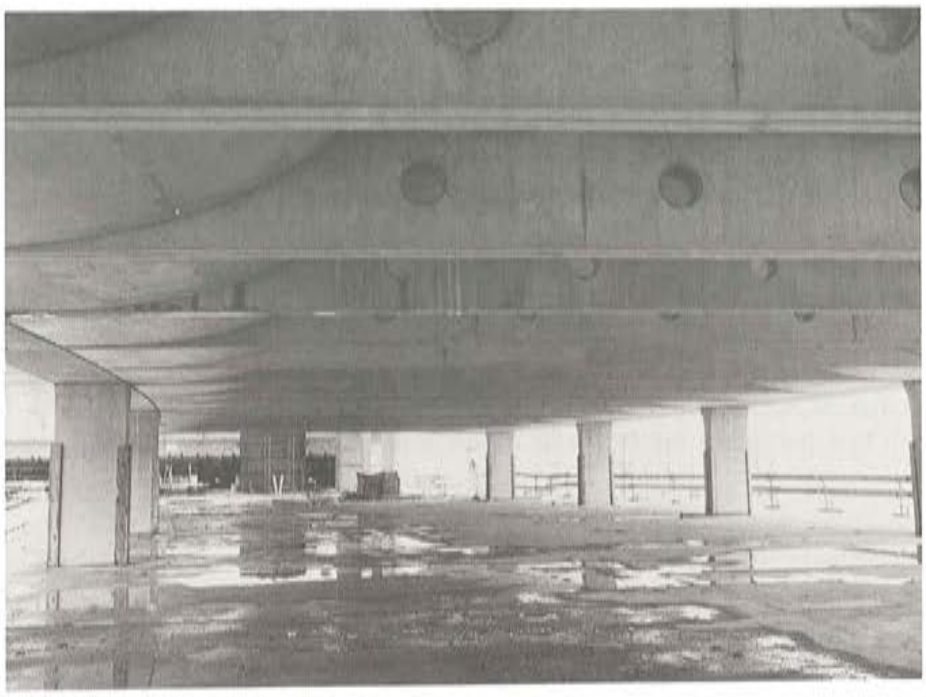


Figura 11.– Módulo de entrada. Planta al nivel de tráfico.

SISTEMA VIARIO

Como ya se ha indicado anteriormente, el sistema viario de esta terminal consta de:

- Un viaducto central de 2 x 2 carriles, para circulación en los dos sentidos, situado en el eje del conjunto de la terminal, que servirá también para dar servicio más adelante, a los anillos que habrán de construirse en las futuras fases de ampliación de esta terminal número 2. En la fase actual, el viaducto llegará sólo hasta los módulos de entrada.
- Vías de circunvalación que dan servicio a los módulos de tráfico a la cota + 5.20. Estas vías, constan de 4 carriles de sentido único y se encuentran integradas en un complejo de circulación giratoria en sentido contrario a las agujas del reloj.
- Ramales de enlace, de 1, 2 ó 3 carriles, según el caso, que unen, el viaducto central con las vías de circunvalación y las rampas de acceso al parque de estacionamiento de vehículos, así como unas vías de circunvalación con otras.
- Ramales de servicio de los módulos de entrada y de comunicación.
- Un conjunto de carreteras situadas en la zona sometida a control aduanero, a nivel de las áreas de tráfico, y que están enlazadas con la red viaria exterior.
- Una red de carreteras de servicio que enlazan los sótanos de los distintos módulos entre sí y con la red viaria exterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

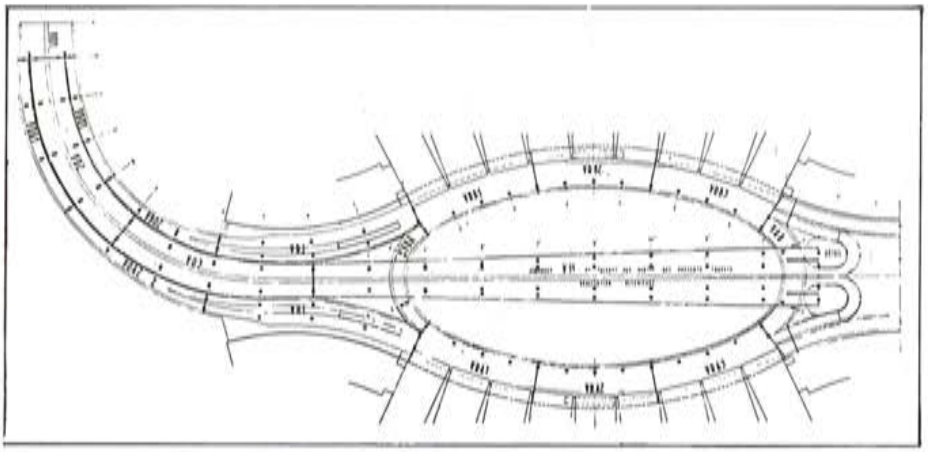


Figura 12.– Esquema de la red viaria.

El nudo de distribución situado a la entrada de la terminal núm. 2, incluye un enlace entre estas carreteras de servicio y las situadas en la zona sometida a control aduanero.

Finalmente, al nivel de planta baja, las zonas norte y sur de estacionamiento de aviones se unen entre sí, en cada extremo de los módulos de tráfico, mediante una pista de 12 m de anchura que permite a los tractores de los Boeing 747 pasar de un lado a otro de la terminal.

Estructura de las redes viarias

Las obras de fábrica incluídas en las redes viarias de acceso y de circulación que dan servicio a las zonas públicas del aeropuerto (viaducto central, ramales de enlace, vías de circunvalación) han sido construídas en hormigón pretensado. El trazado de sus tableros presenta la particularidad de estar constituído exclusivamente por clotoides.

Las pilas van cimentadas sobre zapatas que apoyan en pilotes de 1.200 y 1.400 mm. de diámetro. Los fustes son macizos y su sección transversal es de 1,60 m x 2,60 m, aproximadamente, en el viaducto central y de 1,60 m x 1,60 m en los ramales de enlace y vías de cir-

Figura 13.– El viaducto central.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

cunvalación. El acuerdo de la cabeza de las pilas con el tablero se efectúa mediante clotoides. En el eje del viaducto central, los sucesivos tramos, delimitados por las pilas, tienen 28,50 m de luz media.

Los tableros se han proyectado de forma que, cualquiera que sea su anchura, el principio estructural se mantiene constante.

La estructura de los ramales de enlace, de anchura total variable entre 8 y 13,90 m, está constituída por:

- Dos voladizos de 2,80 m construídos sobre encofrados perdidos constituídos por una lámina prefabricada, de hormigón armado, a cuya cara exterior se le ha dado un cuidadoso acabado. La armadura, bastante compacta, de estos voladizos está constituída por barras corrugadas.
- Una losa de hormigón, de 1,10 m de espesor, construída sobre un entarimado apoyado en cimbra, que enlaza las dos láminas que sirven de encofrado a los voladizos. Esta losa va pretensada por el sistema BBRB, de CIPEC.

La estructura del viaducto central, cuyo tablero tiene una anchura del orden de los 22 m, es análoga en su concepción a la anteriormente descrita. Consta de los siguientes elementos:

- Sobre cada pila lleva un nervio pretensado construído exactamente igual que el tablero de los ramales de enlace.
- Entre estos dos nervios, se dispone una losa de hormigón de 0,30 m de espesor, construída sobre semi-losas prefabricadas, de hormigón armado, y rigidizada mediante vigas, también de hormigón armado, de 11,04 m de longitud y situadas a una distancia aproximada de 2 m entre ejes.

Estas vigas son prefabricadas y van solidarizadas, constituyendo un elemento único, con las dos láminas que sirven de encofrado a los nervios pretensados que se encuentran situados en sus bordes laterales.

Los tableros de las vías de circunvalación que dan acceso a los módulos de tráfico se apoyan, por un borde, sobre una fila de pilas análogas a las de los ramales de enlace y, por el otro, sobre la propia fachada del edificio del módulo de tráfico, por intermedio de una ménsula corrida, contínua, que a tal fin lleva incorporada dicha fachada.

Estos tableros, cuya anchura varía entre 25 m en su unión con los ramales de enlace y 23 m en el resto de su trazado, tienen una estructura semejante a la del viaducto central. Están constituídos por:

- Un nervio pretensado, de 7 m de anchura, que se apoya sobre las pilas.

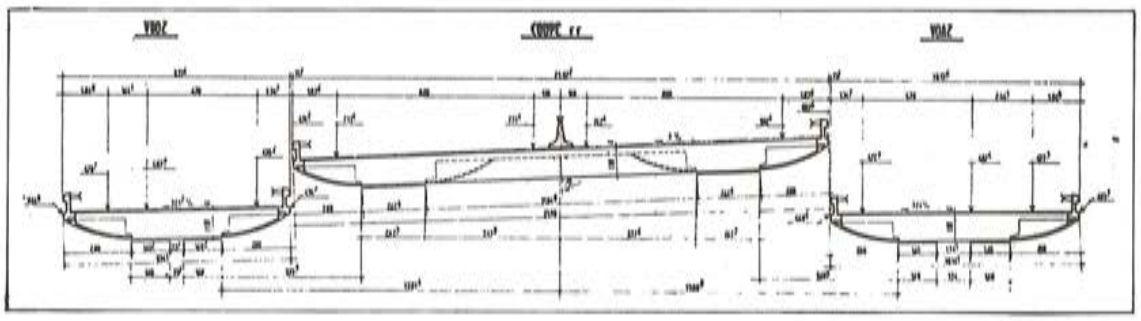


Figura 14. - Sección de los viaductos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Una losa de hormigón armado, de 0,25 m de espesor, que se hormigona sobre semilosas prefabricadas, también de hormigón armado. En el borde adyacente al módulo de tráfico, la losa se dobla en ángulo recto formando un elemento vertical de apoyo, de 0,85 m de altura y 0,30 m de espesor.

– Vigas de 1,10 m de canto, hormigonadas in situ, excepto uno de sus extremos que se prefabrica conjuntamente con las dos láminas que sirven de encofrado al nervio adyacente.

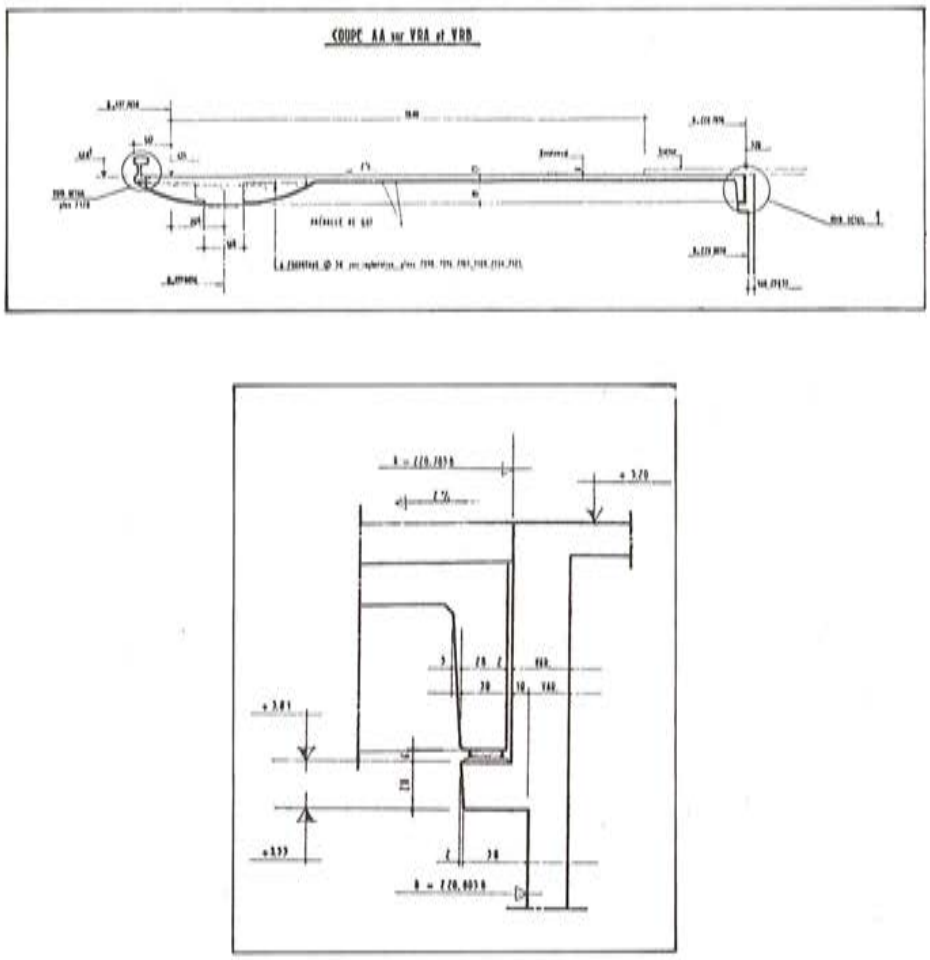


Figura 15.– Sección y detalle del apoyo de la vía de circunvalación.

El método constructivo utilizado en estas estructuras de la red viaria, mediante la utilización conjunta de elementos prefabricados y otros hormigonados in situ, permite la rápida ejecución de las diferentes fases de la obra. Las láminas prefabricadas que sirven de encofrado, tienen una longitud del orden de los 2 m. En realidad, teniendo en cuenta el trazado de estas estructuras, hay muy pocos elementos con las mismas características geométricas y dimensionales y, por consiguiente, su prefabricación tuvo que hacerse utilizando moldes especiales. Las coordenadas de cada pieza se determinaron con el auxilio de un ordenador, en función del trazado de cada tramo, para obtener juntas regulares entre láminas. Estas juntas van selladas con bandas de fieltro; lo que permite conseguir, en los paramentos laterales de los tableros y en el intradós de los voladizos, un agradable efecto decorativo, mediante el rehundido de los elementos prefabricados que se colocan entre las láminas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Debe señalarse que la estructura del forjado de las terrazas de los módulos de entrada y de enlace es también del mismo tipo que la del tablero del viaducto central, pero mucho más ligera. Los nervios se apoyan sobre soportes cuyo espesor es la mitad del de las pilas del viaducto; y las vigas de arriostramiento tienen menor canto y llevan sus almas aligeradas mediante orificios.

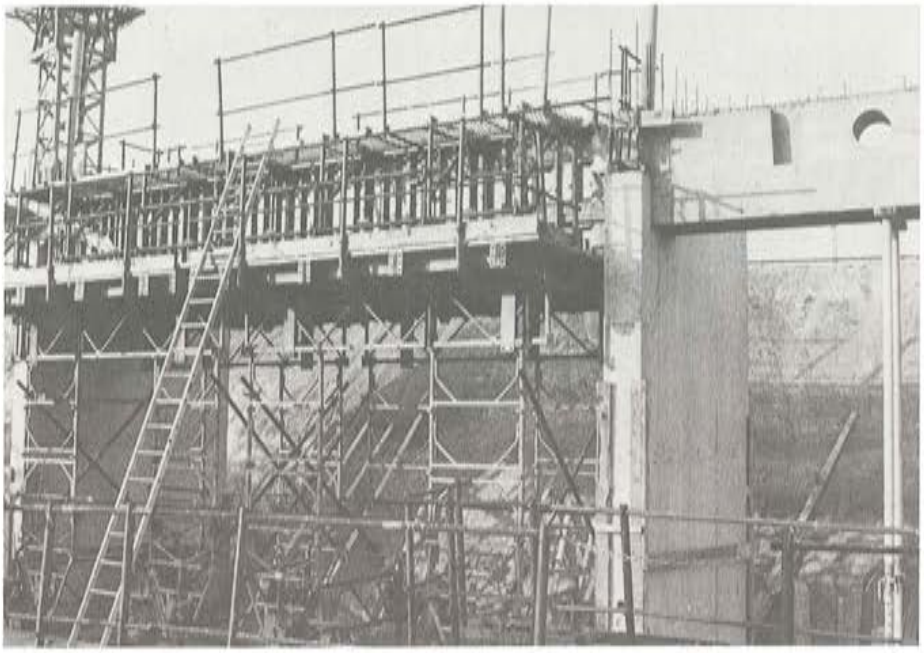


Figura 16.— Hormigonado de una viga de los módulos de entrada. (Foto Aéroport de París).

PARQUES DE ESTACIONAMIENTO DE VEHICULOS

Las zonas destinadas al aparcamiento de vehículos ocupan toda la parte central del anillo que forman los módulos de tráfico A y B. En conjunto, representan una superficie de 14,5 hectáreas, repartidas en cuatro niveles, con capacidad para 5.000 vehículos, más una parada de 250 taxis y 100 vehículos de alquiler.

Los tres niveles inferiores son subterráneos y el nivel superior queda al aire libre. La zona oeste de esta última planta la ocupa, casi totalmente, la parada de taxis; mientras que la zona este constituye el área reservada a las oficinas y garages de las empresas de alquiler de vehículos.

Tanto el acceso a los aparcamientos como las salidas se efectúan mediante rampas situadas en el extremo este de las vías de circulación que dan servicio a los módulos de tráfico, y a las cuales acceden llevando el mismo sentido de circulación que el resto del complejo viario, es decir, entrando por la vía sur de circunvalación y saliendo por la norte. Pasadas las cabinas de peaje, hay dos torres con rampas helicoidales que permiten, una la bajada y otra la subida en las plantas inferiores.

Los taxis disponen de un circuito independiente de circulación. La entrada a la parada la efectúan a través de una rampa que se inicia a la altura del módulo norte de entrada (J) y desciende hasta la planta superior del parque de estacionamiento. El conductor tiene entonces dos posibilidades: o colocarse en la cola de espera, desde donde cuando le corresponda se dirigirá hacia uno u otro módulo, de acuerdo con la demanda, a través de rampas que le llevarán a la fila de "espera de clientes", al nivel de tráfico de la terminal; o salir directamente hacia uno de los módulos de tráfico mediante una rampa que le llevará al extremo oeste de la vía sur de circunvalación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

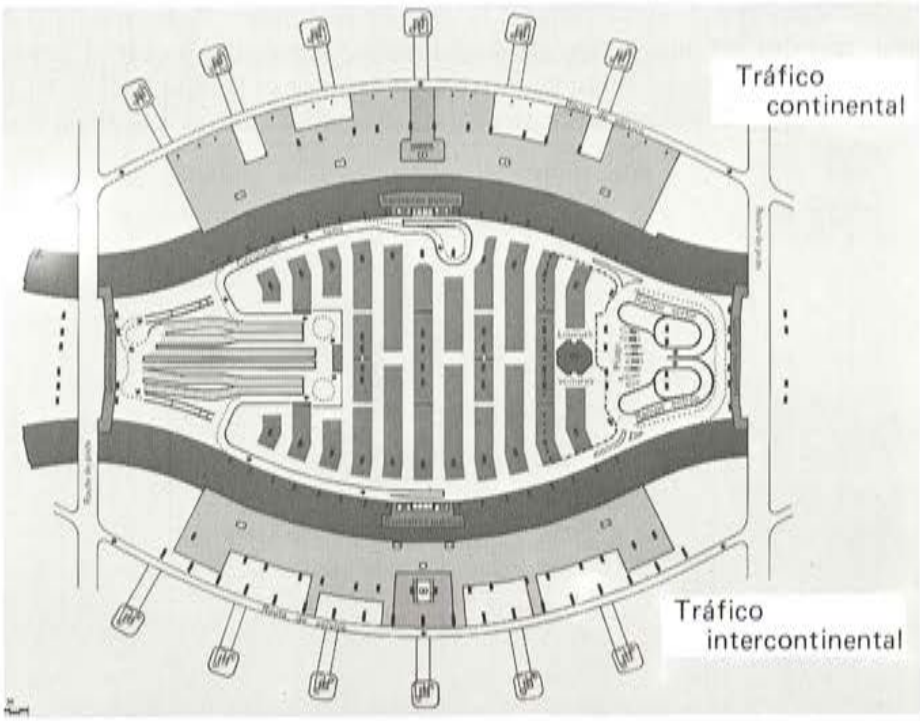


Figura 17.– Parque de estacionamiento de vehículos. Planta superior.

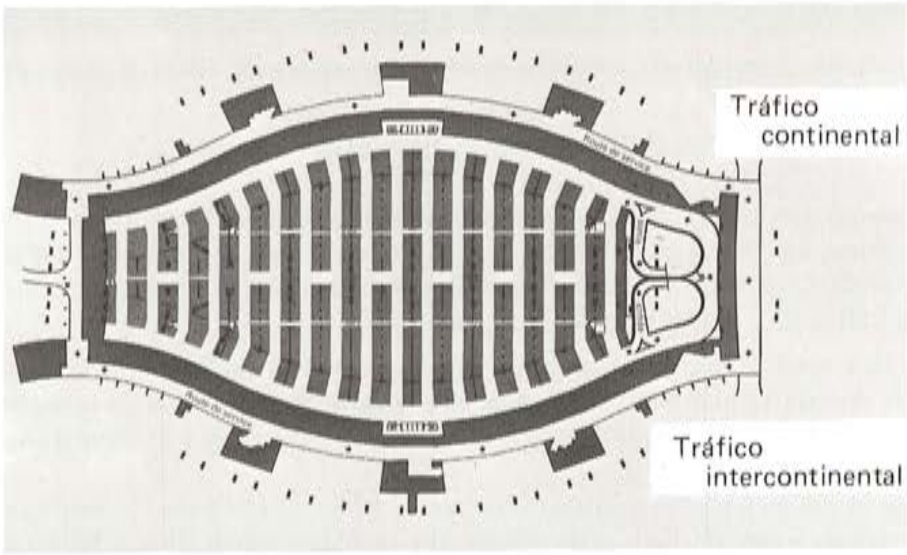


Figura 18.– Parque de estacionamiento de vehículos. Planta inferior.

Estructuras de los parques de estacionamiento

La estructura de los parques de estacionamiento de vehículos es análoga a la adoptada en el aeropuerto de Orly y en la terminal núm. 1 del aeropuerto Charles de Gaulle. Es la siguiente:

– El forjado de la planta inferior situada a la cota –8,07, está constituído por la solera del recinto formado por los muros exteriores de los sótanos de los módulos de tráfico

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Los forjados de las otras tres plantas, situadas a las cotas –4,92; –1,77 y + 1,38, tienen una estructura constituída por elementos prefabricados de hormigón pretensado, con armaduras pretesas formadas por alambres anclados por adherencia. Estas piezas de 16 m de luz, tienen una sección transversal en forma de U invertida, de 2 m de anchura y 0,60 m de canto. Se apoyan sobre soportes-diafragma, de 0,30 m de espesor, dispuestos, según una retícula transversal, en la parte central del óvalo, y formando una fila paralela a los muros exteriores de los módulos de tráfico, en la zona del parque de estacionamiento que queda debajo de las vías de circunvalación. Los soportes-diafragma van cimentados sobre zapatas corridas.

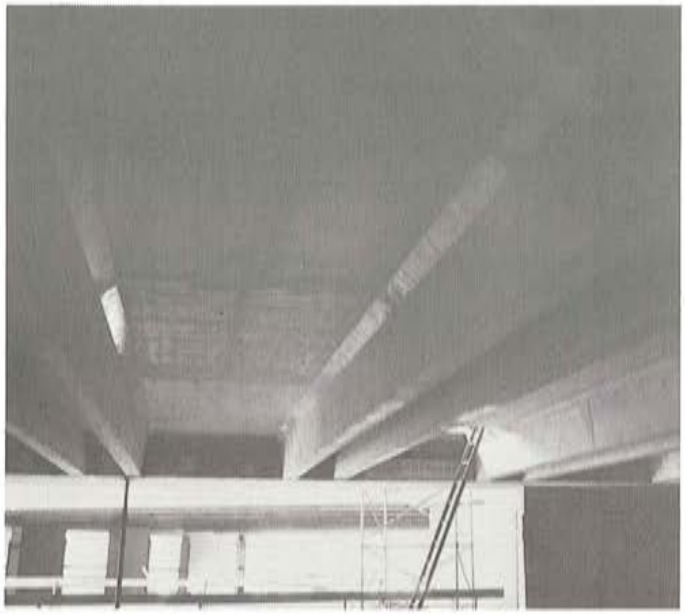


Figura 19.– Piezas prefabricadas, de sección en U, utilizadas en los forjados de los parques de estacionamiento.

Como quiera que los elementos de apoyo de los tableros del viaducto central y de las vías de circunvalación, que van cimentados sobre pilotes, atraviesan los cuatro forjados, con el objeto de reducir al mínimo las pérdidas de superficie útil en las zonas de aparcamiento, se ha intentado coordinar en todo lo posible la distribución de las retículas de las pilas y de los soportes-diafragma

La estructura formada por las piezas en U invertida de los forjados de las tres plantas superiores, ha sido ligeramente modificada con respecto a la utilizada en los parques de estacionamiento de las otras terminales. Así, contrariamente a lo que ocurre en éstas, en la terminal núm. 2 de Roissy las piezas en U no van adosadas unas a otras sino que se ha dejado entre ellas una separación de 0,60 m de anchura que se cubrió después mediante losas hormigonadas in situ sobre un encofrado perdido de fibro-cemento. Esta disposición permite absorber todas las deformaciones que se pueden producir como consecuencia de las flechas diferenciales originadas al pretensar los elementos en U del forjado.

En las zonas que quedan debajo de las vías de circunvalación, las piezas del último tramo se apoyan, por uno de sus extremos, sobre el muro de sótano del correspondiente módulo de tráfico, a través de ménsulas corridas; como en el caso de las vigas y la losa del tablero de las vías de circunvalación.

Debe señalarse que las plantas del parque de estacionamiento no se encuentran a las mismas cotas que las de los módulos de tráfico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

LAS OBRAS

Dejando aparte los problemas planteados por la construcción de los cajones de la cubierta de los módulos de tráfico que, en sí mismo, presentan solamente dificultades de proyecto pero no desde el punto de vista de su ejecución una vez puesta a punto y bien asimilada la correspondiente técnica constructiva, la realización de las distintas estructuras de los diferentes edificios y redes viarias de la terminal núm. 2 del aeropuerto Charles de Gaulle resulta, teóricamente, bastante sencilla.

Teniendo en cuenta, sin embargo, el gran número de edificios y de obras de ingeniería que ha sido necesario construir y las interferencias de unos con otros, que no siempre resultan compatibles y que, por consiguiente, tienen zonas que se superponen, se comprende que las obras no hayan resultado fáciles de realizar y que su correcta planificación haya sido uno de los factores determinantes de su ejecución en los plazos previstos y de la posibilidad de llevarlas a buen fin con pleno éxito. El número de operaciones que había que coordinar era muy considerable y de esta coordinación dependía la buena marcha del conjunto de las construcciones.

Figura 20.—Vista del conjunto de las obras durante su construcción. (Foto Aèroport de París).

Por todo ello, antes de sacar las obras a concurso, la Dirección de "Aeropuerto de París", encargada del proyecto, había realizado un profundo y detenido estudio de la maquinaria y equipos necesarios para la ejecución de las obras, y planificado detalladamente su utilización y sus posibilidades de traslado de unas zonas a otras, de acuerdo con las exigencias de las distintas fases de la construcción.

Por otra parte, al iniciarse las obras, un equipo de 30 técnicos de planificación de la empresa adjudicataria de la obra gruesa, la firma Bouygues, trabajó intensamente en la puesta a punto de un programa detallado para la realización de las obras, teniendo en cuenta todos los problemas que era preciso superar para lograr encontrar las soluciones más racionales.

CONSTRUCCION Y PUESTA EN OBRA DE LOS CAJONES DE LA CUBIERTA

La concepción de la estructura de los diferentes edificios y obras de ingeniería que forman el conjunto de la terminal núm. 2 es, en líneas generales, bastante sencilla y muy clásica. Sin embargo, los cajones utilizados en la cubierta de los módulos de tráfico, constituyen

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

una excepción y presentan un interés muy especial, tanto en lo que se refiere a su propia estructura como en lo que afecta al material con el que han sido construídos, a su proceso de ejecución y a su puesta en obra.

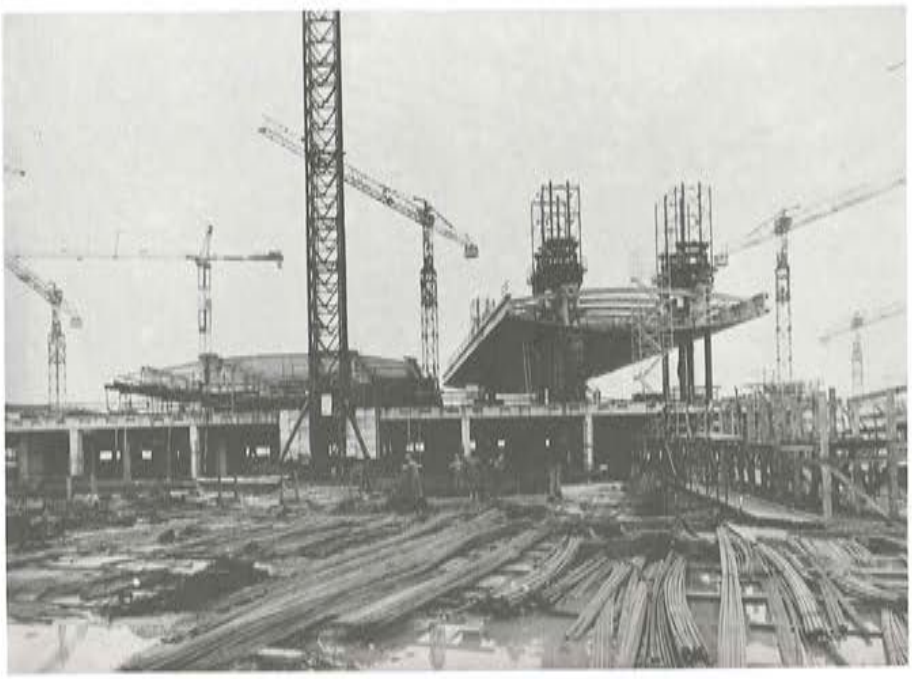


Figura.21.– Construcción de los cajones de la cubierta.

Ya se ha comentado anteriormente, en el apartado dedicado a la descripción del esquema funcional de la terminal, las razones que han inducido, a la Dirección de "Aeropuerto de París" y a sus arquitectos, a adoptar una estructura de cubierta a base de cajones que pueden ser puestos en obra de acuerdo con un proceso poco corriente de programación en la construcción de un edificio de esta importancia. En efecto, los cajones de la cubierta son elementos totalmente independientes del resto de la estructura, hasta el punto de que, a no ser por sus dimensiones y su peso, podrían haber sido prefabricados fuera de la obra (como lo ha sido una buena parte de los otros elementos estructurales utilizados), y colocados posteriormente sobre sus correspondientes pilares, con el auxilio de grúas. Sin embargo el proceso que se ha seguido es el siguiente: se prefabricaron, parcialmente, sobre el forjado de la planta situada al nivel de tráfico, a la cota + 5,20; a continuación, se elevaron hasta 0,50 m por encima de su nivel definitivo, manteniéndose allí mientras se construían los pilares y se colocaban los apoyos de neopreno en su cabeza. Posteriormente, y antes de su acabado y de introducir los equipos de acondicionamiento de aire, de iluminación y de megafonía, se bajaban los cajones a su posición final sobre los apoyos de neopreno.

La estructura de los cajones

Según ya se ha comentado, la geometría de estas piezas es la siguiente: se trata de una sección elíptica de 23,14 m de anchura y 4,10 m de altura en el centro. La proyección horizontal de la pieza es un rectángulo de 23,14 m de anchura y una longitud de 63,66 m para los cajones del módulo A y 56,40 m para los del módulo B.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

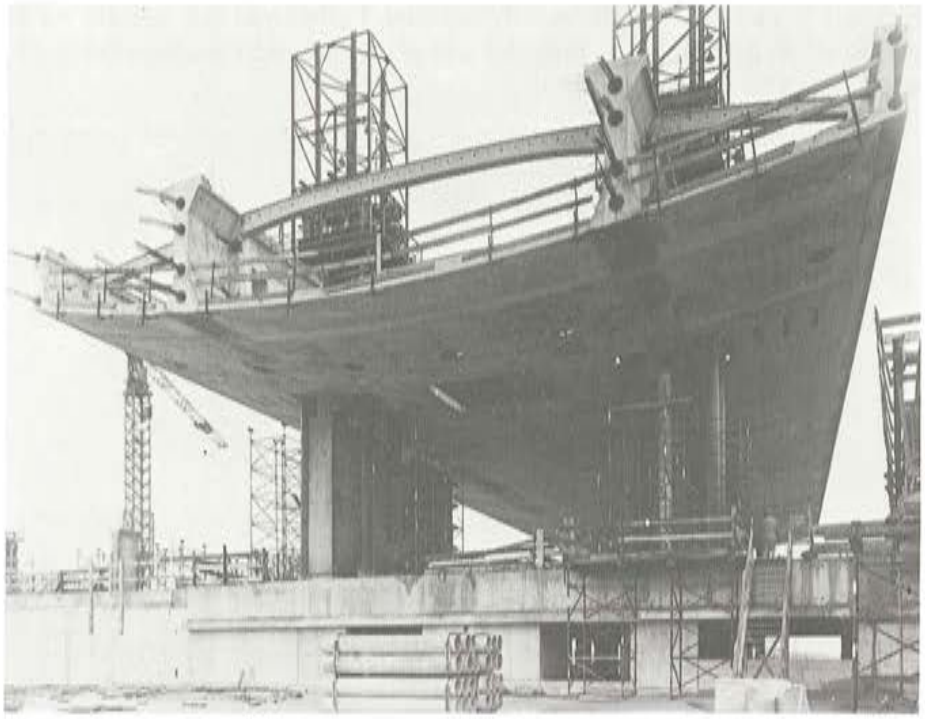


Figura 22.– Elevación de uno de los cajones de la cubierta. (Foto Bouygues).

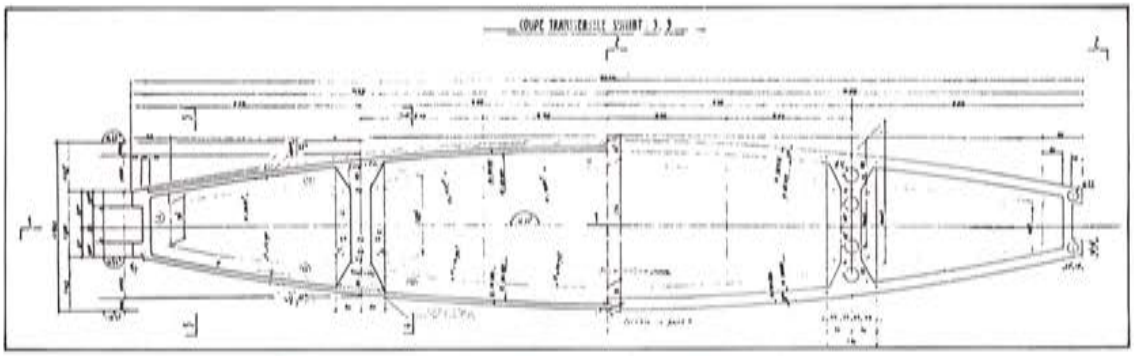


Figura 23.– Sección transversal de uno de los cajones de la cubierta.

La estructura de estos elementos está constituída por:

- Dos vigas principales, de 3,44 m de canto y cuyo espesor de alma varía de 1,20 m en los extremos a 0,40 m en la parte central. El eje de cada una de estas vigas se encuentra a 5,95 m del eje longitudinal del cajón.
- Dos vigas de borde, paralelas a las anteriores, de 1,60 m de canto y cuyo espesor de alma es constante e igual a 0,20 m. En las cabezas superior e inferior, el alma se ensancha formando un semitalón exterior de 0,37 m de altura y 0,45 m de anchura. Los ejes de estas vigas van situados a 5,62 m del de la viga principal correspondiente.
- Unos nervios transversales, que van de una a otra viga de borde. Tienen 0,50 m de canto y 0,30 de espesor y están separados unos de otros a 3,62 m de distancia entre ejes.
- Dos láminas, de 0,12 m de espesor, que constituyen los forjados superior e inferior del cajón y llevan un revestimiento exterior de impermeabilización.

Las vigas principales y las de borde son de hormigón pretensado. Para su construcción se utilizó el sistema PAC de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La mayor parte de la estructura de los cajones se construyó con hormigón ligero, a base de arcilla expandida, con lo que se logró una densidad de 1,7. Es la primera vez que el hormigón ligero se ha utilizado, en Francia, a esta escala. Por esta razón, el equipo de dirección de obra de "Aeropuerto de París", ha puesto un cuidado especial en el estudio de su dosificación y en el control en obra de esta dosificación. Los ensayos de control los realizó con la colaboración, de un especialista del SETRA, y del Laboratorio de Ivry de la empresa "Beton rationnel contrôlé" (B.R.C.) suministradora del hormigón al contratista principal, la firma Bouygues. En la fabricación del hormigón ligero se ha utilizado árido de 3/10 de arcilla expandida, suministrada por "Granulats de la Mayenne" y un cemento CPA 55 (CPA 400 según la norma antigua). Su resistencia, del orden de los 350 kg/cm^2 a los 28 días, es comparable a la del hormigón tradicional. Hasta la fecha, no se ha detectado ninguna fisuración anormal y las probetas testigo ensayadas han demostrado que prácticamente, no se ha producido segregación.

En cada uno de los extremos del cajón, se construyó una primera zona en hormigón ordinario, con el objeto de proporcionar un buen apoyo a los dispositivos de anclaje de las armaduras pretensadas. El peso de la parte del cajón construída sobre la planta situada al nivel de tráfico y que luego había que elevar, en los cajones correspondientes al módulo B actualmente en construcción, asciende a 1.200 toneladas.

En realidad, no era absolutamente preciso realizar esta estructura en hormigón pretensado. Teniendo en cuenta su esbeltez, se habría podido construir en hormigón armado. No obstante, se decidió utilizar el pretensado con el objeto de facilitar la ejecución de la obra durante las fases intermedias, especialmente la elevación de los cajones.

Por otra parte, hay que tener en cuenta que la cubierta está destinada a soportar unas sobrecargas permanentes (especialmente las originadas por las canalizaciones de los diferentes servicios) que serán muy importantes. Finalmente, dadas sus grandes luces, una estructura de esta naturaleza en hormigón armado, podría dar lugar a que se produjesen flechas muy considerables; lo que originaría graves trastornos en su enlace con las fachadas. Como quiera que éstas se encuentran situadas por la parte exterior de los extremos en voladizo de la cubierta, hubiese sido necesario prever un sistema de fachadas muy complejo que fuese capaz de permitir los grandes movimientos relativos que habrían de producirse entre los elementos de cubierta y fachada.

El pretensado ha permitido obtener una estructura que, en condiciones normales, va a estar sometida a tensiones relativamente pequeñas, en ningún caso superior a los 70 kg/cm^2, excepto en las fibras extremas, lo que no supone ningún problema desde el punto de vista de la fluencia.

Construcción de los cajones

Los cajones se construyeron en talleres montados sobre el forjado de la planta correspondiente al nivel de tráfico, a la cota + 5,20. Sobre dicho forjado se dispusieron los fondos del molde para poder hormigonar, en una primera fase, las vigas principales y, a la altura necesaria con respecto a éstas, las vigas de borde.

Después de haber situado las armaduras de las vigas, incluyendo también las vainas para los tendones de pretensado, se procedió al vertido del hormigón utilizando como molde un dispositivo especial ideado por la oficina de proyectos de la empresa Bouygues y construído por la "Sociedad Bourges". Este molde permitía hormigonar las vigas por trozos de 2,60 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

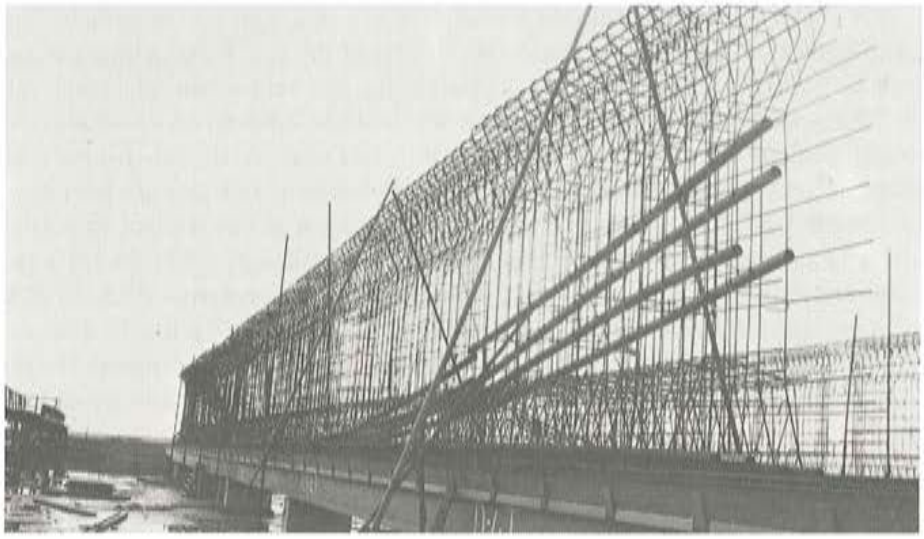


Figura 24.– Armadura de una de las vigas principales de los cajones.

Cuando ya se había avanzado lo suficiente en el hormigonado de las vigas, se inició el del forjado inferior y de los nervios de refuerzo, mediante el auxilio de otros dispositivos especiales de encofrado que se trasladaban sobre los fondos del molde de las vigas. A continuación y con un cierto decalaje, se construyeron los nervios superiores.

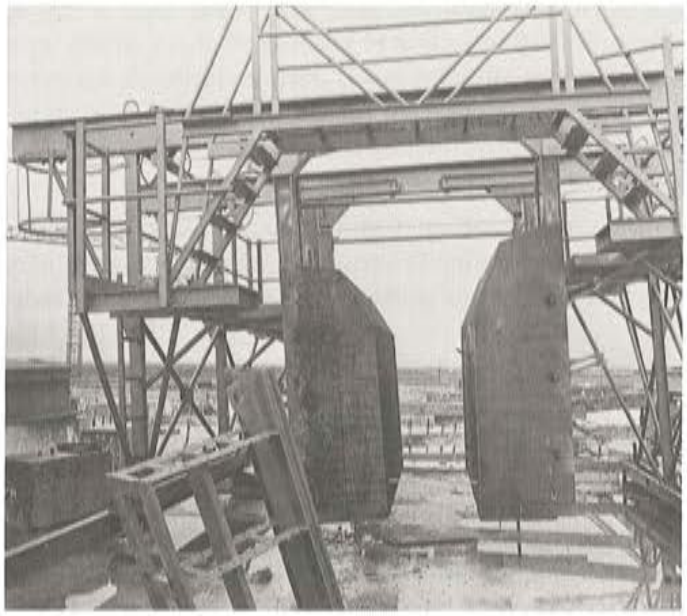


Figura 25.– Molde utilizado para la construcción de las vigas principales de los cajones.

De esta forma, se disponía ya de un cajón autoestable aunque inacabado ya que, con el objeto de aligerarlo con vistas a su elevación, aún no se había construído la lámina del forjado superior. Para mejorar su rigidez, se introdujo un pretensado provisional en las vigas principales y en las de borde.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

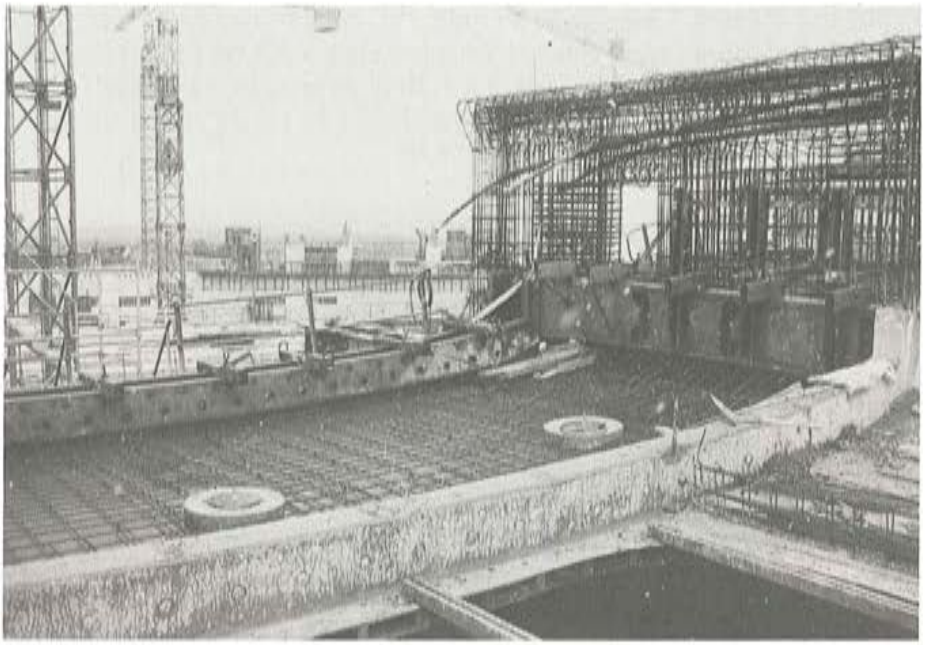


Figura 26.– Hormigonado del forjado inferior y los nervios de uno de los cajones.

Elevación de los cajones

Para elevar el elemento de cajón así construído, se preparó un dispositivo compuesto de cuatro "torres". Los cuatro soportes de cada uno de estas torres encuadraban el espacio que habría de ocupar el fuste de uno de los cuatro pilares sobre los cuales posteriormente

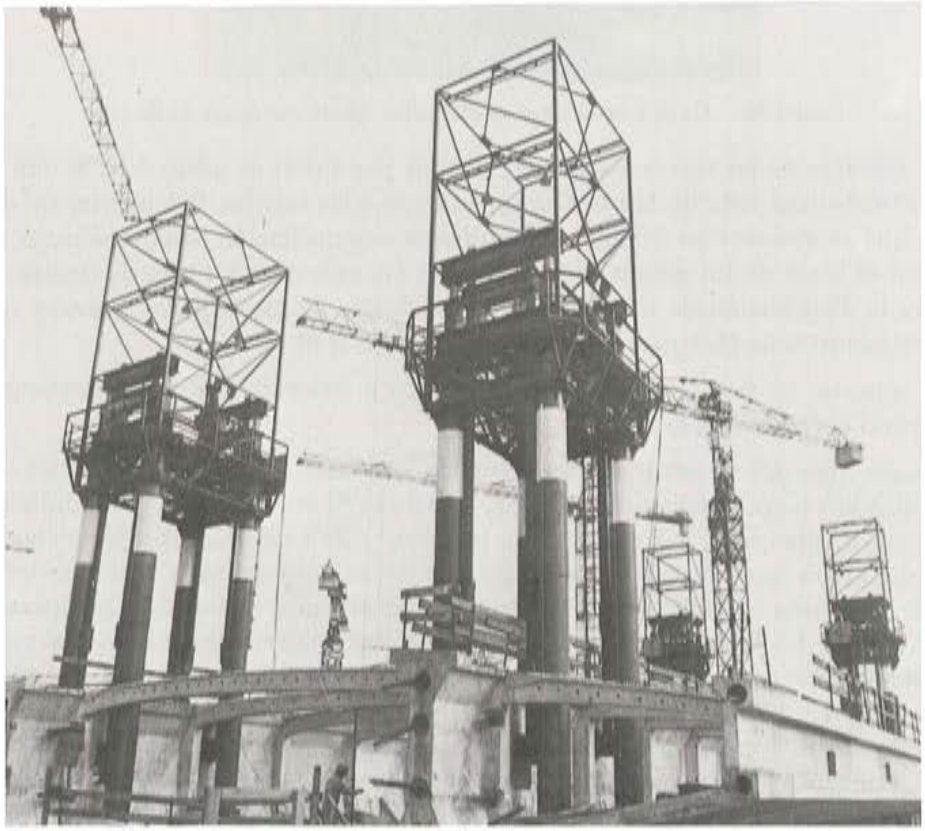


Figura 27.– Torre utilizada para la elevación de los cajones. (Foto Aèroport de París).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

habría de apoyarse el cajón. Como ya se ha indicado, estos pilares pasan a través de los forjados de las plantas inferiores, y van cimentados sobre cuatro pilotes por intermedio de una zapata. Los pilares adyacentes a la pista (de 2 x 1,20 m de sección transversal) se cimentan bajo el forjado situado a la cota 0,00; y los adyacentes a la vía de circunvalación (de 4,20 x 1,20 m), bajo la solera de la galería, a la cota −8,07.

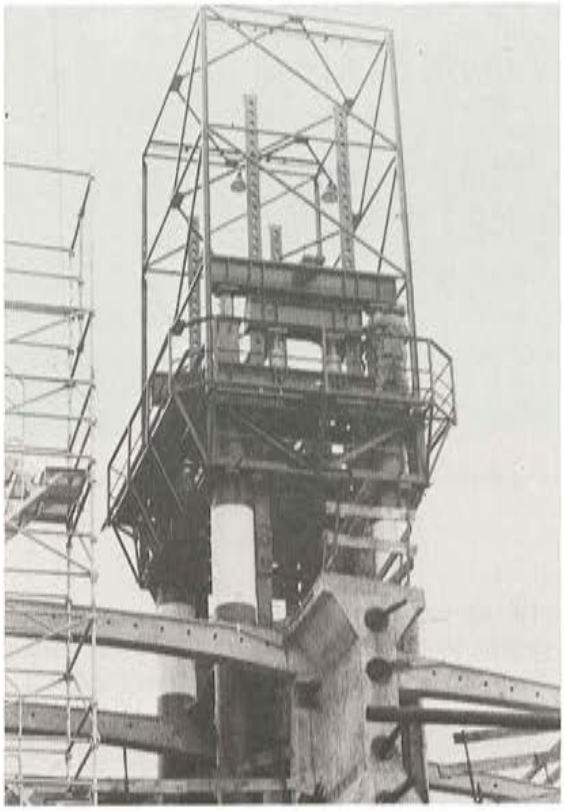


Figura 28.– Detalle de la torre de elevación. (Foto Aéroport de París).

Los soportes de las torres están constituídos por tubos de acero de 600 mm de diámetro. Los situados del lado de la pista se apoyan sobre las zapatas de cimentación de los pilares, y los que se encuentran del lado de las vías de circunvalación, sobre ménsulas metálicas, ancladas en el fuste de los pilares, a la cota 0,00. Un entramado a base de riostras y brochales asegura la distribución de las cargas entre los fustes de los distintos pilares y solidarizan entre sí los soportes de las torres que están del lado de la pista.

Los soportes de las torres atraviesan el forjado inferior del cajón y se prolongan por encima del nivel definitivo de la cubierta.

La parte superior de las torres va equipada con cuatro gatos hidrúalicos de doble efecto, de 150/200 t de potencia y un recorrido útil de 0,20 m. Los gatos van montados en unas plataformas situadas entre los soportes de la torre, y de cada una de ellas cuelga una de las esquinas del cajón mediante cuatro tirantes que llevan unos orificios, distantes entre sí 0,20 m, que forman una cremallera que permite sujetar el cajón mientras se recupera el recorrido de los gatos. En la coronación de la torre hay una pasarela desde la cual se puede vigilar el funcionamiento de los gatos y fijar el cajón durante la recuperación del recorrido de aquellos.

La elevación de cada uno de los cajones se dirige desde una cabina situada en el centro del cajón, en la que se agrupan los mandos de los gatos de las cuatro torres correspondientes, Desde ella puede actuarse, independientemente sobre los gatos de cada torre, o simultáneamente sobre los 16 gatos que elevan el cajón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

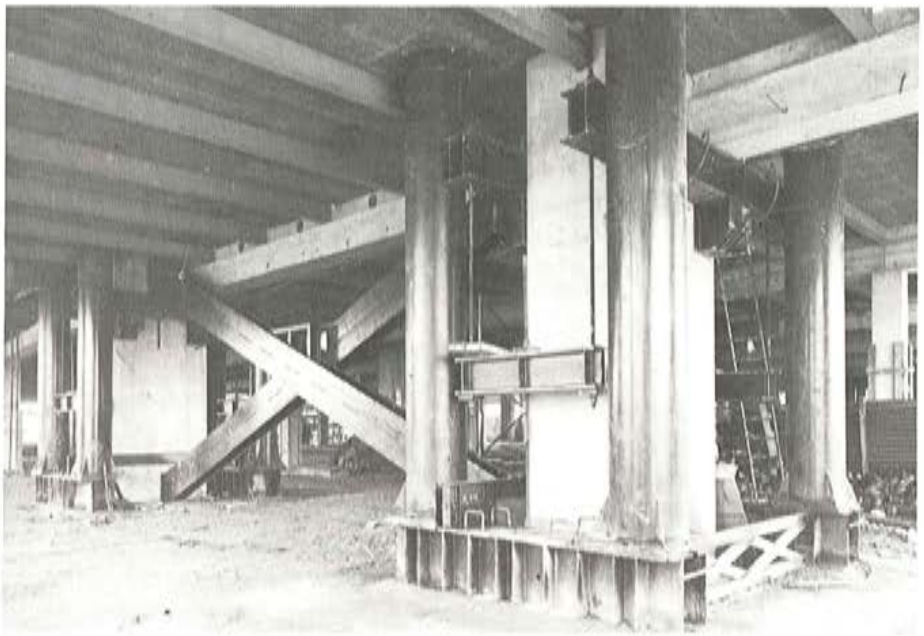


Figura 29.– Arriostramiento de la base de los soportes de una de las torres de elevación. (Foto Bouygues).

El control de la horizontalidad del cajón durante su elevación, se realiza mediante un sistema de trasvase que permite igualar los niveles de agua en los depósitos de las bombas de los distintos gatos.

Durante la elevación del primer cajón, las diferencias de nivel entre sus cuatro esquinas no fueron nunca superiores a 1 cm. Esta primera elevación se realizó en una semana; pero el tiempo real invertido en la operación no excedió de un día, ya que el resto se invirtió en controles. En cada fase se hicieron numerosas medidas experimentales supervisadas por el Bureau Veritas. Una vez elevado el cajón hasta 0,50 m por encima del nivel de su posición definitiva, se sujetó a la cabeza de las torres mientras se procedía a construir los pilares. A continuación se colocaron, sobre la cabeza de éstos, los correspondientes apoyos de neoprene y se bajó el cajón hasta dejarlo apoyado en ellos, mediante una operación de descenso inversa a la de elevación.

Seguidamente, se desmontaron las torres y se trasladaron para su reutilización en la elevación de un nuevo cajón. El tiempo invertido en este traslado osciló entre 2 y 3 semana, aproximadamente.

Para concluir la construcción del cajón, se procedió a eliminar el pretensado provisional introducido inicialmente en las vigas y luego, con la ayuda de un dispositivo especial de encofrado que se trasladaba sobre los nervios inferiores, se efectuaba el hormigonado del forjado superior. Una vez terminado el hormigonado, se realizó el pretensado definitivo de las vigas.

Las torres utilizadas para la elevación de los cajones han sido estudiadas y proyectadas por la oficina de estudios de la empresa Bouygues y construídas por "La Lilleroise". Los gatos los suministró la firma "Savoisienne" y las pasarelas de la coronación las montó la "Sociedad Renaudat".

Tanto en el proyecto como para la realización de los numerosos ensayos efectuados para comprobar el funcionamiento del dispositivo de elevación, se adoptaron elevados coeficientes de seguridad. Así por ejemplo, los aparatos de elevación se ensayaron para cargas 2,5 veces superiores a las máximas previstas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Por lo que respecta a la seguridad frente a las acciones de viento, se han tenido en cuenta todos los factores que pueden intervenir en el curso de la operación de elevación del cajón: el viento máximo que puede registrarse en la región; la sobrecarga que puede producirse por la acumulación de nieve en el cajón; la avería del 50 por 100 de los gatos; el pandeo de una de las torres, etc.

Por otra parte, la operación de elevación del cajón estaba previsto que debía suspenderse cuando el viento alcanzase los 40 km/hora, aún cuando el conjunto del dispositivo de elevación es estable para velocidades de viento de hasta 130 km/hora.

Unión entre los cajones

Como la proyección en planta de los cajones es rectangular y su eje se encuentra situado según el radio de curvatura del módulo, entre cada dos cajones adyacentes queda un hueco, de sección trapezoidal, que se cierra mediante una estructura constituída por piezas prefabricadas de hormigón armado en forma de U, como las utilizadas en las zonas de aparcamiento, pero dispuestas en posición inversa. El volumen interior de estas piezas se cierra mediante placas prefabricadas y, en algunos sitios, se disponen lucernarios que permiten la iluminación y ventilación de la planta correspondiente al nivel de tráfico.

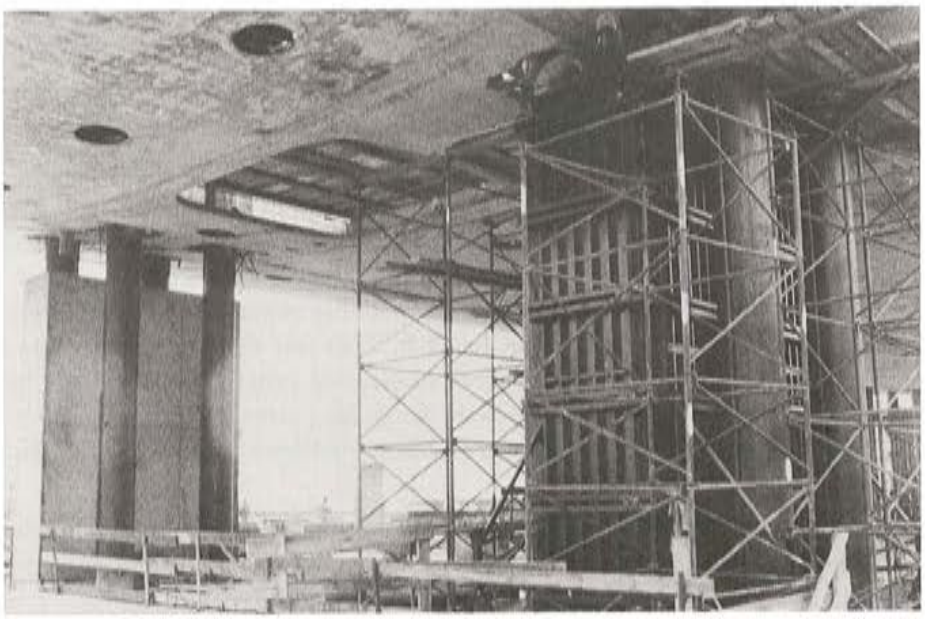


Figura 30.– Construcción de los pilares de apoyo de uno de los cajones de la cubierta. (Foto Aèroport de París).

Algunos de estos lucernarios son de apertura automática; lo que asegura la inmediata evacuación de humos en caso de necesidad.

La estanquidad exterior de la cubierta se consigue mediante la utilización de materiales de tipo "Hypalon".

Las aguas pluviales resbalan, siguiendo la pendiente de los cajones, hasta las zonas trapezoidales desde donde, mediante canalones, se llevan hasta las bajadas dispuestas en los pilares de apoyo de los cajones, a través de las cuales llegan a la red de desagüe subterránea, por la cual se evacuan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Los acabados

Para cerrar los extremos de los cajones de la cubierta, se dispone un entramado sobre el cual, ocultándolo, se apoyan unos paneles de hormigón ligero. En la fachada principal estos paneles se sustituyen por vidrieras.

Los pilares que sirven de apoyo a los cajones, se han construído con hormigón de cemento gris. Además, han sido sometidos a un tratamiento especial de acabado superficial, que consiste en que, una vez bien pulida la superficie, se pulveriza con una solución de poliuretano.

Ejecución del resto de las obras

Como ya se ha indicado, una de las características de la construcción de los distintos edificios y obras de ingeniería que integran la terminal, consiste en la necesidad de tener en cuenta las dimensiones excepcionales de las estructuras y las mutuas interferencias de unas con otras, que a veces incluso se superponen; lo que exige una rigurosa planificación de las diferentes fases constructivas.

Así por ejemplo, los cajones de la cubierta, por uno de sus extremos, sobresalen por encima de la viga de circunvalación y de las zonas de las plantas del parque de estacionamiento situadas bajo dicha vía. Por consiguiente, para poder construir los cajones era necesario haber terminado antes, no sólo el forjado superior de la planta baja del módulo de tráfico donde se instala, como ya se ha mencionado, el taller de prefabricación de dichos cajones, sino también las correspondientes zonas de la vía de circunvalación y del parque de estacionamiento, que quedan bajo la cubierta.

La prefabricación

Otra característica fundamental del proyecto de esta gran obra es el papel preponderante que se ha dado en ella a la prefabricación de elementos estructurales, tanto para los edificios como para las obras de ingeniería.

La mayor parte de los elementos prefabricados han sido realizados por la empresa E.P.I. en su fábrica de Villeneuve-Saint-Georges. Desde ella se suministraron:

- Todas las láminas utilizadas como encofrado de los voladizos de las obras de ingeniería y de las cubiertas de los módulos de entrada y comunicación.
- Las piezas prefabricadas de hormigón pretensado, con armaduras pretesas, utilizadas en los parques de estacionamiento y en los trapecios de enlace entre los cajones de la cubierta de la planta de tráfico.
- Las viguetas y los forjados prefabricados.
- Los paneles de fachada y los alféizares de algunos edificios, etc.

En resumen, la empresa E.P.I. fabricó 25 tipos distintos de piezas, con un total de 11.000 elementos; lo que representa un volumen de 23.000 m^3 de hormigón. De este total, 5.000 elementos, con un volumen de 7.000 m^3 de hormigón, se utilizaron en obras viales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Figura 31.– Una de las piezas prefabricadas utilizadas en la construcción de los viaductos.

Figura 32.– Transporte de uno de los conjuntos, lámina de encofrado-viga, prfabricados por la empresa E.P.I., y utilizados en la construcción del viaducto central.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Para la prefabricación de las piezas pretensadas de los forjados de los parques de estacionamiento, se utilizaron dos bancadas, de 70 m de longitud; lo que permitía construir de seis a siete piezas por día, de longitudes que tenían que ser variables debido a que, parte de la obra, es de planta curva.

Por otra parte, otras dos empresas especializadas suministraron también elementos prefabricados, bien en sus propias fábricas bien en talleres montados a pie de obra. Estas son:

- La empresa Sabla que construyó 20.000 m^2 de semilosas de hormigón armado.
- La empresa Sofrane que se ocupó de la prefabricación de las cajas de escalera y de ascensores del módulo de tráfico.

El módulo destinado a vuelos continentales

La construcción del primer anillo de la terminal núm. 2, se inició por el módulo destinado a vuelos continentales, llamado módulo B, situado al nordeste del conjunto. Las obras avanzaron de oeste a este para poder disponer, lo más pronto posible, de los forjados superiores de la planta baja, con el objeto de instalar en ellos los talleres de prefabricación de los cajones de la cubierta.

Las distintas fases constructivas, fueron las siguientes:

- Cimentación de los pilares que soportan los cajones de la cubierta.
- Excavación de la galería de servicio, a la cota –8,07, y construcción de la pantalla de 1,30 m que separa el módulo, del parque de estacionamiento. Sobre esta pantalla se apoyan después las ménsulas corridas en las que descansan los bordes exteriores de las piezas prefabricadas de sección en U. La galería de servicio se ha construído en pórtico, con el dintel formado por robustas vigas que absorben una parte de las cargas aplicadas sobre la pantalla.
- Simultáneamente, se construyó la pantalla que limita la carretera de servicio. De esta forma se consigue dar salida, con bastante rapidez, a los niveles inferiores del módulo de tráfico.
- Terminada la construcción de las pantallas, se inició la de los forjados de las plantas del parque de estacionamiento, en la zona situada debajo de la vía de circunvalación, que se construyó posteriormente.

Una vez alcanzada la cota 0,00 se procedió a la ejecución de la planta correspondiente, en la zona de tráfico. Primero, se construyeron los soportes, distribuídos según una cuadrícula de 4 x 4 m, los cuales se cimentaron sobre zapatas aisladas. Después, se construyó el forjado mixto de la planta de tráfico, constituído por viguetas metálicas tipo IPE 330, y una losa colaborante de hormigón armado. En el intradós del forjado se colocó un cielo raso de placas de "heraklith" para conseguir el necesario aislamiento térmico, ya que la planta baja se encuentra, en parte, abierta al exterior.

Los parques de estacionamiento

El espacio dedicado a parques de estacionamiento está dividido en varias zonas. La construcción de cada zona se realizó en etapas diferentes del proceso de ejecución general:

- En el centro, existe una banda que se corresponde con el trazado del viaducto central, cuya construcción, en la fase actual, está detenida en el límite de los módulos de entrada. Esta banda central está ocupada por la vía de circulación de una grúa Peiner

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

SK 500 que se utiliza para el transporte y colocación de todas las piezas prefabricadas de los forjados de los parques de estacionamiento. Esta grúa, de 62 m de altura y 70 m de alcance, tiene una potencia de 500 t/m;

Figura 33.– Vista general de las obras del parque de estacionamiento de vehículos y del módulo A.

- a uno y otro lado de esta banda central, hay una zona de estructura normal.
- a lo largo de las pantallas exteriores que soportan las ménsulas de apoyo de los bordes de las piezas prefabricadas, existen dos tramos curvos.
- Entre estas dos últimas zonas hay otra de enlace entre la estructura rectilínea de los tramos centrales y la estructura curva de los tramos exteriores. Su construcción se efectúa utilizando piezas prefabricadas en forma de "taco de billar"; y a medida que se va avanzando, se va retirando la grúa que sirve para la construcción de la obra. En una primera etapa, se ha construído sólo la mitad norte del parque. La mitad sur, correspondiente al módulo de vuelos intercontinentales, así como la zona central, se construirán más adelante con el objeto de que estén concluídas cuando entre en servicio el módulo de vuelos continentales.

Las obras de la red viaria

Estas obras se construyeron de acuerdo con los métodos anteriormente expuestos. Las pilas se hormigonaron utilizando un tipo especial de encofrado metálico ideado por la empresa "Bouygues" y realizado por la Sociedad "Bahout y Stoesel". Con estos encofrados se

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

han podido construir, de una sola vez, fustes de hasta 14 m de altura; consiguiéndose además unas superficies con un acabado especial.

Los tableros se hormigonaron por tramos del orden de los 30 m, aproximadamente, o sea unos 1.000 m^2, lo que supone un volumen de unos 500 m^3 de hormigón para los tableros de mayor anchura. Los fondos del encofrado de los tableros y las láminas de encofrado de los voladizos, se apoyan sobre cimbras "MILLS" formadas por tubos metálicos que, en conjunto, suponen un peso de más de 500 t. Como el peso de las vías de circunvalación era demasiado grande para poder ser soportado por las estructuras inferiores de los parques de es-

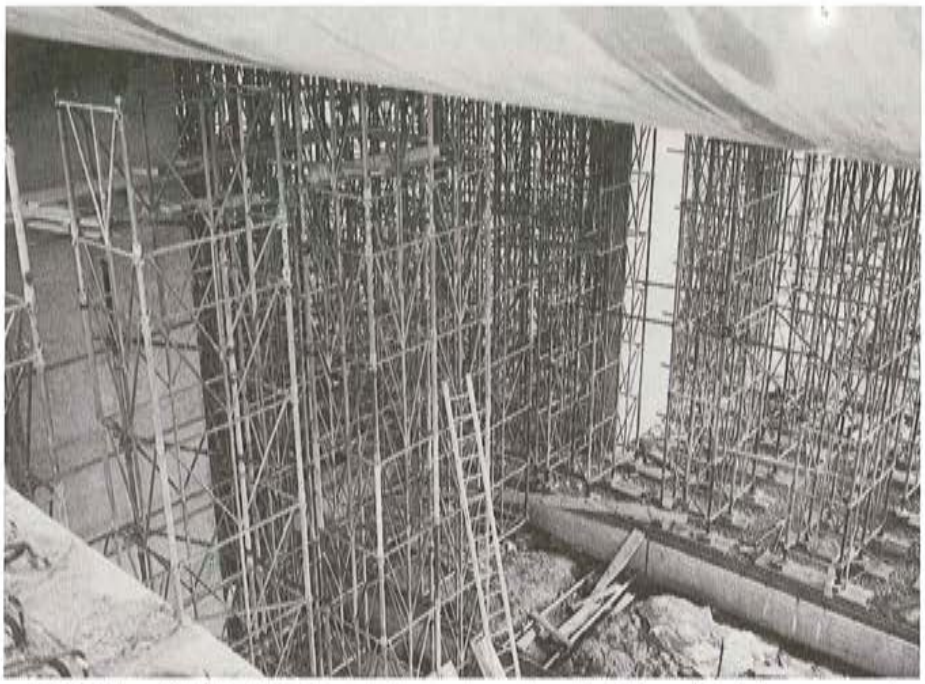


Figura 34.– Cimbra utilizada para la construcción del tablero del viaducto central.

tacionamiento, los tableros de dichas vías se construyeron sobre una estructura portante horizontal constituída por grandes perfiles metálicos IPN (hasta IPN 1.000) que llevan las cargas hasta los puntos dispuestos para el apoyo de las cimbras generales.

Areas de estacionamiento de los aviones y prolongación de la pista núm. 2.

Las áreas de estacionamiento de los aviones alrededor del primer anillo, representan una superficie de más de doce hectáreas. Están provistas del utillaje necesario para que, en contacto con cada módulo, puedan estacionarse 6 aviones, servidos por 6 pasillos de aproximación y las correspondientes pasarelas telescópicas. En estas áreas existen también zonas más alejadas, para el estacionamiento de aviones, a las cuales se accede en autobús.

Las áreas de estacionamiento se construirán simultáneamente con la prolongación hasta 3.700 m de la pista núm. 2; lo que exigirá además la construcción de pistas de acceso y de un gran número de pasos superiores importantes sobre la red viaria existente.

Por lo que respecta a las áreas de estacionamiento, se construirán utilizando losas de hormigón, de 0,40 m de espesor, dispuestas sobre una base de grava-cemento y suelo tratado con cal. Una particularidad digna de mención es que, en la ejecución de estas zonas de estacionamiento, se volverá a utilizar el procedimiento de "pasadores" para la transmisión de las cargas de unas losas a otras, sistema que se había abandonado en las últimas realizaciones análogas llevadas a cabo, en Roissy, por "Aeropuerto de París".

R. P. A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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

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.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

591-2-162

Estudio sobre tableros de puentes
Parte IV.– El tablero oblicuo

Por Francisco Javier Manterola Armisén
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos

SINOPSIS

El presente artículo constituye la cuarta y última parte del que, con el título general de "Estudio sobre tableros de puentes", se empezó a publicar en el número 138 de "Hormigón y Acero", correspondiente al primer trimestre del presente año 1981, y se continuó en los siguientes.

Después de haber estudiado el tablero de vigas, las vigas cajón y el puente curvo, en esta última parte se hace un muy detallado análisis del tablero oblicuo.

Como primera aproximación al problema de la oblicuidad, se analiza la viga oblicua, tanto apoyada como continua. A continuación, se pasa al estudio de los tableros oblicuos para lo cual se clasifican en tres grandes grupos: los tableros-losa, los de vigas y los tableros cajón. En cada grupo se consideran separadamente los tableros apoyados y los continuos, determinándose la influencia de las distintas variables que intervienen en el problema, incluido el efecto del pretensado, en la respuesta del tablero.

Al final se incluyen varias referencias bibliográficas.

EL TABLERO OBLICUO

La oblicuidad del contorno determina un modo específico de comportamiento resistente de los tableros de puente. Su efecto es similar a una deformación de torsión impuesta al tablero, que perturba sustancialmente su respuesta.

Las variables significativas en este fenómeno se pueden agrupar en dos grandes apartados. En el primero están las que dependen de la geometría en planta del tablero y de sus vinculaciones externas, es decir: la magnitud de la oblicuidad, la relación ancho-luz y el tipo de vinculaciones de contorno. El segundo lo constituyen las diversas morfologías resistentes del tablero, que se decantan en la distribución de rigideces en planta. Podemos tener tableros-losa, macizos o aligerados; tableros de vigas y, por último, el tablero cajón.

Para determinar la influencia de estas variables en la respuesta del tablero, nos ha parecido lo mejor tratar sucesivamente los tres tipos básicos del tablero: el tablero losa, el de vigas y el cajón, viendo en cada uno de ellos cómo influyen las variables ordenadas en el primer apartado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Pero antes de realizar este análisis, nos parece conveniente analizar la viga oblicua, que constituye una primera aproximación al problema de la oblicuidad.

1. La viga oblicua

Entendemos por viga oblicua, un elemento lineal en el que su apoyo está formado por dos líneas no ortogonales al eje geométrico de la viga.

1.1. La viga oblicua apoyada

Supongamos una viga bi-apoyada sobre dos líneas que tienen una oblicuidad φ con el eje. Esta abstracción de cálculo corresponde a un planteamiento real, en el cual la viga tiene una anchura pequeña y sus apoyos se instalan con una oblicuidad φ.

La solicitamos con una carga uniformemente repartida P (figura 1.1). Esta viga es hiperestática. Para hacerla isostática suponemos que tiene apoyo simple en sus extremos. La viga se deformará según la figura 1.1 b.

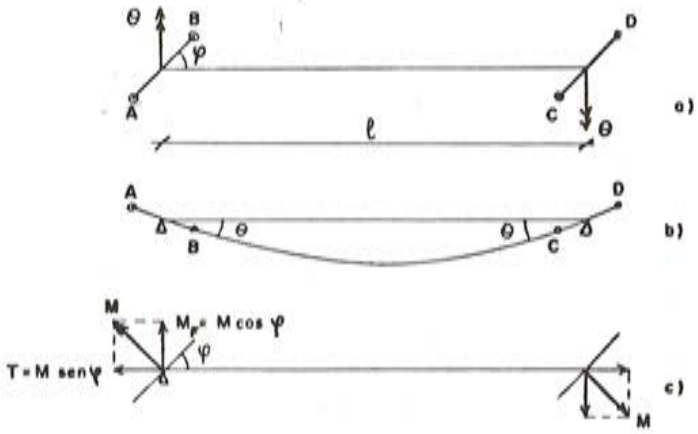


Fig. 1.1

En sus extremos, aparecerá un giro θ de valor:

$$\theta = \frac{P\ell^3}{24\ EI}$$

que determinará que los puntos A y B tengan un movimiento vertical incompatible con los apoyos reales. Para anularlo será necesario introducir, en el apoyo, un momento M de eje perpendicular a la línea de apoyos.

La obtención de este momento la realizaremos anulando el giro total que se produce según la perpendicular a la línea de apoyos. La ecuación que resulta es:

$$\frac{P\ell^3}{24EI}\cos\varphi = M\left(\frac{\operatorname{sen}^2\varphi}{GJ} + \frac{\cos^2\varphi}{EI}\right)\frac{\ell}{2} \qquad (1)$$

de donde se deduce:

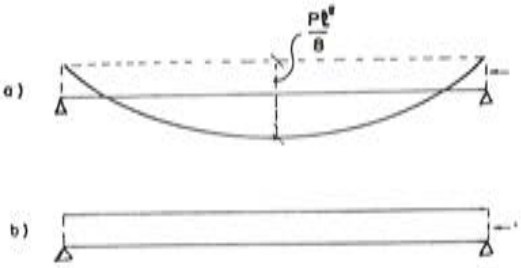
$$M = \frac{P\ell^2\cos\varphi}{12\,(\cos^2\varphi + K'\operatorname{sen}^2\varphi)} \qquad (2)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

siendo: $K' = \frac{1}{K}$

y: $K = \frac{GJ}{EI}$ = relación entre las rigideces a torsión y flexión de la viga.

Las leyes de esfuerzos resultantes son:



$$M_F = \frac{P\,\ell^2}{12}\,\frac{1}{1 + K'\,tg^2\,\varphi}$$

$$T = \frac{P\,\ell^2}{12}\cdot\frac{tg\,\varphi}{1 + K'\,tg^2\,\varphi}$$

Fig. 1.2

Una ley de momentos flectores (Figura 1.2 a), con la aparición de momentos flectores negativos en los extremos, y una ley de momentos torsores (figura 1.2 b), constante a lo largo de la viga.

De estos resultados salen las primeras conclusiones:

1ª Una viga bi-apoyada, oblicua, se comporta a efectos de la flexión como una viga con empotramiento elástico, el cual depende de la relación de rigideces a flexión y torsión del dintel, y de la oblicuidad φ.

2ª En el caso de valores de K pequeños, lo que corresponde a vigas T o doble T, el momento torsor resulta también pequeño y la ley de momentos flectores es prácticamente igual a la de las vigas rectas.

3ª Por el contrario, para valores de K grandes, que corresponden a vigas cajón, las leyes de momentos flectores negativos y la ley de momentos torsores alcanzan valores muy importantes, conforme erece la oblicuidad (figura 1.3).

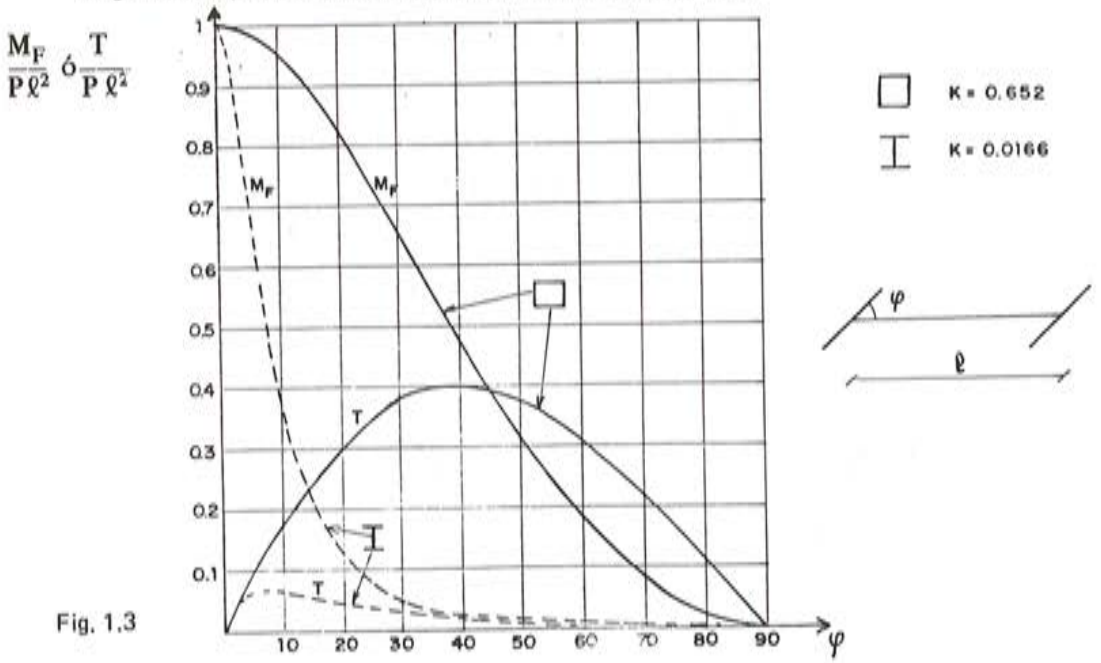


Fig. 1.3

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Para el caso de cargas puntuales, el procedimiento de cálculo es similar al anterior y el valor de M resulta (figura 1.4):

$$M = \frac{P \,.\, \ell\,(\epsilon - \epsilon^2)\cos\varphi}{2\,(\cos^2\varphi + K'\,\mathrm{sen}^2\,\varphi)};$$

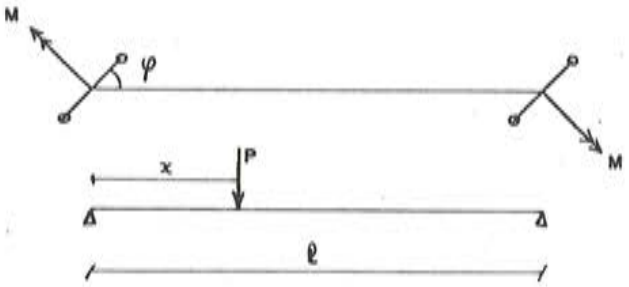


Fig. 1.4

$$\text{con: } \epsilon = \frac{x}{\ell}\,;\; K' = \frac{EI}{GJ} \qquad (3)$$

El momento flector negativo en los apoyos, vale: $M_f = M \,.\, \cos\varphi$; y el momento torsor, a lo largo de la viga: $T = M \,.\, \mathrm{sen}\,\varphi$.

Si aplicamos las consecuencias anteriores al caso real de la viga de anchura finita, pero manteniendo el comportamiento elástico de la teoría de la viga, ocurrirá (figura 1.5):

Fig. 1.5

1º Que la torsión descarga los apoyos situados en los ángulos agudos (B y C) y carga los situados en los obtusos (A y D).

2º Que la combinación entre la flexión y la torsión inclina, hacia los ángulos obtusos, la dirección de los momentos flectores principales.

3º Que la descarga del apoyo B producida por la torsión, puede convertir en tracción la resultante de reacciones en B; con lo que a lo largo de las líneas BA y CD, aparecen flexiones negativas.

1.2. La viga oblicua continua

Sea una viga oblicua, apoyada, de luz ℓ, sometida a dos momentos en los extremos, M_1 y M_2, de eje perpendicular al de la viga, y a unas cargas exteriores verticales cualesquiera, que producen sobre la viga, supuesta recta, unos giros iniciales α_{01} y α_{02} (figura 1.6).

Como la viga oblicua es hiperestática, aparecerán en sus extremos unos momentos flectores, de eje normal al del apoyo oblicuo, M*. Estos momentos tienen que ser iguales en valor absoluto, ya que las componentes horizontales, T, deben ser iguales y opuestas, dado que la carga que solicita a la viga es vertical.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

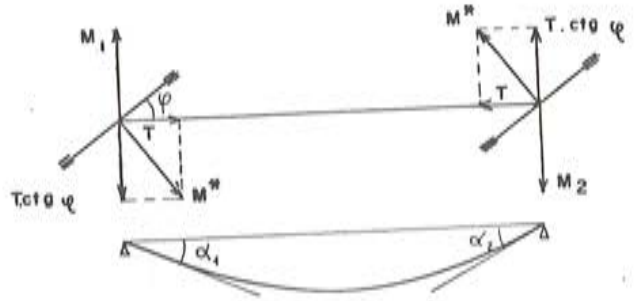


Fig. 1.6

El giro total, normal, en los extremos de la viga será:

$$\alpha_1 = \alpha_{01} + M_1 \frac{\ell}{3EI} + M_2 \frac{\ell}{6EI} - T \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{\ell}{3EI} + \frac{\ell}{6EI} \right) \tag{4.1}$$

$$\alpha_2 = \alpha_{02} + M_1 \frac{\ell}{6EI} + M_2 \frac{\ell}{3EI} - T \operatorname{ctg} \varphi \left(\frac{\ell}{3EI} + \frac{\ell}{6EI} \right) \tag{4.2}$$

La determinación de la incógnita hiperestática M^*, o lo que es lo mismo, el momento torsor T, se consigue obligando a la compatibilidad de giros en los apoyos oblicuos. Para ello tiene que verificarse que:

$$T = \frac{\alpha_1 + \alpha_2}{\gamma} \operatorname{ctg} \varphi \qquad \gamma = \frac{\ell}{GJ} \tag{5}$$

Introduciendo este valor de T en las expresiones anteriores y resolviendo el sistema de dos ecuaciones con dos incógnitas (α_1 y α_2), queda:

$$\alpha_1 = \alpha_{01} \frac{1+c}{1+2c} - \alpha_{02} \frac{c}{1+2c} + M_1 \frac{\ell}{6EI} \frac{2+c}{1+2c} + M_2 \frac{\ell}{6EI} \frac{1-c}{1+2c} \tag{6.1}$$

$$\alpha_2 = \alpha_{02} \frac{1+c}{1+2c} - \alpha_{01} \frac{c}{1+2c} + M_1 \frac{\ell}{6EI} \frac{1-c}{1+2c} + M_2 \frac{\ell}{6EI} \frac{2+c}{1+2c} \tag{6.2}$$

donde: $c = \frac{GJ}{EI} \frac{\operatorname{ctg}^2 \varphi}{2}$

Una vez obtenidos los ángulos en los extremos de la barra, podemos establecer, para el caso de vigas continuas oblicuas, una ecuación de tres momentos, similar a la que existe en vigas continuas rectas.

Haciendo que los giros en el apoyo común entre dos vanos sumen cero, tendremos:

$$M_1 \frac{\ell_1}{6EI}(1-c) + M_2 \frac{\ell_1 + \ell_2}{6EI}(2+c) + M_3 \frac{\ell_2}{6EI}(1-c) = (\alpha_{01} + \alpha_{12})\, c - (\alpha_{02} + \alpha_{11})(1+c) \tag{7}$$

siendo α_{11} y α_{12} los giros normales, en los dos extremos, para el segundo vano.

Por este procedimiento se pueden obtener los momentos de empotramiento en cualquier viga continua. Sin embargo, conviene tener en cuenta que los momentos M_1, M_2 y M_3 no son los que aparecen en el extremo del vano. A ellos es necesario sumarles el valor de T . ctg φ.

El valor del momento torsor en cada vano es:

$$T_1 = -\operatorname{tg}\varphi \cdot \frac{2c}{1+2c} \left[\frac{EI\,(\alpha_{01} + \alpha_{02})}{\ell} + \frac{M_1 + M_2}{2} \right]. \tag{8}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Si particularizamos estas expresiones para una viga de tres vanos, con luces iguales y carga uniforme P, la variación de los esfuerzos (momentos flectores y torsores) con la variación del ángulo de oblicuidad φ, se representa en la figura 1.7.

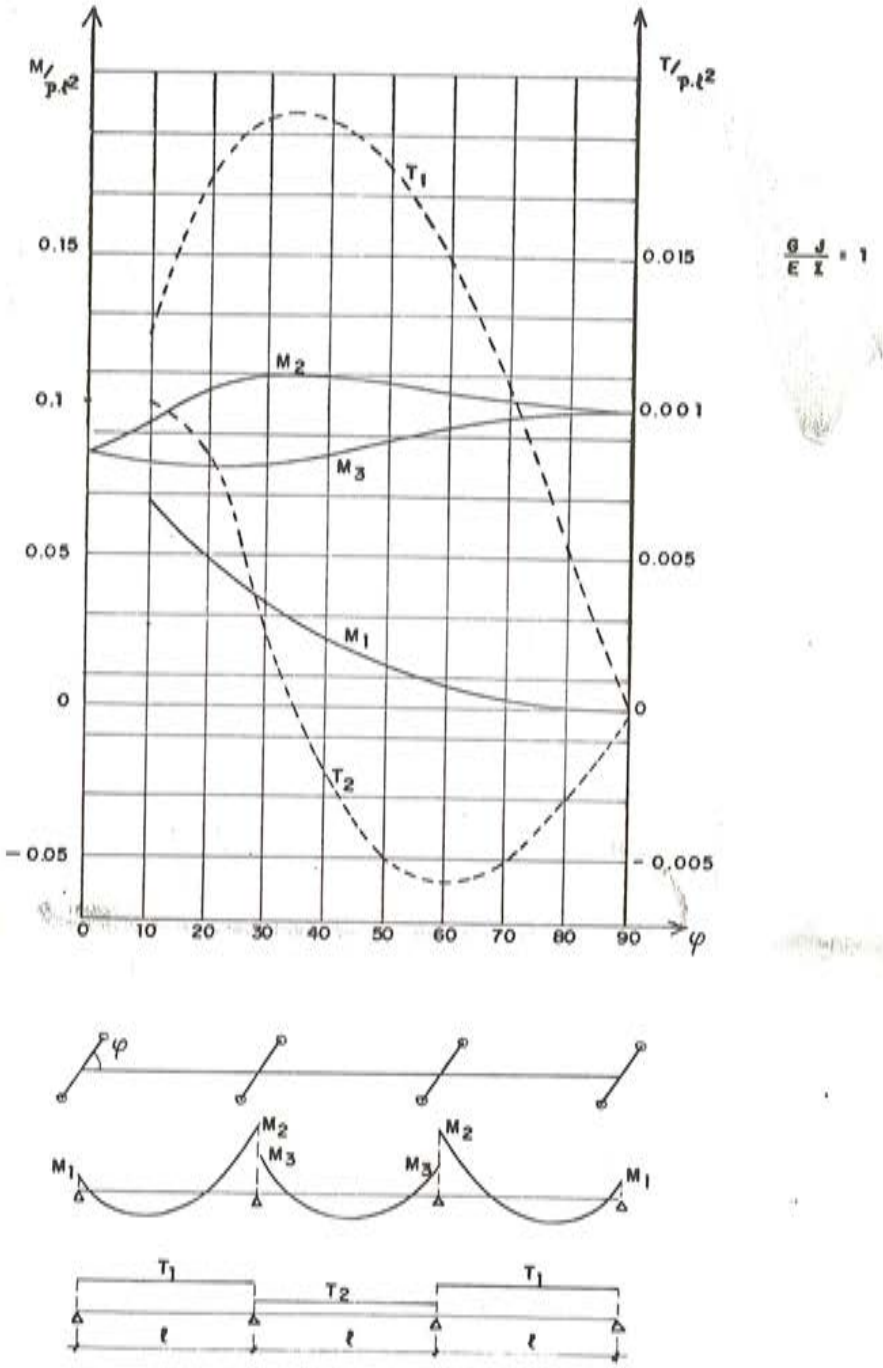


Fig. 1.7

De esta figura se pueden sacar las siguientes conclusiones para vigas oblicuas de gran rigidez a torsión:

1ª Los momentos flectores negativos sobre los apoyos, varían poco respecto a los que se producen en una viga recta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2ª A uno y otro lado del apoyo, los momentos flectores no son iguales:

$$M_2 = M_3 + (T_1 - T_2)\,\mathrm{ctg}\,\varphi \qquad (9)$$

lo que quiere decir que el apoyo oblicuo constituye, como en el caso de vigas apoyadas, una especie de empotramiento elástico.

3ª En los extremos apoyados se produce, como en el caso de vigas apoyadas, momentos flectores negativos crecientes con la oblicuidad.

4ª Los momentos torsores son más pequeños en las vigas continuas que en las apoyadas. Esto se debe a que los momentos flectores negativos en los apoyos son mayores; lo que determina una menor necesidad de introducir torsiones longitudinales para compatibilizar la deformación de la viga con las condiciones de oblicuidad del apoyo.

5ª Este efecto se acentúa en los vanos intermedios ya que, en este caso, los momentos negativos en los extremos son mayores que en los vanos extremos.

6ª De estos resultados se puede sacar una conclusión más general, como es que la continuidad reduce el efecto de la oblicuidad, resultando este efecto importante, únicamente en los vanos extremos (*).

2. Tablero losa, oblicuo

Supongamos ahora un tablero oblicuo, bi-apoyado, en el que realizamos dos cortes longitudinales, de manera que se destaquen tres elementos lineales (o que podamos considerarlos como lineales) y los cargamos con una sobrecarga uniformemente distribuida. Suponemos también que el apoyo está constituido, exclusivamente, por tres apoyos situados en los ejes de esas vigas virtuales (figura 2.1).

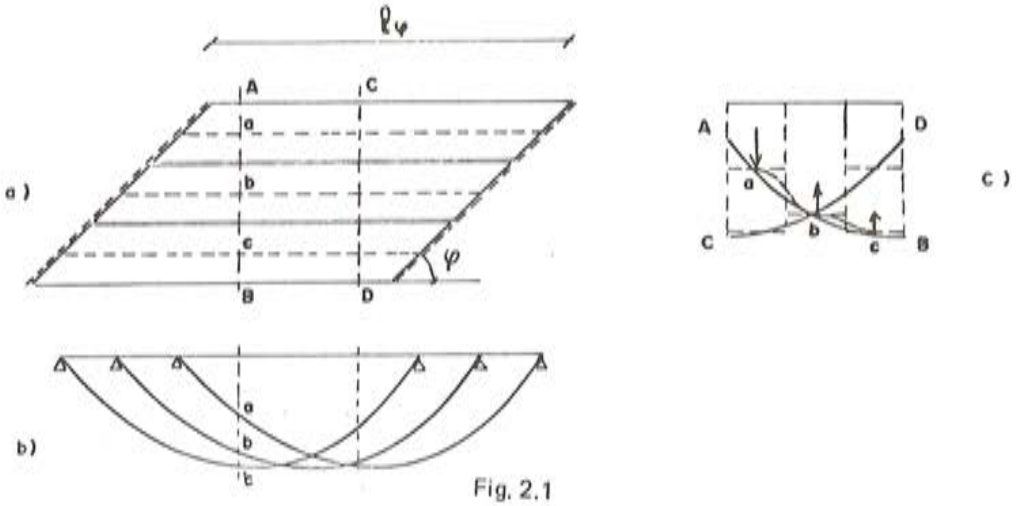


Fig. 2.1

En este caso, la deformada del tablero es igual a la deformada de una serie de vigas apoyadas, desplazadas unas respecto a las otras en una cantidad igual a la anchura de la viga, multiplicada por ctg φ (figura 2.1 b). Si en esta deformada establecemos dos secciones, AB y CD, tendremos la deformada transversal del tablero (figura 2.1 c). En esta figura, observamos cómo la oblicuidad tiende a torsionar el tablero, ya que las secciones AB y CD giran en sentido contrario y esta torsión es tanto más importante conforme más pequeño sea el ángulo φ.

(*) Un tratamiento completo de las vigas oblicuas, se encuentra en las referencias [1] y [2] de la bibliografía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La reconstrucción de la continuidad de la losa y el apoyo continuo sobre los bordes apoyados, pondrá en juego los siguientes mecanismos:

1º El apoyo continuo de cada una de las vigas en su borde, en lugar de hacerlo en un solo punto, determina que entre en juego la rigidez a torsión de las vigas, según acabamos de ver en el apartado anterior.

2º La continuidad transversal entre las diferentes vigas longitudinales, pone en juego el efecto losa que enfrenta las rigideces a flexión y torsión de los elementos longitudinales y transversales de la losa.

2.1 Losas bi-apoyadas

La losa oblicua bi-apoyada ha sido estudiada y tabulada por muchos ingenieros: Rüseh (3), Homberg (1), Jensen, etc.; y en la figura 2.2 presentamos la evolución de los momentos flectores en los tres puntos más significativos de la losa, cuando variamos la oblicuidad y la relación ancho-luz. La carga que solicita la losa es uniforme.

Para tableros que tienen la misma luz normal, ℓ_x, y la misma anchura útil, a, la oblicuidad produce los efectos siguientes:

1º El punto de máximas flexiones positivas se desplaza del centro de la luz hacia el ángulo obtuso, en el borde libre (M_2).

La razón para que esto ocurra así, la encontramos examinando la figura 2.1 c. La reconstrucción de la continuidad del tablero, pone en marcha la rigidez a flexión transversal de la losa, que tiende a igualar los corrimientos verticales de los puntos a, b y c; lo que se verifica con un traspaso de carga hacia el punto *a*. La cuantía de este traspaso depende de la rigidez a torsión de las vigas longitudinales, de la rigidez a flexión y torsión transversal de la losa, y del desfase de flechas entre los puntos a y b, y b y c, que depende de la oblicuidad de la losa.

2º Aparecen momentos flectores negativos en el punto 3, (M_3). La razón de la presencia de este momento negativo lá hemos visto cuando analizábamos la viga oblicua. La oblicuidad hace el efecto de un empotramiento elástico. Como se ve (figura 2.2 a), este momento es el de más rápida variación con la oblicuidad.

3º Las trayectorias de los momentos flectores principales (figura 2.3), se dirigen, como consecuencia de la torsión general a que está sometida la losa, en dirección de los ángulos obtusos. Es decir, la losa tiende a flectar según la perpendicular de la línea de apoyos, y los momentos flectores máximos se encuentran a lo largo de la línea en "S" de la figura 2.3 b.

4º Si analizamos el momento flector principal en el punto 1, vemos que para una oblicuidad de 30º el valor del momento asciende a:

$$M = 0{,}165 \,.\, q \,.\, \ell_x^{\,2}$$

para una relación $b/\ell_\varphi = 1$.

Este valor es mayor que el que tendría una losa recta de la misma luz normal ℓ_x ($M = 0{,}125 \,.\, q \,.\, \ell_x^2$), pero es mucho menor que el que tendría si la luz de flexión fuese la oblicua. En este caso, el momento sería:

$$M = 0{,}125 \,.\, q \,.\, \ell_\varphi^2 = 0{,}25 \,.\, q \,.\, \ell_x^2 > 0{,}165 \,.\, q \,.\, \ell_x^2$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2ª A uno y otro lado del apoyo, los momentos flectores no son iguales:

$$M_2 = M_3 + (T_1 - T_2)\,\mathrm{ctg}\,\varphi \qquad (9)$$

lo que quiere decir que el apoyo oblicuo constituye, como en el caso de vigas apoyadas, una especie de empotramiento elástico.

3ª En los extremos apoyados se produce, como en el caso de vigas apoyadas, momentos flectores negativos crecientes con la oblicuidad.

4ª Los momentos torsores son más pequeños en las vigas continuas que en las apoyadas. Esto se debe a que los momentos flectores negativos en los apoyos son mayores; lo que determina una menor necesidad de introducir torsiones longitudinales para compatibilizar la deformación de la viga con las condiciones de oblicuidad del apoyo.

5ª Este efecto se acentúa en los vanos intermedios ya que, en este caso, los momentos negativos en los extremos son mayores que en los vanos extremos.

6ª De estos resultados se puede sacar una conclusión más general, como es que la continuidad reduce el efecto de la oblicuidad, resultando éste efecto importante, únicamente en los vanos extremos (*).

2. Tablero losa, oblicuo

Supongamos ahora un tablero oblicuo, bi-apoyado, en el que realizamos dos cortes longitudinales, de manera que se destaquen tres elementos lineales (o que podamos considerarlos como lineales) y los cargamos con una sobrecarga uniformemente distribuida. Suponemos también que el apoyo está constituido, exclusivamente, por tres apoyos situados en los ejes de esas vigas virtuales (figura 2.1).

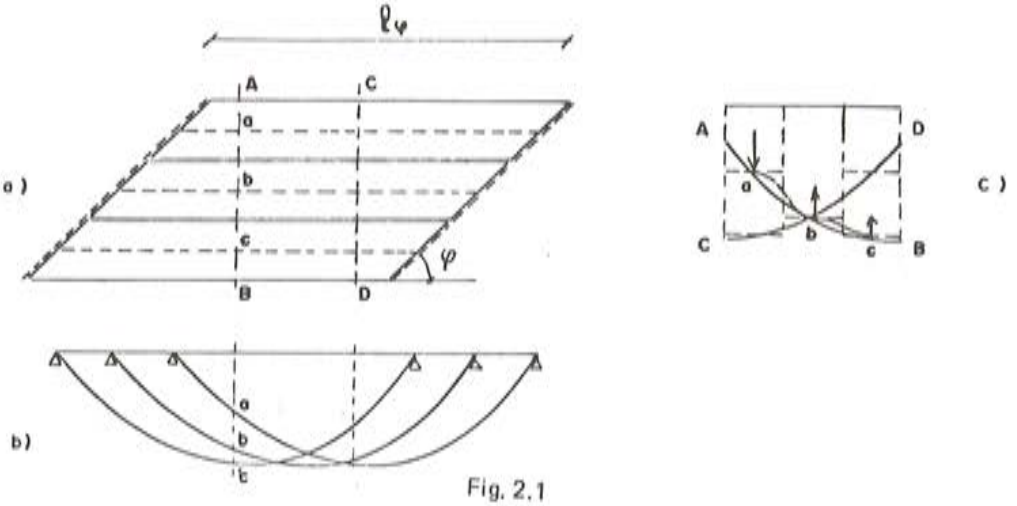


Fig. 2.1

En este caso, la deformada del tablero es igual a la deformada de una serie de vigas apoyadas, desplazadas unas respecto a las otras en una cantidad igual a la anchura de la viga, multiplicada por ctg φ (figura 2.1 b). Si en esta deformada establecemos dos secciones, AB y CD, tendremos la deformada transversal del tablero (figura 2.1 c). En esta figura, observamos cómo la oblicuidad tiende a torsionar el tablero, ya que las secciones AB y CD giran en sentido contrario y esta torsión es tanto más importante conforme más pequeño sea el ángulo φ.

(*) Un tratamiento completo de las vigas oblicuas, se encuentra en las referencias [1] y [2] de la bibliografía.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La reconstrucción de la continuidad de la losa y el apoyo continuo sobre los bordes apoyados, pondrá en juego los siguientes mecanismos:

1º El apoyo continuo de cada una de las vigas en su borde, en lugar de hacerlo en un solo punto, determina que entre en juego la rigidez a torsión de las vigas, según acabamos de ver en el apartado anterior.

2º La continuidad transversal entre las diferentes vigas longitudinales, pone en juego el efecto losa que enfrenta las rigideces a flexión y torsión de los elementos longitudinales y transversales de la losa.

2.1 Losas bi-apoyadas

La losa oblicua bi-apoyada ha sido estudiada y tabulada por muchos ingenieros: Rüsch (3), Homberg (1), Jensen, etc.; y en la figura 2.2 presentamos la evolución de los momentos flectores en los tres puntos más significativos de la losa, cuando variamos la oblicuidad y la relación ancho-luz. La carga que solicita la losa es uniforme.

Para tableros que tienen la misma luz normal, ℓ_x, y la misma anchura útil, a, la oblicuidad produce los efectos siguientes:

1º El punto de máximas flexiones positivas se desplaza del centro de la luz hacia el ángulo obtuso, en el borde libre (M_2).

La razón para que esto ocurra así, la encontramos examinando la figura 2.1 c. La reconstrucción de la continuidad del tablero, pone en marcha la rigidez a flexión transversal de la losa, que tiende a igualar los corrimientos verticales de los puntos a, b y c; lo que se verifica con un traspaso de carga hacia el punto *a*. La cuantía de este traspaso depende de la rigidez a torsión de las vigas longitudinales, de la rigidez a flexión y torsión transversal de la losa, y del desfase de flechas entre los puntos a y b, y b y c, que depende de la oblicuidad de la losa.

2º Aparecen momentos flectores negativos en el punto 3, (M_3). La razón de la presencia de este momento negativo lá hemos visto cuando analizábamos la viga oblicua. La oblicuidad hace el efecto de un empotramiento elástico. Como se ve (figura 2.2 a), este momento es el de más rápida variación con la oblicuidad.

3º Las trayectorias de los momentos flectores principales (figura 2.3), se dirigen, como consecuencia de la torsión general a que está sometida la losa, en dirección de los ángulos obtusos. Es decir, la losa tiende a flectar según la perpendicular de la línea de apoyos, y los momentos flectores máximos se encuentran a lo largo de la línea en "S" de la figura 2.3 b.

4º Si analizamos el momento flector principal en el punto 1, vemos que para una oblicuidad de 30º el valor del momento asciende a:

$$M = 0{,}165 \cdot q \cdot \ell_x^{\,2}$$

para una relación $b/\ell_\varphi = 1$.

Este valor es mayor que el que tendría una losa recta de la misma luz normal ℓ_x ($M = 0{,}125 \cdot q \cdot \ell_x^2$), pero es mucho menor que el que tendría si la luz de flexión fuese la oblicua. En este caso, el momento sería:

$$M = 0{,}125 \cdot q \cdot \ell_\varphi^2 = 0{,}25 \cdot q \cdot \ell_x^2 > 0{,}165 \cdot q \cdot \ell_x^2$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

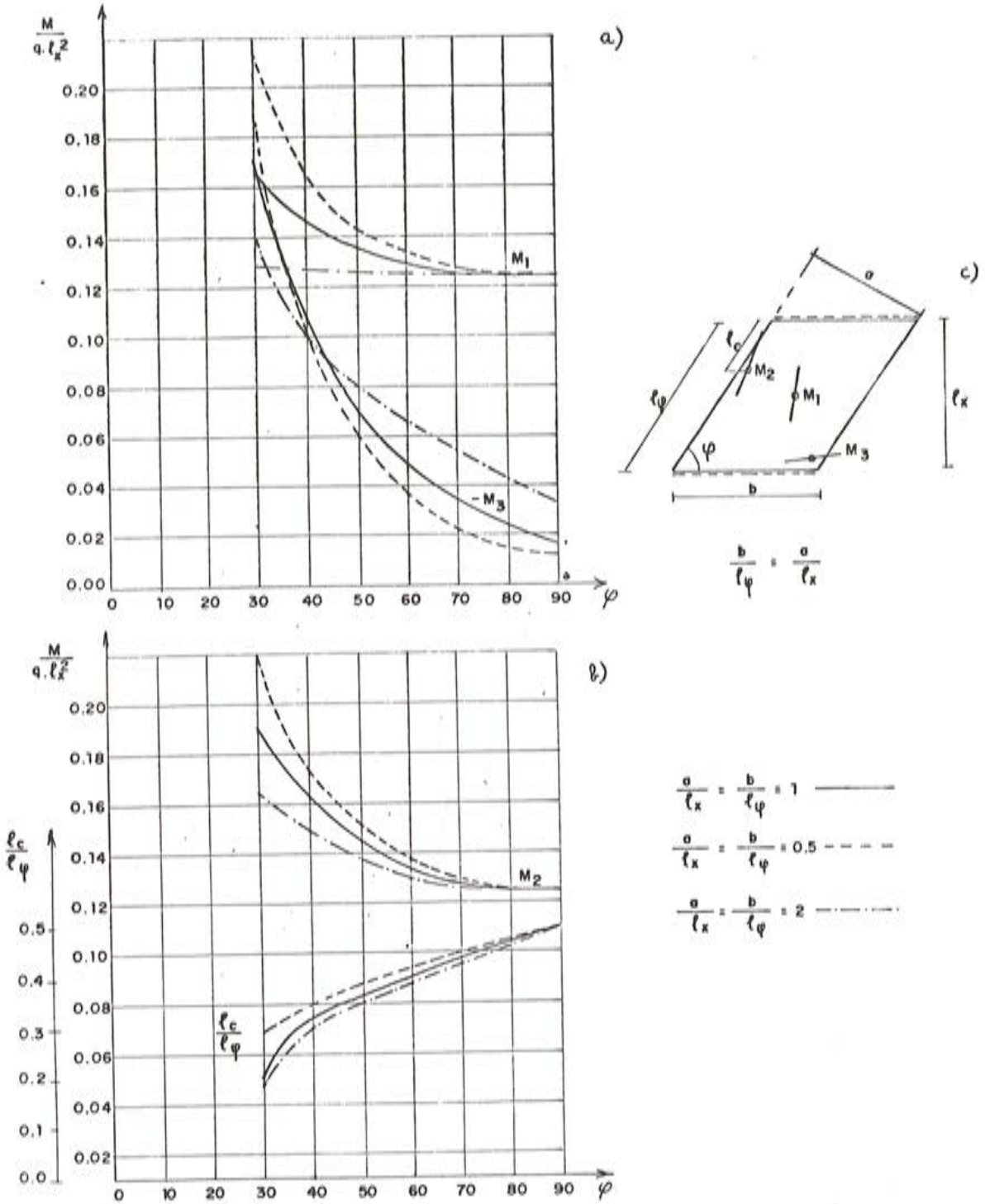


Fig. 2.2. Losa oblicua bi-apoyada. Carga uniforme q. Momentos flectores principales.

5º En la zona de ángulos agudos se desarrollan también momentos flectores negativos transversales, de mucha menor cuantía que los que se producen en los ángulos obtusos, y tienen como misión soportar en ménsula el borde descolgado de la losa.

6º Todos los efectos que acabamos de ver crecen con la oblicuidad y además muy bruscamente. Cuando la separación respecto a la normal no sobrepasa los 20º, es decir,

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

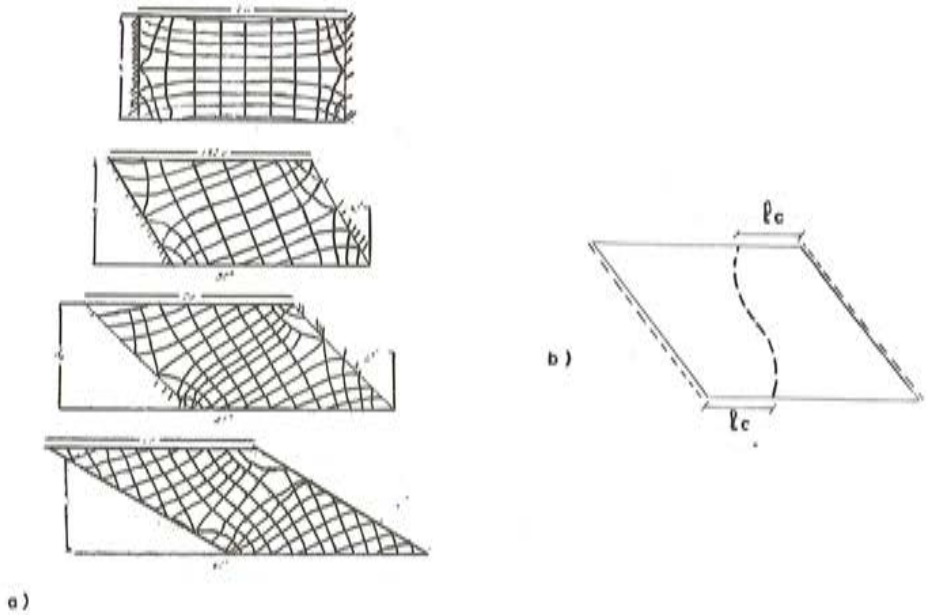


Fig. 2.3. a) Trayectoria de los momentos principales (Jensen).
b) Línea donde se producen los máximos momentos flectores longitudinales.

para $\varphi \geqslant 70^{o}$, el efecto que produce la oblicuidad es muy pequeño. Pero cuando se sobrepasa este valor, el incremento de esfuerzos es muy intenso. Para $\varphi = 30^{o}$, el momento negativo que aparece en el punto *3* puede igualar el momento positivo en el centro del vano (figura 2.2 a).

7º La relación ancho-luz, examinada en la figura 2.2 a través de las relaciones b/ℓ_φ, influye de la manera siguiente:

7º 1. Cuando la relación ancho-luz es grande ($b/\ell_\varphi \geqslant 2$) los momentos flectores en el centro, M_1, no varían, a efectos prácticos, cualquiera que sea la oblicuidad. La flexión principal se desarrolla normalmente a las caras apoyadas.

7º 2. Por el contrario, cuando la relación ancho-luz es pequeña, el efecto de la oblicuidad está muy presente en la cuantía de este esfuerzo.

7º 3. Los momentos flectores negativos en el punto 3, varían poco con la relación ancho-luz (figura 2.2 a). Este hecho indica que el efecto de la oblicuidad está producido por los bordes libres. Cuando el tablero es muy ancho, la zona central funciona como un tablero recto y los bordes libres se ven perturbados en su mayor flexibilidad, ocasionando los efectos que ya hemos visto. Por el contrario, cuando el tablero es estrecho, el efecto de borde ocupa todo el tablero, llegando en el caso límite de tablero infinitamente estrecho a funcionar como una viga de luz igual a la oblicua.

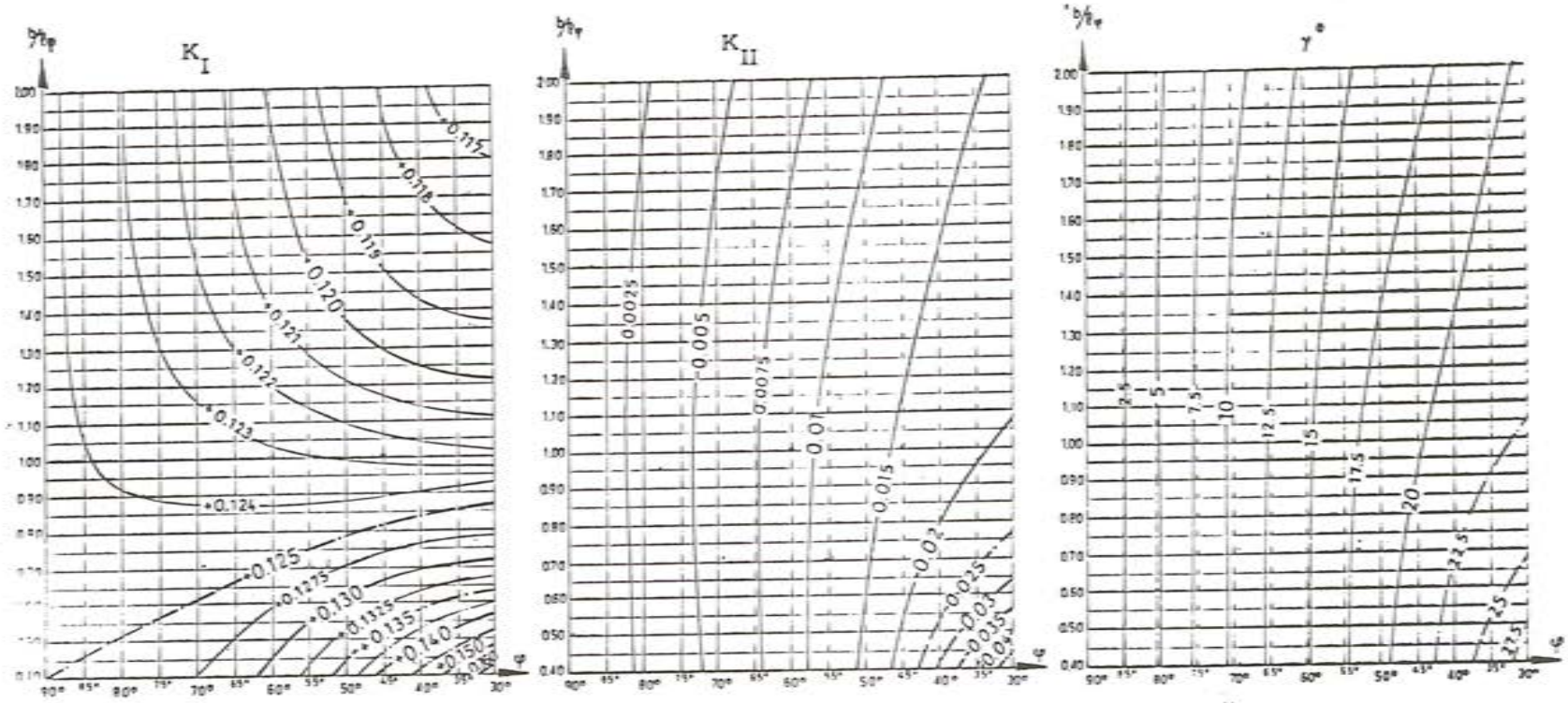
En las figuras 2.4 reproducimos los ábacos de Rüsch que dan los momentos de flectores principales en cuatro puntos significativos de la losa, para sobrecarga uniforme igual a *g*.

2.1.1 Reacciones de contorno

En la figura 2.5 representamos las reacciones de borde en tableros oblicuos con relación $b/\ell_\varphi = 1$. La distribución de reacciones a lo largo del borde es muy irregular. Aparece fuerte

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



$$M_I = K_I \cdot g \cdot \ell_x^2 \qquad g = \text{carga uniforme repartida}$$

$$M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot \ell_x^2$$

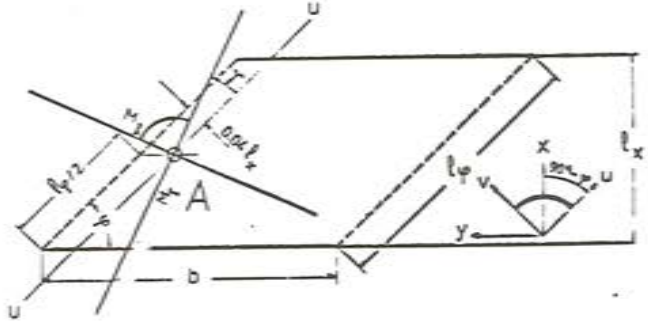
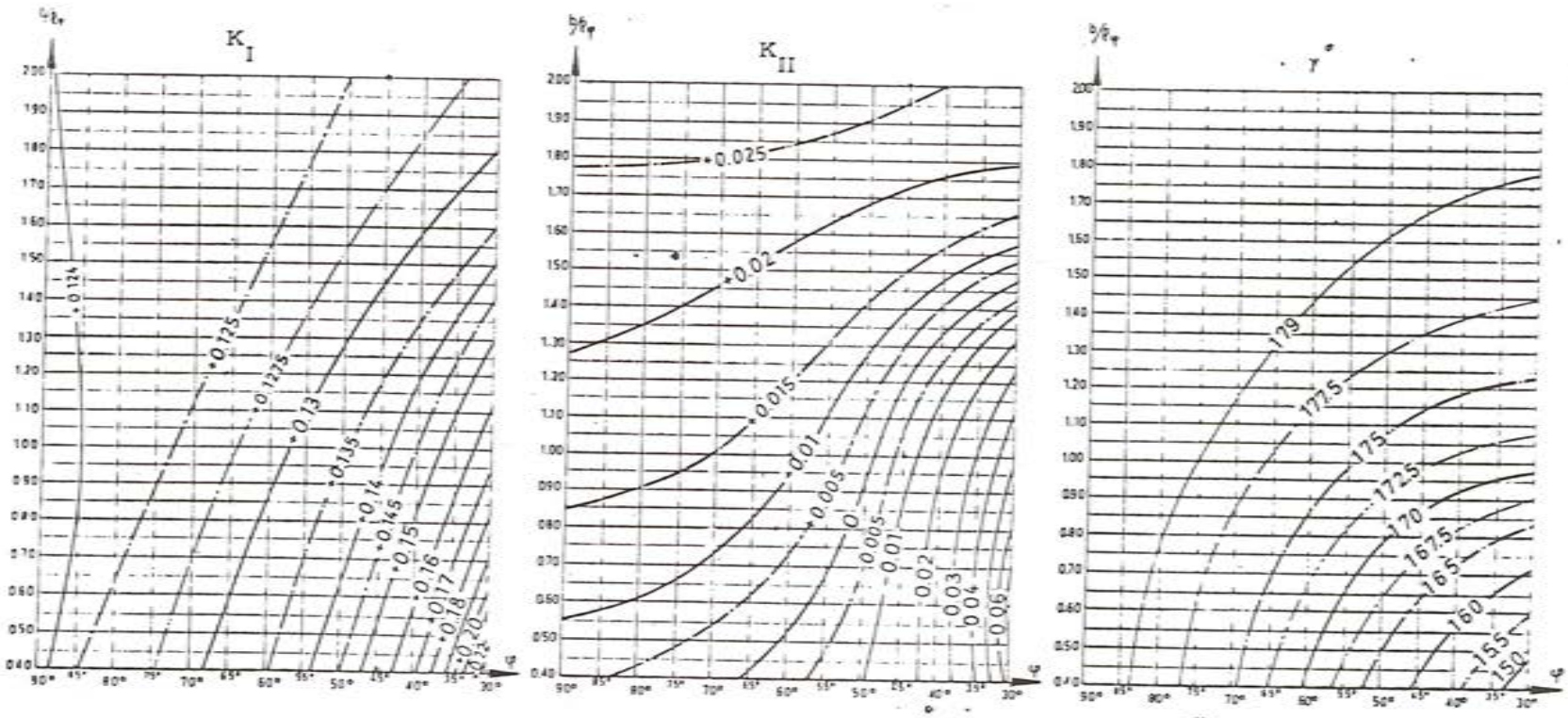


Fig. 2.4.a) Momentos flectores principales en A (Rüsch).



$$M_I = K_I \cdot g \cdot \ell_x^2 \qquad g = \text{carga uniforme repartida}$$

$$M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot \ell_x^2$$

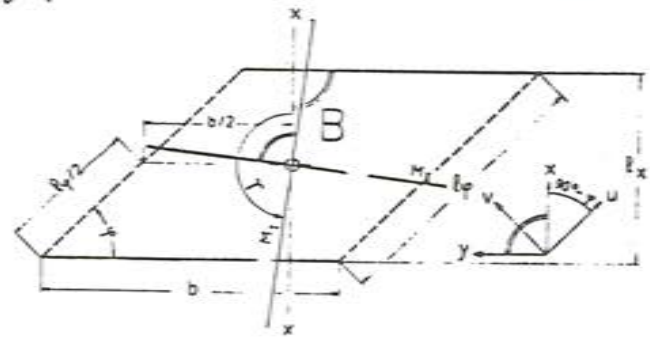
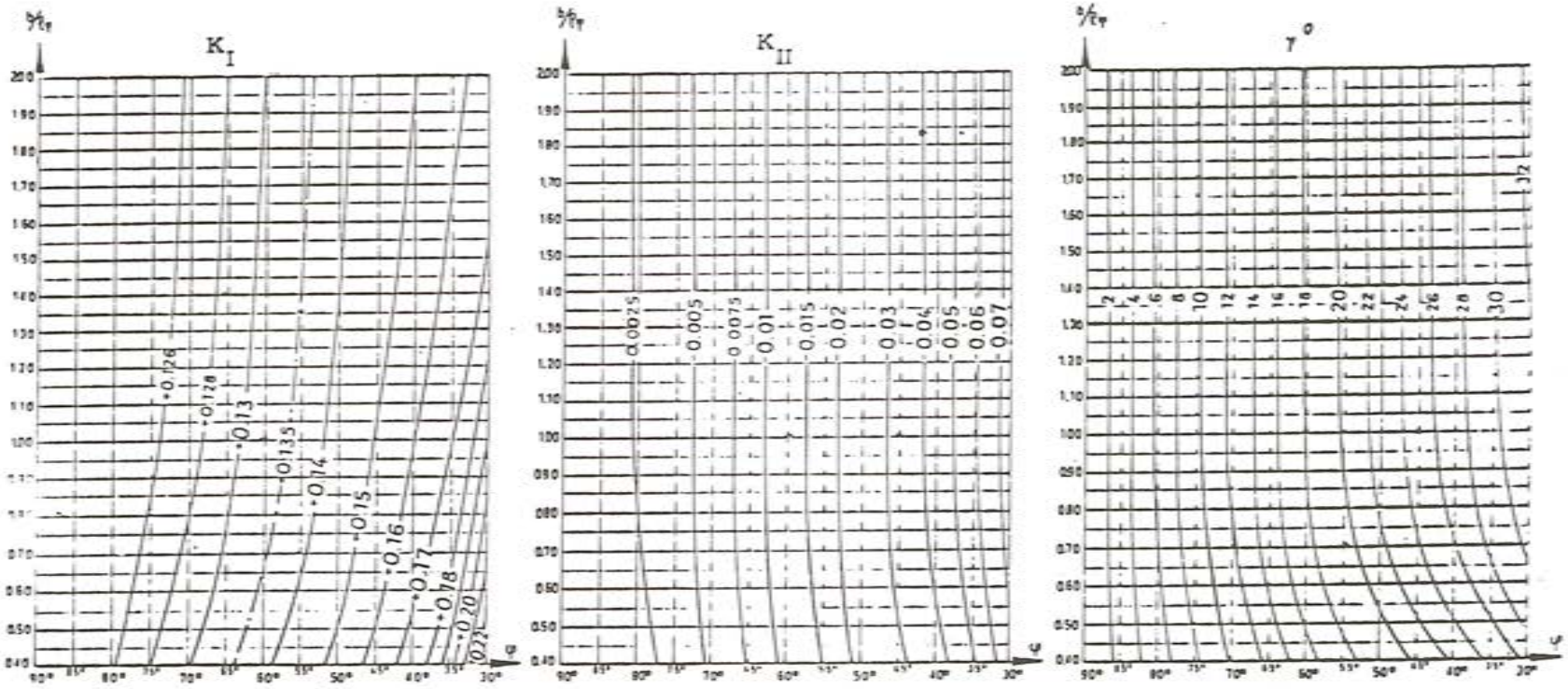


Fig. 2.4.b) Momentos flectores principales en B (Rüsch).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



$$M_I = K_I \cdot g \cdot \ell_x^2$$

$$M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot \ell_x^2$$

g = carga uniformemente repartida

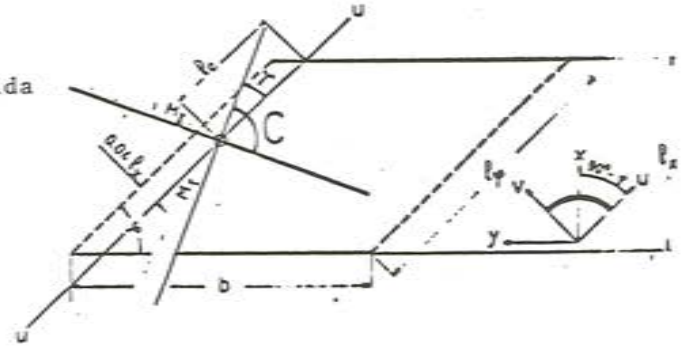
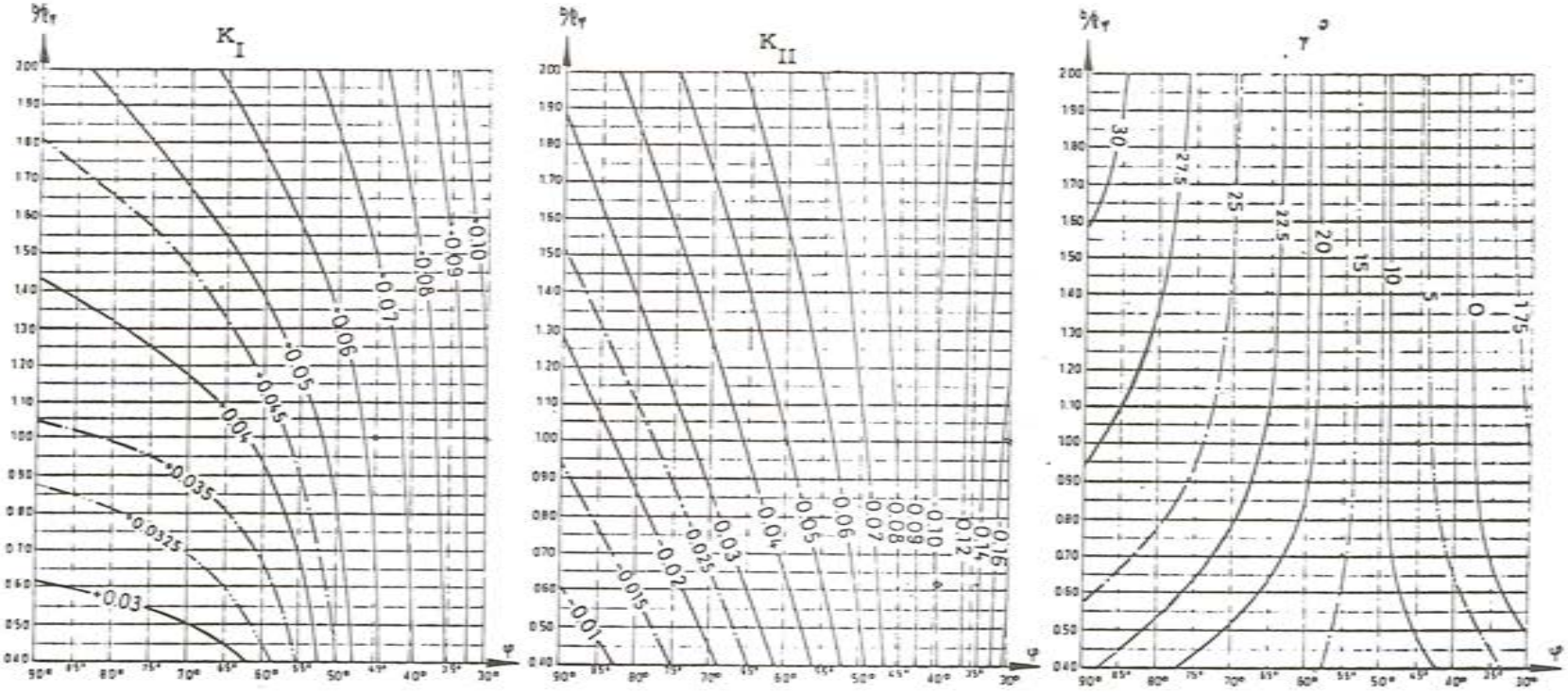


Fig. 2.4.c) Momentos flectores principales en C (Rüsch).



$$M_I = K_I \cdot g \cdot \ell_x^2$$

$$M_{II} = K_{II} \cdot g \cdot \ell_x^2$$

g = carga uniformemente repartida

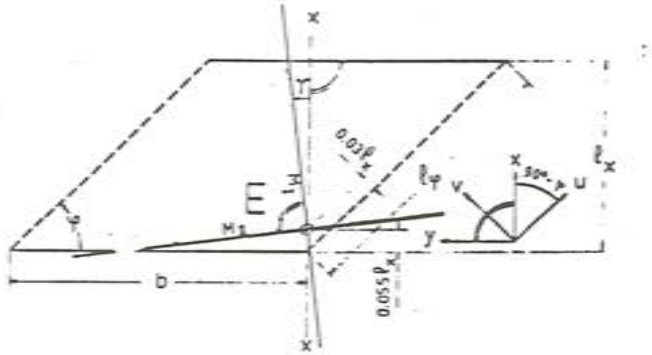


Fig. 2.4.d) Momentos flectores principales en E (Rüsch).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

concentración de la reacción en el ángulo obtuso, seguida de una reducción brusca en sus proximidades. Se normaliza después para reducirse a valores mínimos en el ángulo agudo. Este proceso es tanto más intenso conforme más oblicuo es el tablero.

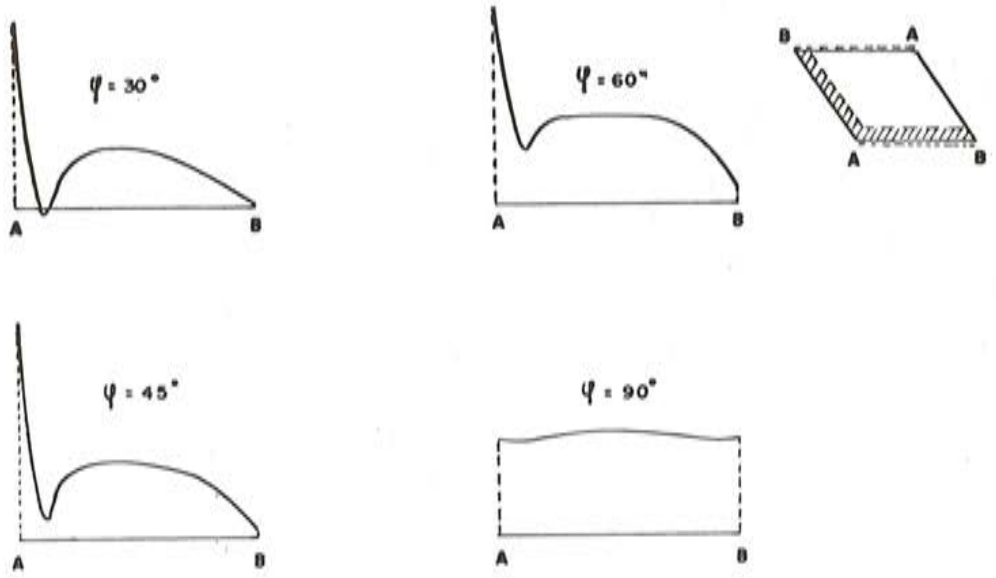


Fig. 2.5. Reacciones en el borde para $b/\ell_\varphi = 1$. Carga uniforme.

La razón para un comportamiento tan heterodoxo la encontramos en la tendencia que tiene un tablero oblicuo a flectar entre los ángulos obtusos. De una manera intuitiva, se puede explicar este fenómeno de la forma siguiente. En la zona del ángulo obtuso, el funcionamiento de la losa es similar al de una viga quebrada, que se podría obtener tomando el borde libre y el borde apoyado de la losa. Los apoyos de esta viga son los mismos que los de la losa. Según este esquema, la aparición de los momentos flectores negativos del punto 3 (figura 2.2), se entiende rápidamente, de la misma manera que la distribución de reacciones. El apoyo situado en el ángulo obtuso, recibe tóda la carga; y el inmediato se descarga, como le ocurre a cualquier viga continua.

En la figura 2.5 hemos supuesto los apoyos indeformables. De hecho, cualquier apoyo tiene una cierta flexibilidad; lo que le supone un cierto asiento bajo la solicitación exterior. En el caso de que todos los apoyos sobre los que descansa la losa oblicua fuesen de igual deformabilidad, ocurriría que por estar solicitado el apoyo obtuso mucho más fuertemente que el resto, su asiento sería mayor. Este asiento produce una descarga del apoyo obtuso, redistribuyéndose la carga hacia el resto de los apoyos. Este efecto equivale a una reducción de los momentos negativos en los ángulos obtusos y un incremento de los momentos flectores principales en el centro de la losa.

2.1.2 Respuesta de las losas oblicuas frente a las cargas puntuales

Así como ante las cargas uniformes las losas oblicuas presentan claras diferencias de comportamiento respecto a los tableros rectos, en el caso de cargas puntuales la diferencia es mucho menor. En el cuadro 2.1 representamos los momentos máximos que se producen en los puntos a, 2 y 3, de la figura 2.2, para diversos valores de la relación ancho-luz y de la oblicuidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

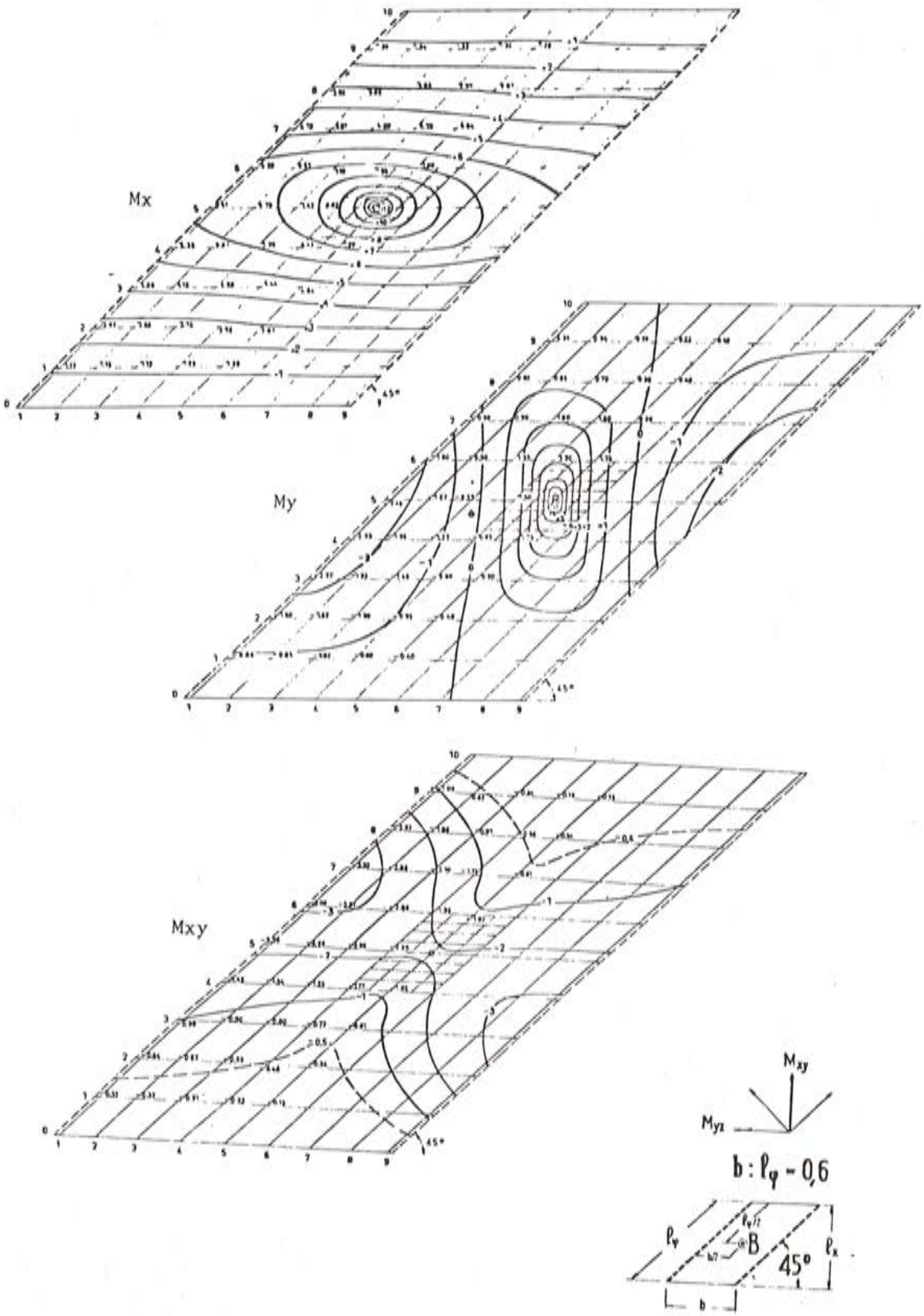


Fig. 2.6. Superficies de influencia de momentos flectores en B (Rüsch-Ergenröder).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

CUADRO 2.1

Valores de M multiplicados por 8 π

b/ℓ_φ	$\varphi = 60^o$			$\varphi = 45^o$			$\varphi = 30^o$		
	M_1	M_2	M_3	M_1	M_2	M_3	M_1	M_2	M_3
0,6	14,40	20,40	−6,85	14,20	21,50	−10,97	12,50	16,60	−18,20
1	11,90	19,83	−7,00	12,20	20,12	−10,60	11,40	17,15	−14,03
1,6	10,45	19,05	−7,00	10,55	17,05	− 9,90	10,60	13,20	−12,47

En él se puede apreciar:

1° Cuando la carga actúa en el centro de la losa, los momentos flectores varían poco con la oblicuidad. La carga se dirige normalmente a los apoyos.

2° La relación ancho-luz está presente en la reducción de los momentos en el centro, como podía estarlo en un tablero recto.

3° Donde sí se aprecia el efecto de la oblicuidad es en los momentos flectores negativos del punto 3; lo cual es lógico dado que el efecto de viga continua que se produce entre borde oblicuo y apoyado, se verifica de la misma manera que para el caso de carga uniforme. Además, salvo en el caso de $\varphi = 30^o$, este momento no viene afectado por la relación ancho-luz.

En la figura 2.6 representamos las superficies de influencia de momentos flectores M_x, M_y y M_{xy}, para el centro de la losa, $\varphi = 45^o$, $b/\ell_\varphi = 0,6$.

2.1.3 Pretensado

Como sabemos, el pretensado es una acción que equivale a un conjunto de cargas axiles, situadas en los anclajes de borde, y a otro conjunto de cargas verticales dependientes de la curvatura de los cables en cada punto.

Normalmente, existen dos posibles criterios para distribuir el pretensado en una losa oblicua. El primero corresponde a repartir el pretensado uniformemente a lo ancho de la losa y con trazado parabólico. En este caso, las dos acciones que introduce el pretensado se distribuyen de la manera siguiente:

a^a Las cargas axiles comprimen uniformemente la losa [4] y [5].

2ª Las cargas verticales se verán sometidas al mismo tipo de hiperestatismo que hemos visto en cualquier carga uniforme normal. Para obtener los esfuerzos debidos a estas cargas se pueden utilizar los ábacos de las figuras 2.4.

El segundo criterio que se puede adoptar para el pretensado consiste en establecer una distribución del mismo, concorde con la localización de los momentos flectores máximos y mínimos de las cargas exteriores. Este segundo criterio nos conduce a adoptar, como puntos de máxima excentricidad del pretensado, los correspondientes a la línea en S de la figura 2.3 b. La componente vertical que introduce el pretensado no es uniforme en este caso y, por tanto, no se pueden utilizar los ábacos de las figuras 2.4; lo que obliga a un cálculo directo del mismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Normalmente, es más frecuente acudir al primer procedimiento.

2.2 Tableros-losa continuos

En la figura 2.7 representamos las trayectorias de los momentos flectores principales y las líneas de nivel de la deformada de una losa continua, de dos vanos, con oblicuidad $\varphi = 30^\circ$, relación $b/\ell_\varphi = 1$ y carga uniformemente repartida.

Lo primero que se observa en la distribución de los momentos flectores principales es cómo las líneas de flexión actúan, como en el caso de tableros bi-apoyados, en dirección de los ángulos obtusos. De hecho, las trayectorias de los momentos flectores principales, en los dos tipos de losas, son muy parecidos.

Si comparamos la cuantía del momento flector principal, en el centro de la luz, en el caso de este tablero continuo y otro igual bi-apoyado vemos:

$$\frac{M_{apoyado}}{M_{continuo}} = \frac{0{,}041 \cdot p \cdot \ell_\varphi^2}{0{,}03 \cdot p \cdot \ell_\varphi^2} = 1{,}36$$

En un puente recto, esta relación es 2.

Si variamos ahora la oblicuidad y obtenemos la misma relación entre momentos de vanos, apoyados o continuos, en tableros de dos vanos, tendremos el cuadro 2.2.

CUADRO 2.2

φ	$\frac{M}{p\ell_\varphi^2}$ (continuo)	$\frac{M}{p\ell_\varphi^2}$ (apoyado)	$\frac{M_{apoyado}}{M_{continuo}}$
30	0,03	0,041	1,36
45	0,0456	0,069	1,51
60	0,0557	0,097	1,74
90	0,0625	0,125	2

Si examinamos ahora las superficies de influencia de los momentos flectores, M_x, en el centro del vano izquierdo, para la losa continua de dos vanos, de $\varphi = 30^\circ$ vemos (figura 2.8 a):

1° Cualquier carga situada en el vano derecho, salvo una pequeña zona situada junto a uno de los ángulos agudos, produce en el centro del vano izquierdo momentos flectores positivos, contrariamente a lo que ocurre en un tablero recto.

2° Existe, en el mismo vano izquierdo, una gran superficie, junto a uno de los ángulos agudos, que produce momentos flectores negativos en el centro del mismo vano.

La variación de la oblicuidad hacia el tablero recto (figuras 2.8 b y c), va eliminando esos resultados sorprendentes. Para $\varphi = 45^\circ$, las zonas en que el comportamiento del tablero oblicuo es contrario al del recto, se reducen mucho; y para $\varphi = 60^\circ$ han desaparecido por completo y las superficies de influencia se parecen a las de los tableros rectos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

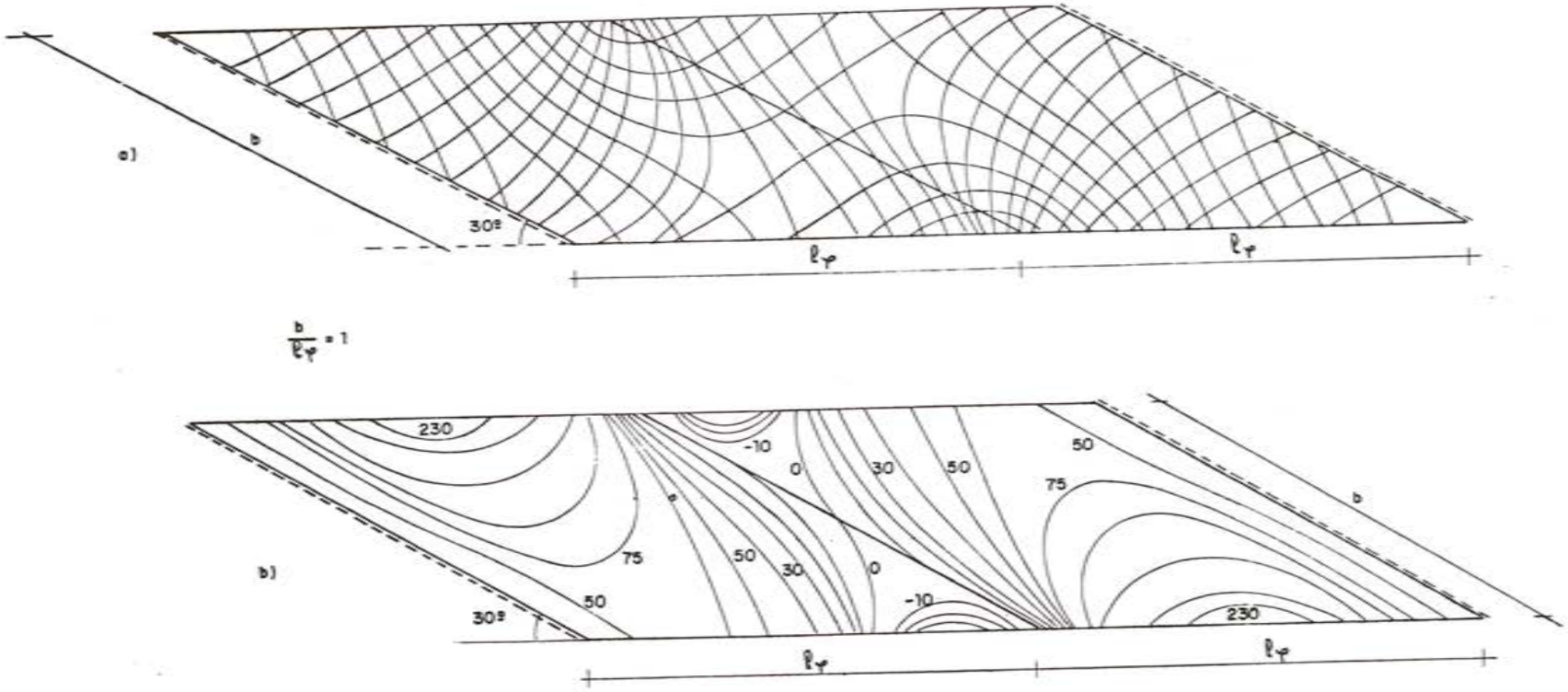


Fig. 2.7. Losas continuas. Carga uniforme. a) Trayectorias momentos flectores principales. b) Líneas de nivel de la deformada.

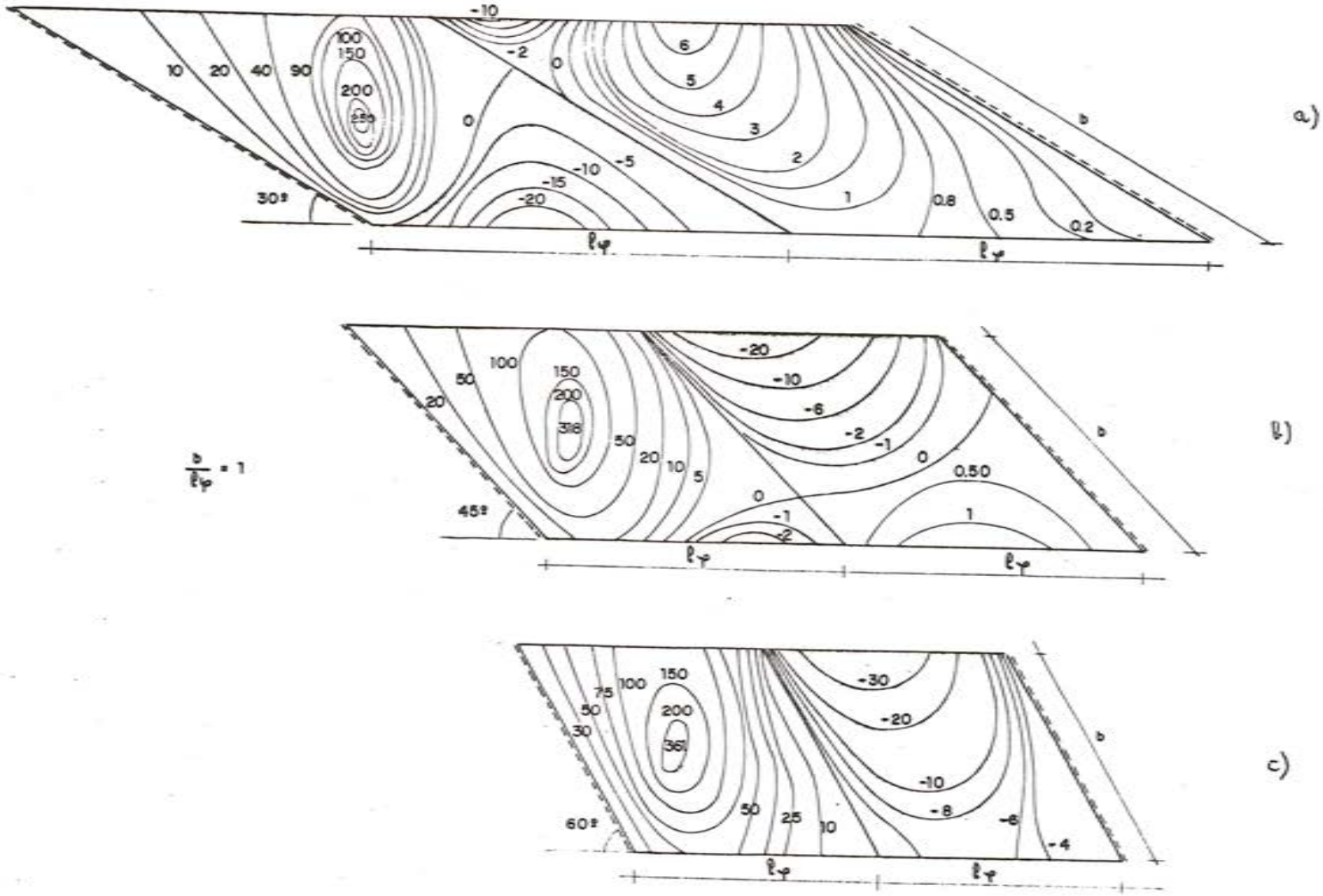


Fig. 2.8. Superficies de influencia de momentos flectores, Mx, en el centro del vano izquierdo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Podemos decir, después de todos estos resultados primeros, que conforme la oblicuidad va siendo mayor, el efecto de compensación, que en todo tablero continuo recto, un vano ejerce sobre el otro, va desapareciendo, de manera que un tablero continuo muy oblicuo se comporta como un conjunto de tableros bi-apoyados, dispuestos unos al lado de los otros.

Esta afirmación es demasiado rotunda y no tiene como finalidad sino resaltar una tendencia del comportamiento de los puentes continuos oblicuos. Fijémonos cómo, a la parte central del vano izquierdo, sólo le compensa una pequeña zona del vano derecho, en la figura 2.8 a. La tendencia a la flexión perpendicular a la línea de apoyo, elimina la influencia del segundo vano.

También en la cuantía de los momentos flectores en el centro del vano aparece este mismo efecto (cuadro 2.2).

Sin embargo, conforme la oblicuidad decrece, el tablero oblicuo continuo va adecuando su comportamiento a las nociones comunes al comportamiento del tablero recto.

Esta particular forma de comportarse los puentes continuos, oblicuos, puede entenderse también de otra forma. Las condiciones de contorno de un vano oblicuo con sus contiguos, se compone de dos partes. La primera es un empotramiento elástico, que le proporciona el apoyo oblicuo y que se refleja en el momento negativo que aparecía en el punto 3, de la figura 2.2, de los vanos bi-apoyados y que aparecía también cuando hablábamos de vigas oblicuas continuas, en el punto 1.2. La segunda, un empotramiento elástico que se refleja en la rigidez que presentan los vanos contiguos a deformarse.

Cuando la oblicuidad es muy grande, predomina el primer efecto de empotratamiento; el puente oblicuo, continuo, se parece al bi-apoyado. Cuando la oblicuidad es pequeña, predomina el segundo efecto, y el puente continuo se parece más al recto.

Cualquiera de las dos maneras con que explicamos la forma particular de comportamiento del tablero oblicuo, continuo, explica también la pequeñísima influencia de las cargas situadas en terceras luces. Cuando la oblicuidad es muy grande ($\varphi < 30$), su efecto es prácticamente nulo. Cuando la oblicuidad es pequeña, su efecto es similar al que producen en los tableros rectos.

2.2.1 Esfuerzos para carga uniformemente repartida

En la figura 2.9 representamos la ley de momentos flectores, para carga uniformemente repartida, de un tablero de tres vanos, muy oblicuo ($\varphi = 30^o$).

Si seguimos la ley de momentos flectores de izquierda a derecha, a lo largo de la línea 1, y la comparamos con la de un tablero recto tendremos:

1er vano. El máximo valor del momento flector positivo se produce cerca del apoyo empotrado, en lugar de estar cerca del apoyado. El momento flector negativo es mucho menor, del orden de la mitad, del de una viga continua recta.

Estos dos resultados se entienden claramente a la luz de la explicación que acabamos de dar en el párrafo anterior. Que el momento flector máximo se acerque al borde obtuso es lo propio de los vanos oblicuos bi-apoyados.

Del momento flector negativo $0{,}063\ q \cdot l_1^{\,2}$, la parte más importante, $m = 0{,}0412\ q \cdot \ell_1^{\,2}$, corresponde al empotramiento producido por el apoyo oblicuo. El resto es consecuencia de la coacción al giro de la losa, en dicho punto, producido por el vano contiguo.

2º vano. La ley de momentos flectores negativos decrece muy rápidamente al principio; después, su valor decrece muy lentamente hacia el centro del vano, para crecer rápidamente, hacia el otro apoyo, sin alcanzar el valor que se produce en el primero. La ley de momentos

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

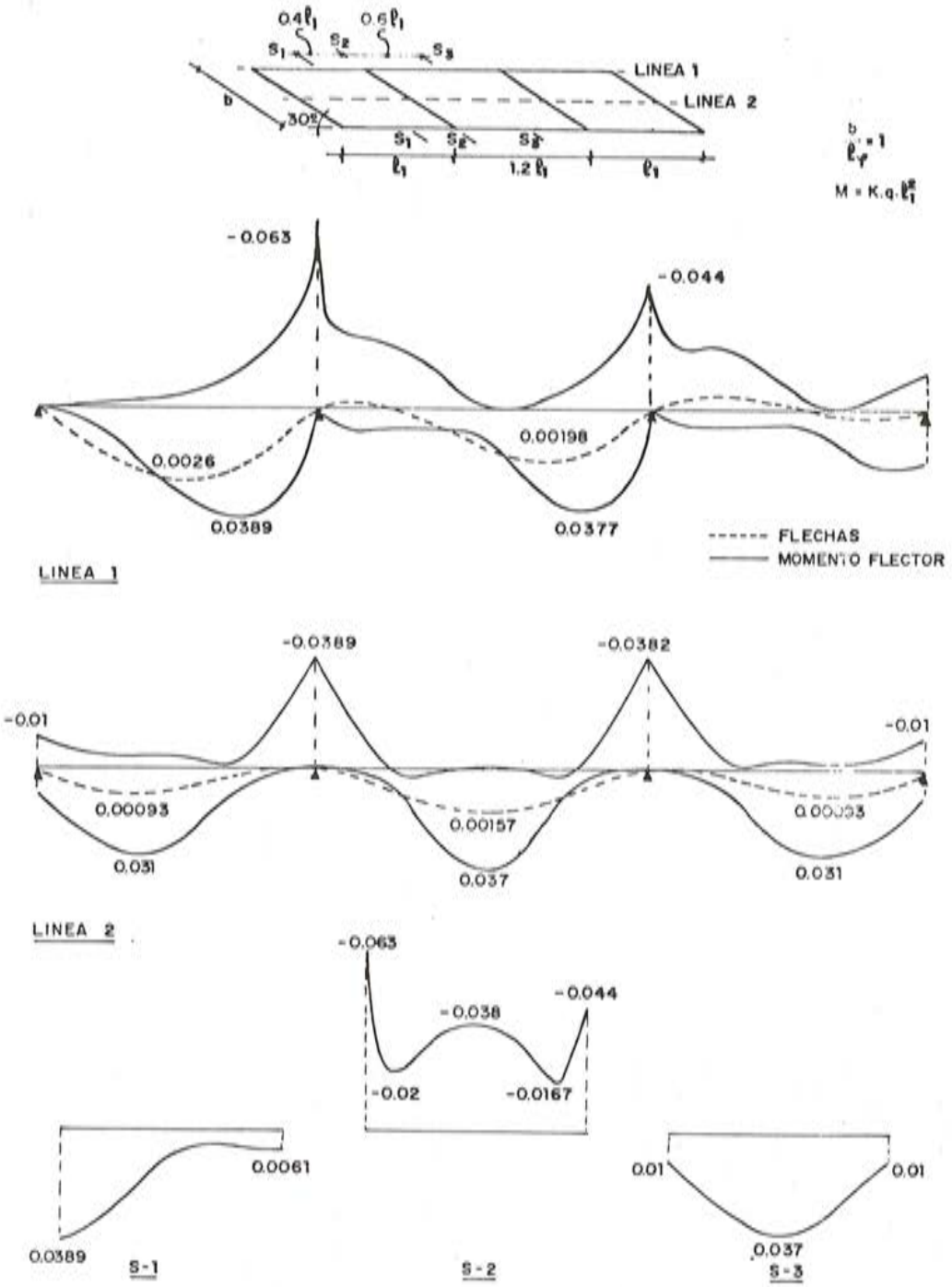


Fig. 2.9. Distribución de corrimientos verticales y momentos flectores principales ($\varphi = 30^{\circ}$).

flectores positivos alcanza su máximo cerca del segundo apoyo, en lugar de hacerlo en el centro del vano.

La explicación para este comportamiento también es clara. El descenso brusco de la ley de momentos flectores negativos de la izquierda, se debe a la desaparición del momento de empotramiento que produce el apoyo oblicuo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El descenso lento de la ley que se produce a continuación, se debe a que dicha zona corresponde al borde agudo del vano. Las cargas que actúan en ella son transmitidas hacia el borde obtuso del mismo vano, como hemos visto al hablar de tableros oblicuos bi-apoyados, y queda poca carga para reducir la ley de momentos negativos.

El incremento muy rápido que se produce hacia el otro apoyo, se debe a que dicha zona corresponde al borde obtuso del segundo vano, y la afluencia de cargas de toda la losa es importante allí.

Encima del segundo apoyo, el momento negativo alcanza un valor más pequeño que encima del primer apoyo. Esto se debe a que en el vano extremo derecho, la zona de losa que corresponde a ese punto es la aguda, en lugar de ser la obtusa del primer vano; y el giro que tiene la losa apoyada en ese punto es menor que en el obtuso.

El desplazamiento de los momentos máximos positivos hacia el segundo apoyo, se debe, como en el primer vano, al efecto de la oblicuidad sobre un vano que acerca su comportamiento al de un vano bi-apoyado.

Con respecto al tercer vano, la única característica que no hemos explicado previamente, consiste en el momento negativo que aparece sobre el apoyo derecho; y esto, como sabemos, es debido al hecho de que este punto es un apoyo obtuso.

La línea central (línea 2) presenta una distribución de esfuerzos simétrica, como corresponde a su localización en la losa.

Si examinamos ahora la distribución de momentos flectores negativos, longitudinales, en la sección de apoyo (sección 2), aparece en el ángulo obtuso del primer vano el valor más importante de todos. Este valor se reduce bruscamente, por efecto del "coletazo" que produce el borde obtuso a través del apoyo oblicuo. Se normaliza después en el cuerpo de la losa, para volver a aumentar, pero con menor intensidad, en el otro borde. Este borde es similar, por simetría, al tercer apoyo de la línea 1. En la sección 1 se ve, en el aumento de momentos flectores del lado obtuso, el efecto de la oblicuidad del primer vano.

Esta distribución longitudinal de momentos flectores es típica en cualquier tablero oblicuo continuo; pero las diferencias de comportamiento respecto al tablero recto, se reducen con la pérdida de oblicuidad, como se puede apreciar en la figura 2.10, donde la oblicuidad, ha pasado a 60°.

De la misma manera que pasa en los tableros bi-apoyados, la localización de los puntos de momento máximo positivo, siguen curvas en "S" con concavidad hacia el lado obtuso, cuya situación, función de la oblicuidad, se da en la figura 2.11.

2.2.2 Influencia de los apoyos puntuales

Es muy frecuente en puentes-losa, establecer apoyos puntuales en las líneas de apoyos centrales. En este caso, se produce una concentración muy importante de las flexiones principales longitudinales máximas en los apoyos reales (figura 2.12), y esta concentración es tanto más intensa conforme disminuye el número de apoyos.

Según Schleicher y Wegener el valor K_Δ que señala la amplitud de la separación de los momentos negativos respecto a la distribución que se produciría en el caso de apoyos continuos, vale:

$$K_\Delta \simeq \frac{\ell_s}{\ell_w} \cdot 0{,}125$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

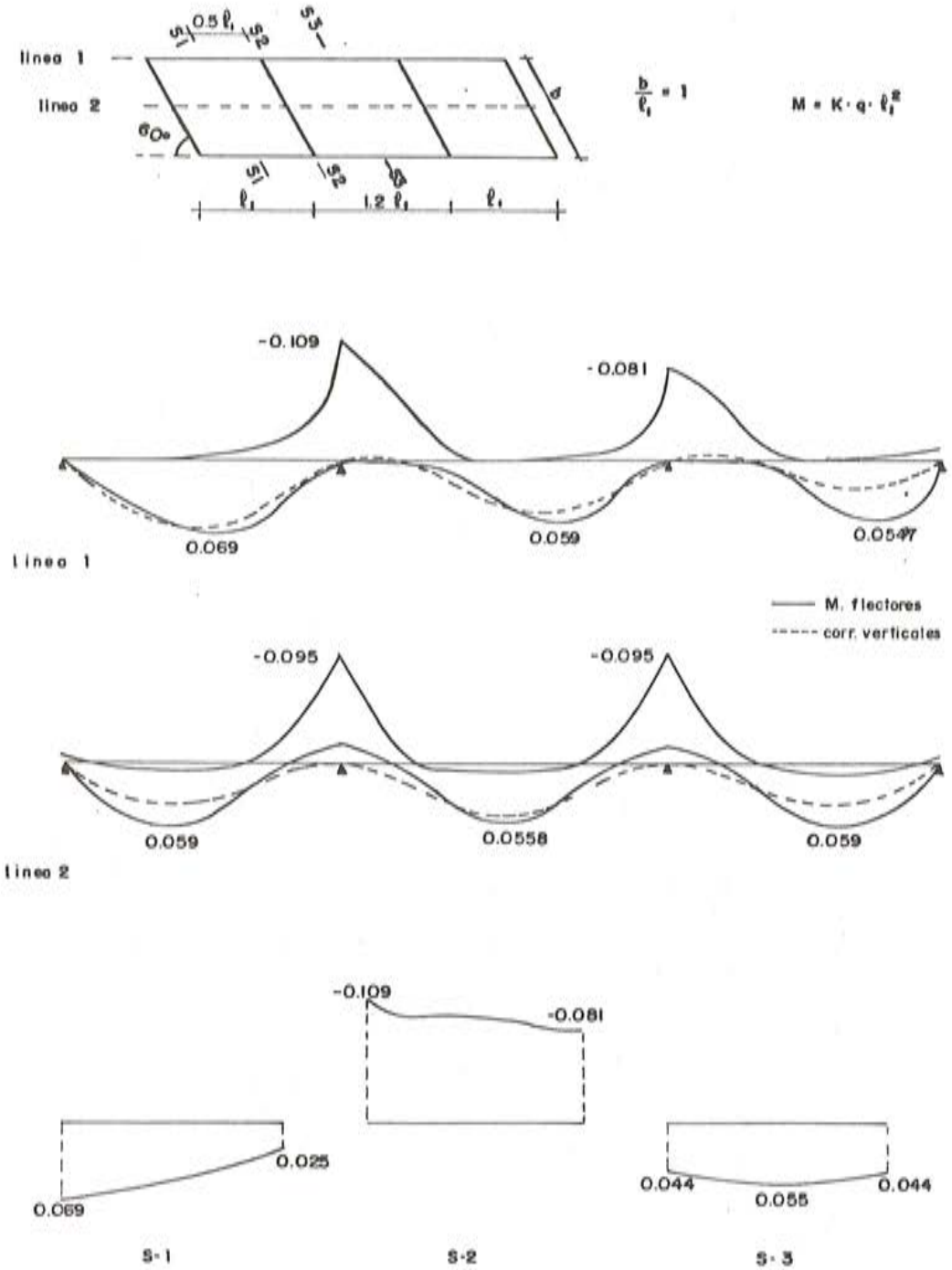


Fig. 2.10. Distribución de corrimientos verticales y momentos flectores principales ($\varphi = 60^{o}$).

donde ℓ_s es la distancia entre puntos de apoyo y ℓ_w la luz mecánica media, controlada según la dirección de la flexión principal, y que va desde la línea de apoyo, a la segunda línea momentos nulo encontrada.

Esta concentración tan violenta de los momentos flectores principales, longitudinales, en las líneas de apoyo, desaparece en el centro del vano. Unicamente cuando el número de apoyos es muy pequeño, (figura 2.12 d), la distribución de los momentos flectores en el centro del vano se separa algo respecto a la que se produce en el caso de apoyo continuo (*).

(*) Una tabulación, bastante completa, de losas isótropas continuas se encuentra en [6].

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

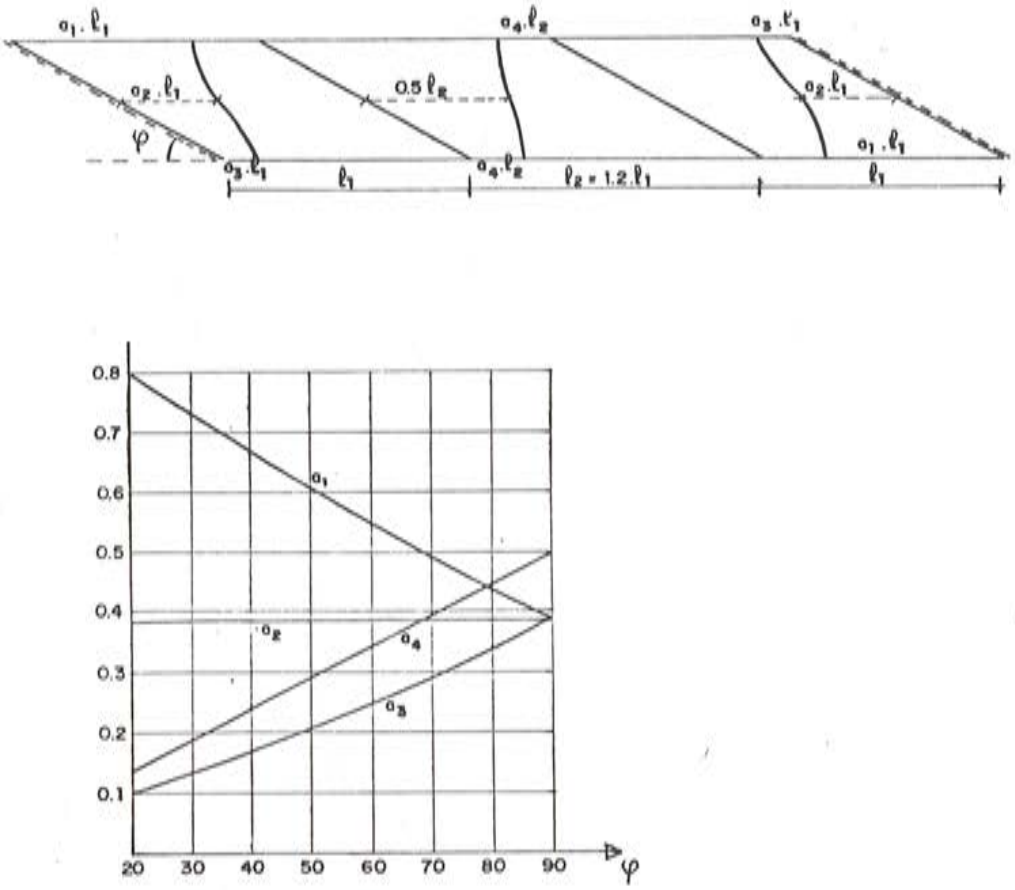


Fig. 2.11. Situación de los puntos de máximos momentos flectores positivos.

Naturalmente, este efecto depende de la relación ancho-luz del tablero. Cuando b/ℓ_φ es grande, el efecto que se produce en el centro del vano se incrementa; y viceversa.

3. Tableros oblicuos de vigas

A efectos resistentes, la oblicuidad, como ya hemos visto, equivale a un giro torsional impuesto al tablero, que le obliga a acoplarse a la geometría de los apoyos. La respuesta de una estructura ante una deformación impuesta, depende de las rigideces de la misma y, en este caso, de la rigidez conjunta a la torsión.

El tablero que hemos examinado tiene la distribución de rigideces correspondiente a la losa isótropa y ya conocemos cuál es su respuesta. Cuando cambiamos la distribución de rigideces, como es el caso de un tablero de vigas, la respuesta ante el giro torsional impuesto debe variar; ya que un tablero de vigas supone una concentración de la rigidez en dirección longitudinal y un detrimento en la transversal.

Dentro de los tableros de vigas tenemos dos tipos. Los formados por vigas T, que tienen una débil rigidez a la torsión, y los formados por vigas cajón, con una apreciable rigidez a la torsión. Para analizar la respuesta, hemos elegido una sola forma de tablero, muy oblicuo ($\varphi = 30^o$), de 30 m de luz y 10 m de anchura, formado por cinco vigas longitudinales separadas entre sí dos metros (figura 3.1), y solicitado por una sobrecarga, uniformemente repartida de 1 t/m², o 2 t/ml, distribuidas a lo largo de las vigas longitudinales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

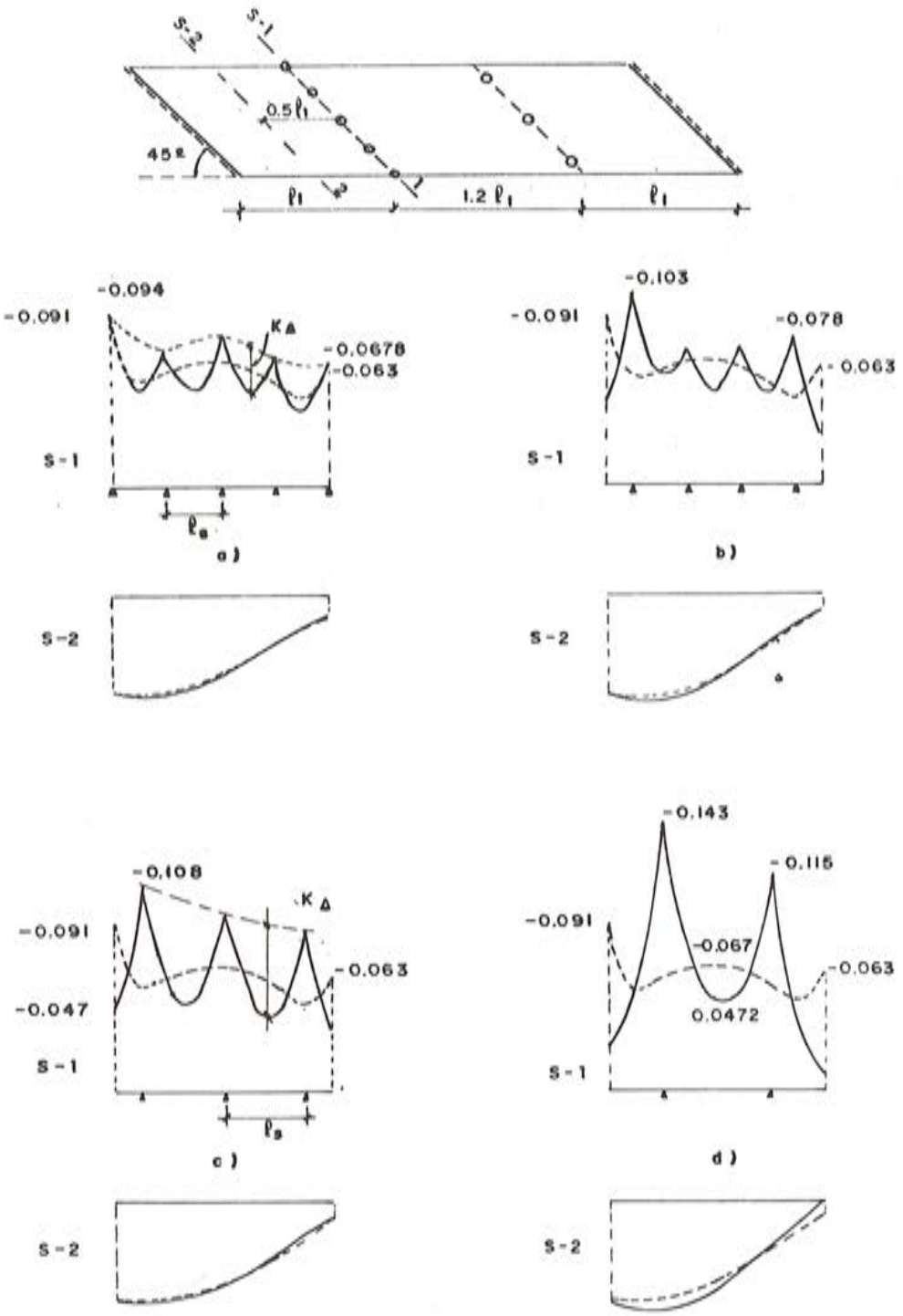


Fig. 2,12. Distribución de momentos flectores principales en las líneas de apoyo y en el centro del vano, cuando los apoyos centrales están constituidos por soportes puntuales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La sección transversal del tablero adopta dos formas. La primera, formada por cinco vigas doble T, y la segunda, formada por cinco vigas cajón (figura 3.1). Se ha dispuesto la forma para que ambos tableros tengan la misma rigidez a flexión longitudinal y transversal, que únicamente difieran entre sí en la rigidez a torsión longitudinal de cada una de las vigas.

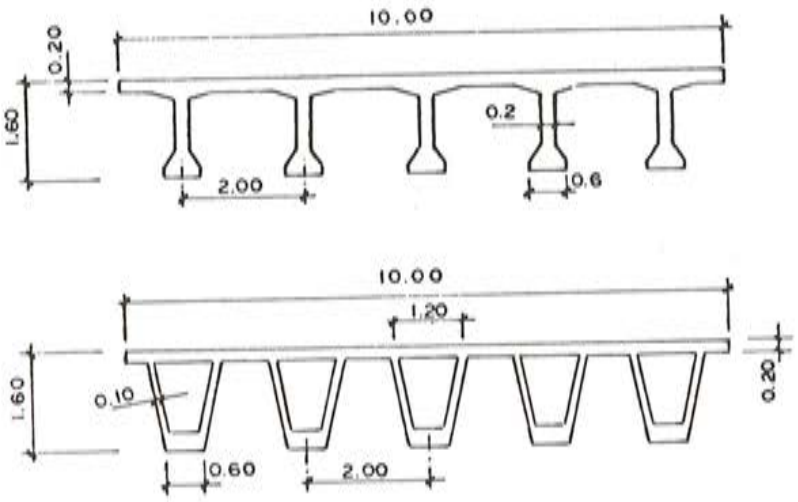


Fig. 3.1.

3.1 Tableros formados por vigas doble T

En la figura 3.2, representamos la respuesta del tablero de vigas, en el que el único elemento de reparto transversal está constituido por la losa superior, ya que no existen vigas riostras ni en los extremos.

Lo primero que salta a la vista es la similitud en corrimientos y esfuerzos longitudinales, con los que se obtendrían si las cinco vigas fuesen independientes.

La distribución longitudinal de los corrimientos y los momentos flectores principales, no presenta el marcado carácter de desviación hacia el ángulo obtuso de los tableros losa. La cuantía de los esfuerzos es bastante parecida en las cinco vigas; e incluso las vigas extremas, tienen algo más de momento que si la viga estuviese sola. Unicamente las vigas centrales tienen esfuerzos y corrimientos algo menores.

La distribución de reacciones presenta la forma que conocemos de los tableros losa oblicuos; pero aquí sólo está insinuada, ya que la diferencia entre las cinco vigas es muy pequeña, máxime teniendo en cuenta la gran oblicuidad del tablero.

De esta respuesta podría concluirse que un tablero oblicuo de vigas, se comporta, a efectos prácticos, como si fuese recto, con luz igual a la oblicua.

La razón para este comportamiento la encontramos en la escasa rigidez a torsión del tablero. Si cortásemos el tablero por una serie de líneas paralelas situadas en el intereje de las vigas longitudinales, la deformación transversal del tablero a lo largo de la sección transversal 1-1 (figura 3.2), sería la representada en la figura 3.3 a. En el caso de que la rigidez a torsión de las vigas longitudinales fuese nula, podrían girar adoptando la forma (1) de la figura 3.3 b, sin introducir ninguna solicitación exterior adicional.

En este caso, la losa transversal se vería sometida a una deformación de flexión transversal que pondría en juego su propia rigidez en esta dirección. Se produciría un intercambio de cargas entre las vigas, hasta alcanzar la deformación definitiva (2) de la figura 3.3 b.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

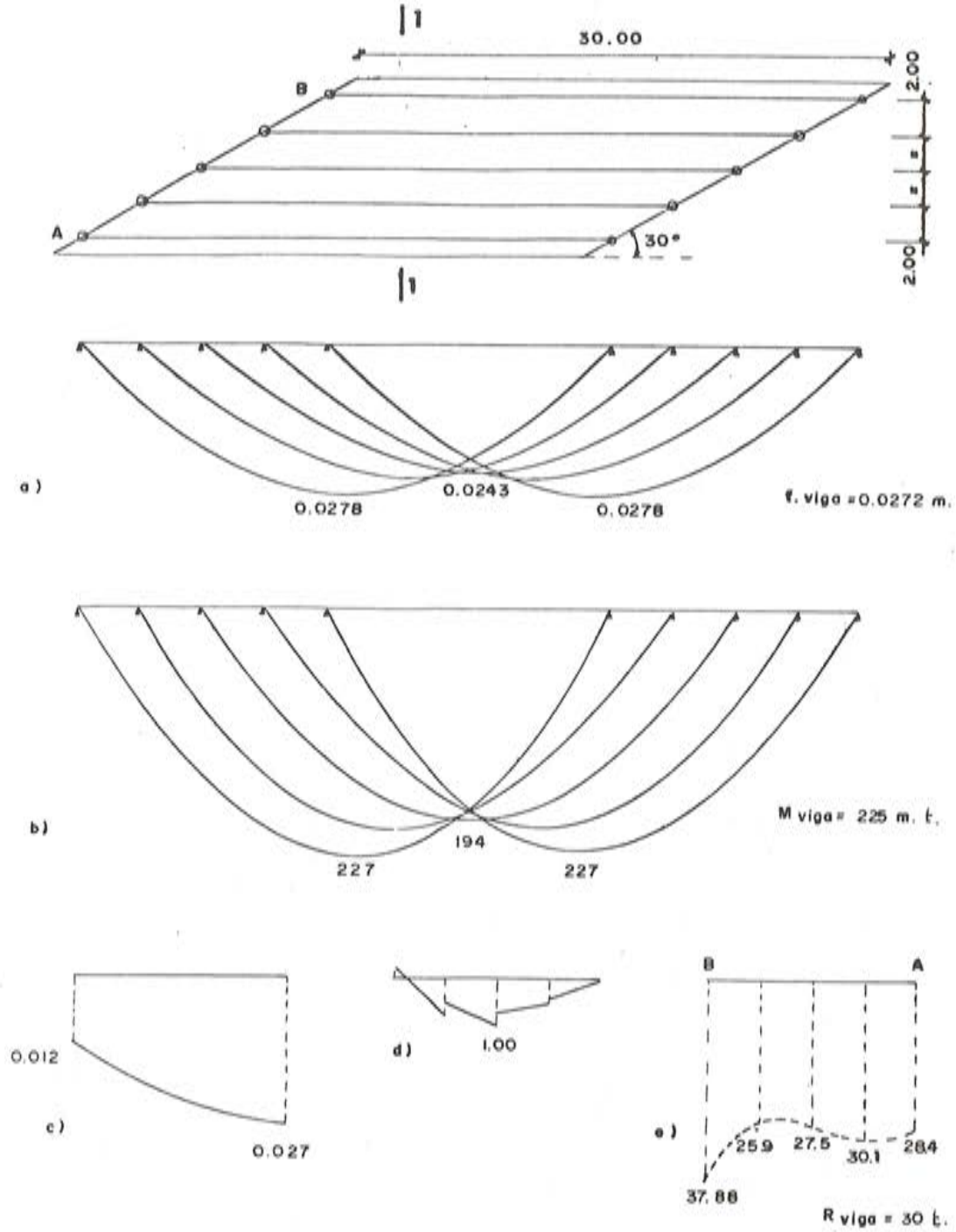


Fig. 3.2. Respuesta de tablero de vigas doble T, sin riostras. a) Corrimientos verticales. b) Leyes de momentos flectores longitudinales. c) Corrimiento en sección 1-1. d) Ley de momentos flectores transversales. e) Reacciones en apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

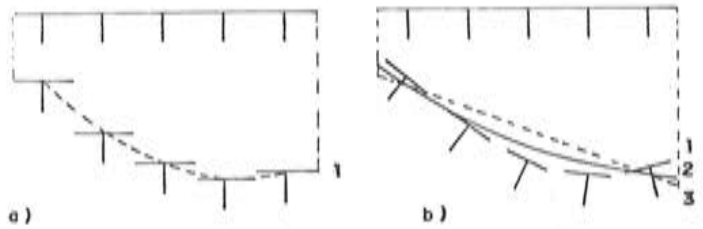


Fig. 3.3.

Se ve entonces que, por la escasa rigidez torsional de las vigas longitudinales del tablero, le es fácil a éste acoplarse a las condiciones de deformación que impone la oblicuidad de los apoyos. La deformación a flexión transversal a que se ve impuesta la losa, hace que las vigas centrales se apoyen en las laterales, produciéndose la ley de esfuerzos y corrimientos que hemos visto en la figura 3.2.

Si al tablero le proporcionamos una gran rigidez transversal por la inclusión de una serie de vigas riostras (figura 3.4), la respuesta que acabamos de ver no cambia en esencia, pero sí cuantitativamente; pues a la deformación impuesta de flexión transversal (1), (figura 3.3 b), se le opone una rigidez transversal mucho más intensa, que ocasiona la deformación final (3) de la figura 3.3 b.

El traspaso de carga de las vigas centrales a las laterales es mucho más eficaz. Las vigas extremas se ven solicitadas por momentos mayores, así como sometidas a corrimientos también mayores. En las vigas centrales disminuye la cuantía de los esfuerzos y se distorsiona la distribución de momentos flectores, como vemos en la figura 3.4 b. También las reacciones, cambian de una viga a otra.

El arriostramiento produce, por tanto, un efecto perturbador en la respuesta final del tablero. No mejora el estado general de flexión y traspasa cargas de un lado a otro, sin beneficio general del tablero. No se deben poner vigas riostras.

3.2 Tableros formados por vigas cajón

Al proporcionar rigidez a torsión a las vigas longitudinales, la respuesta del tablero cambia radicalmente (figura 3.5). Los corrimientos de las vigas longitudinales disminuyen de una manera importante, así como la cuantía de los momentos flectores longitudinales. En las vigas extremas aparece claramente apuntada la ley de momentos flectores longitudinales típica de los tableros-losa. Los momentos torsores, en las vigas longitudinales, crecen muy fuertemente, así como las flexiones en la losa transversal. La distribución de reacciones cambia, claramente, respecto a la que se presenta en las losas oblicuas.

La razón para este comportamiento la encontramos de nuevo al examinar la deformación transversal (figura 3.6). Al cortar el tablero por el inter-eje entre las vigas longitudinales, éstas se deformarán, bajo la carga exterior, según se indica en la figura 3.6 a. Pero en este caso, debido a la gran rigidez torsional de las vigas longitudinales, la losa transversal quedará muy distorsionada, produciendo un traspaso de cargas de la zona más flectada (correspondiente al ángulo agudo del tablero) hacia la menos flectada (ángulo obtuso del tablero). Esta redistribución de cargas es similar a la que analizamos al tratar de tableros-losa; y en la figura 3.6 b representamos la carga que recoge una viga de borde, del resto del tablero. Se carga en la zona del ángulo obtuso, se descarga en la del agudo y la resultante total equivale a una reducción general de la flexión y a un incremento de reacción en el ángulo obtuso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

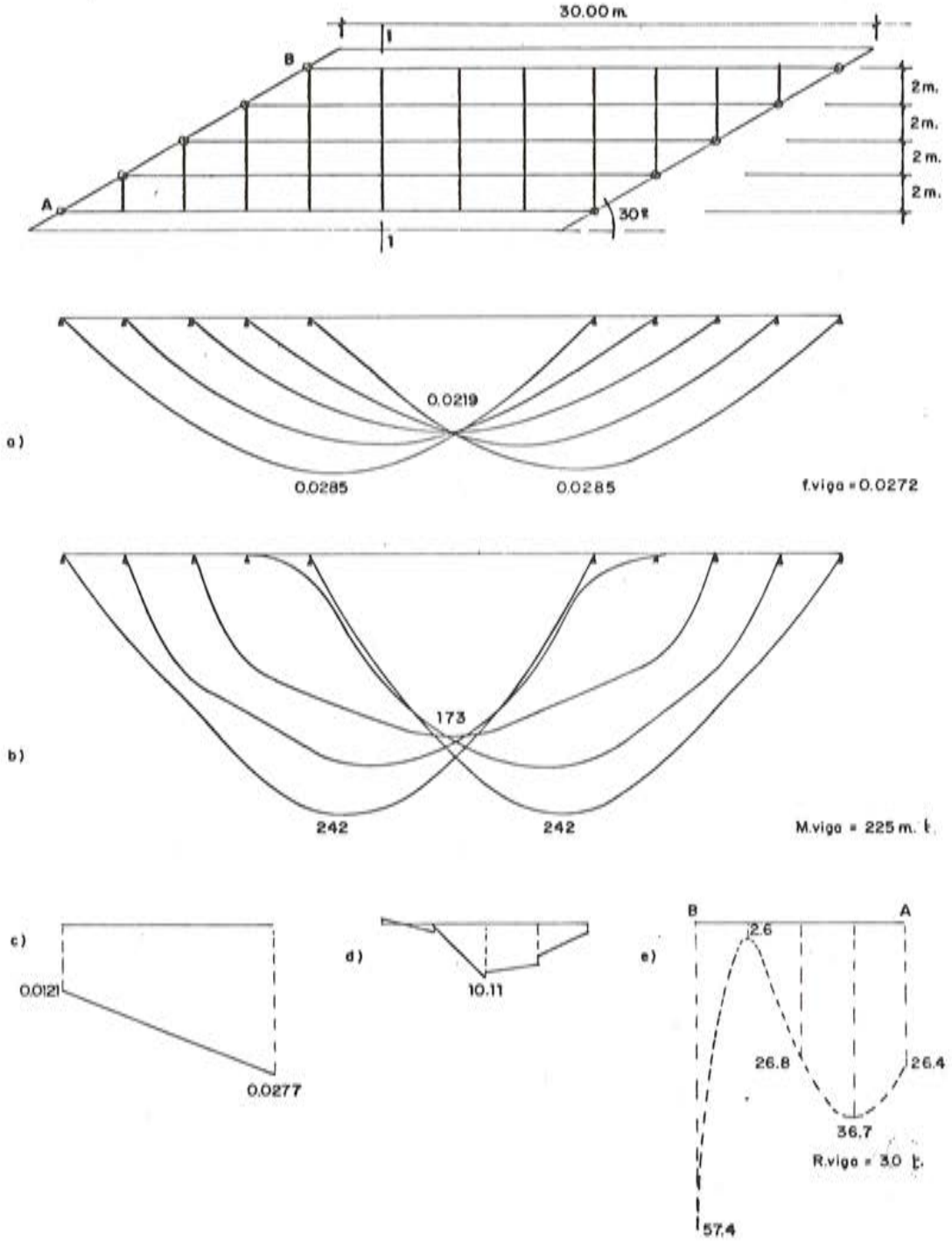


Fig. 3,4. Respuesta de tablero de vigas doble T, con riostras.
a) Corrimientos verticales. b) Leyes de momentos flectores longitudinales. c) Corrimientos en sección 1-1. d) Momentos flectores transversales en sección 1-1. e) Reacciones en apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

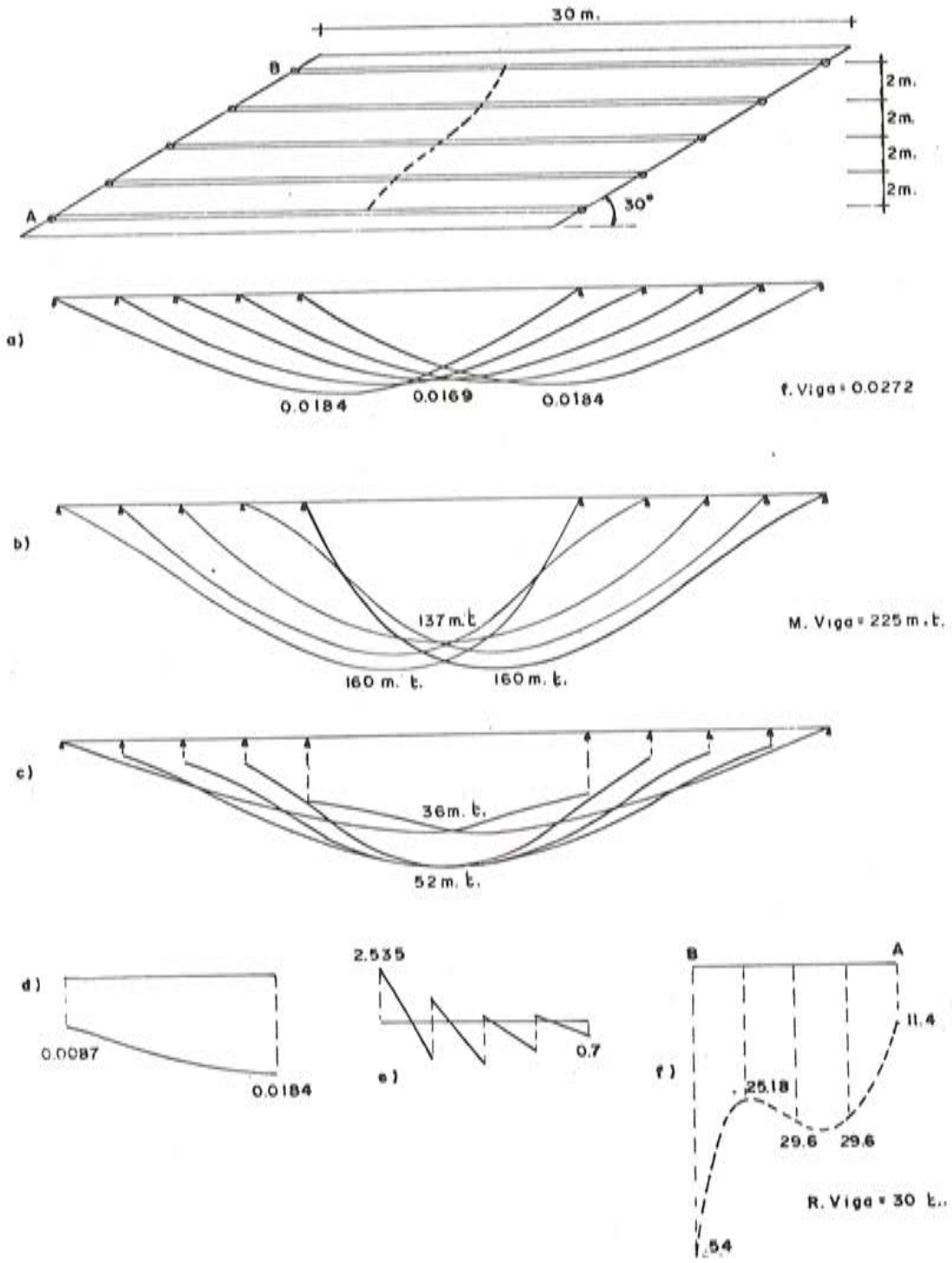


Fig. 3.5. Respuestas de tablero de vigas cajón, sin riostras. a) Corrimientos verticales. b) Leyes de momentos flectores longitudinales. c) Leyes de momentos torsores longitudinales. d) Corrimientos en sección 1-1. e) Momentos flectores transversales en sección 1-1. f) Reacciones en apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

El disponer vigas riostras transversales, no produce cambios espectaculares en el comportamiento del tablero (figura 3.7). Los momentos flectores disminuyen un poco, y se acentúa más la distribución irregular de reacciones.

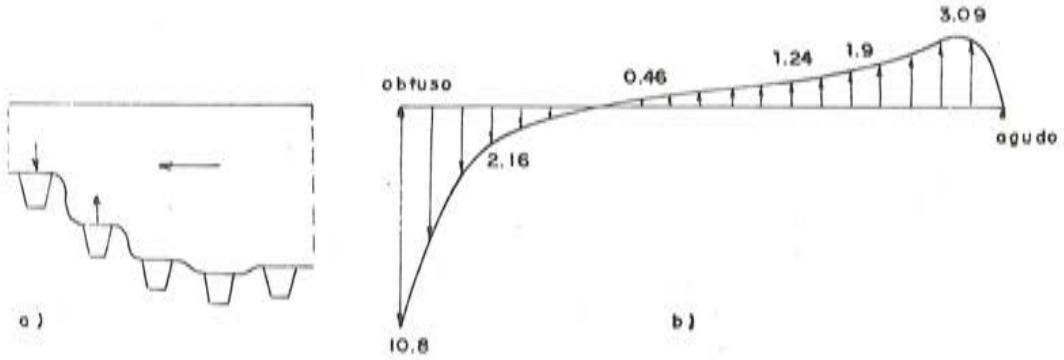


Fig. 3.6

3.3 Tableros continuos

No se estudia aquí el comportamiento específico de los puentes continuos de vigas; pero de las conclusiones que acabamos de ver para tableros bi-apoyados, se pueden extrapolar, fácilmente las de los continuos.

Para tableros de vigas doble T, la continuidad acentúa la tendencia de los tableros a funcionar como tableros rectos de luz igual a la oblicua, ya que la continuidad equivale a un aumento de la relación ancho-luz y, por tanto, a un incremento de la rigidez a flexión longitudinal respecto a la transversal.

En cuanto a los tableros formados por vigas cajón, el comportamiento vuelve a ser similar al de los bi-apoyados, aunque un poco más reducido por las mismas razones anteriores.

3.4 Conclusiones respecto al comportamiento de tableros oblicuos de vigas

1. Un tablero oblicuo de vigas doble T, se comporta, a efectos prácticos, como un tablero recto de luz igual a la oblicua. El efecto de oblicuidad desaparece prácticamente.
2. La disposición de vigas riostras, perjudica, más que favorece, el comportamiento de los tableros de vigas. Estas conclusiones sólo son válidas para las cargas que han sido estudiadas, es decir, para cargas uniformemente repartidas. Para las cargas puntuales, el efecto beneficioso de las vigas riostras se mantiene.
3. Si las vigas tienen una rigidez torsional importante, el efecto de la oblicuidad vuelve a aparecer. La luz de flexión ya no es la oblicua, sino que es una intermedia entre ésta y la normal a los apoyos. Las flexiones longitudinales disminuyen mucho y las torsiones aumentan.
4. El pretensado se introduce, normalmente, cuando las vigas están sueltas; y, por tanto, en esa fase no produce efectos especiales. Sin embargo, las deformaciones producidas por la fluencia y retracción, en el caso de tableros formados por vigas cajón, se verán influidas por el comportamiento oblicuo de este tipo de tableros; no así en el de los tableros de vigas doble T.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

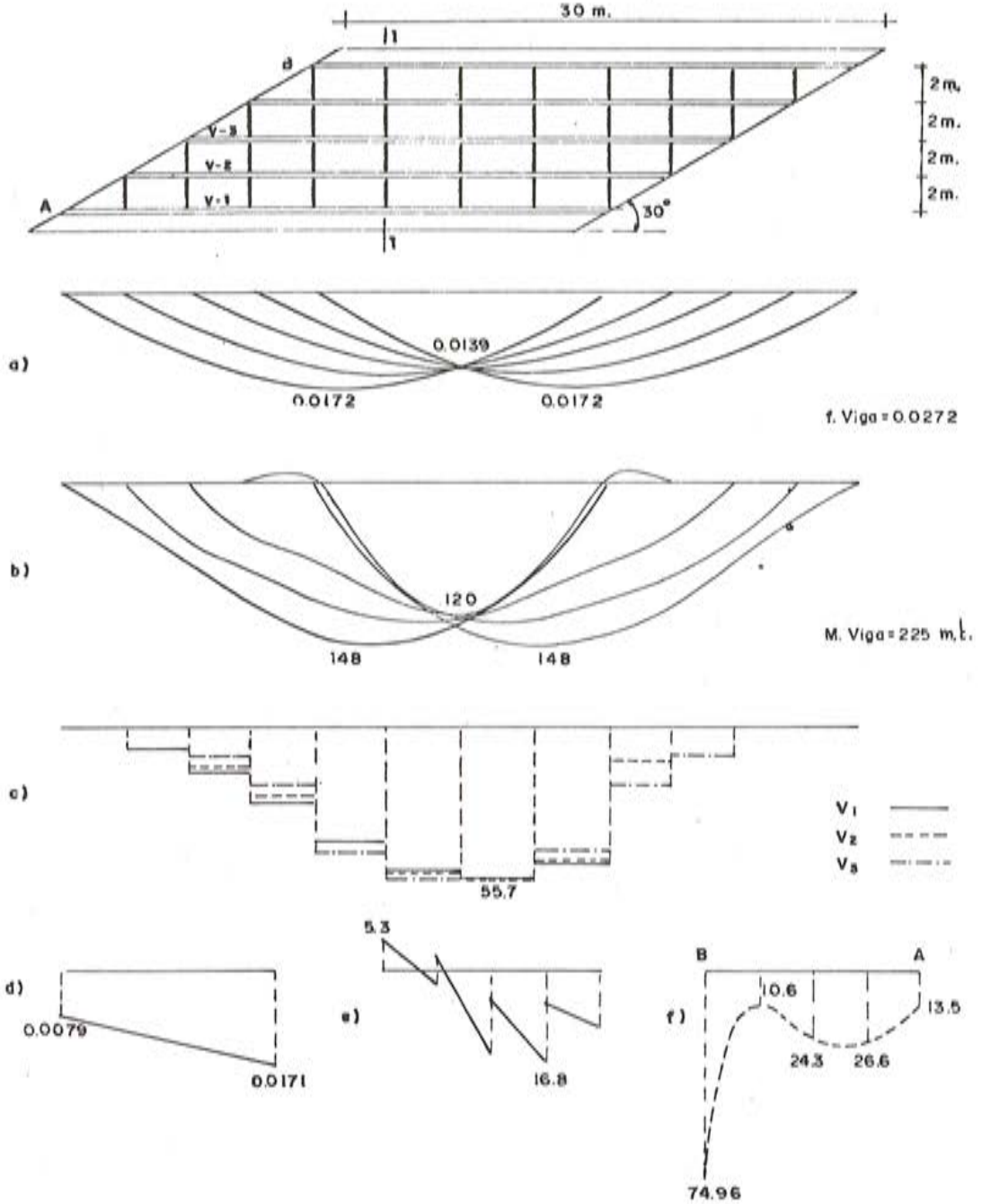


Fig. 3.7. Respuesta de tablero de vigas cajón, con riostras. a) Corrimientos verticales. b) Leyes de momentos flectores longitudinales. c) Leyes de momentos torsores longitudinales. d) Corrimientos en sección 1-1. e) Momentos flectores en sección 1-1. f) Reacciones en apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4. La viga cajón oblicua

Una viga cajón está constituida por cuatro placas interconectadas entre sí. Su comportamiento es claramente espacial y, en determinadas condiciones de deformación, se comporta como una viga simple con su rigidez a flexión y torsión. Sin embargo, este comportamiento elemental desaparece cuando las condiciones de deformación establecen la distorsión de la sección transversal.

En el caso de las vigas cajón oblicuas, el concepto de sección transversal, unido siempre al concepto de viga, desaparece en las proximidades del apoyo; y su comportamiento debe de considerarse como el correspondiente a cuatro placas conectadas y apoyadas en puntos oblicuos. Este hecho complica el entendimiento resistente en dicha zona. Las pautas de comportamiento de tableros oblicuos que hemos visto hasta ahora, nos van a servir de poco; y únicamente podremos utilizar, como elemento de comparación, la viga oblicua lineal examinada al punto 1.

Vamos a examinar dos casos de vinculación: el cajón bi-apoyado oblicuo y el cajón continuo. La hipótesis de carga que vamos a examinar es la de peso propio que, como cualquier carga uniformemente repartida, es la que presenta efectos más marcados ante la oblicuidad. El método de cálculo utilizado es el de los elementos finitos.

4.1 La viga cajón bi-apoyada

Para analizarla, y como venimos haciendo en este trabajo, partimos de los resultados obtenidos en una viga cajón concreta, con ángulo de oblicuidad 45°, con dos vigas riostras en los extremos, y cuyas características geométricas y primeros resultados se presentan en la figura 4.1. Las conclusiones de su examen son las siguientes:

1. Corrimientos.

   a) A lo largo de una de las almas, AB, los corrimientos verticales se presentan en la figura 4.1 a. Por simetría polar alrededor del tablero, se conocen los de la otra alma. La deformada es prácticamente simétrica, y únicamente se insinúa la oblicuidad, en unos corrimientos algo mayores en la zona obtusa que en la aguda.

   b) Si realizamos un corte transversal (sección 1-1), perpendicular al eje de la viga, en las proximidades de uno de los ángulos obtusos, vemos (figura 4.1 b), que la sección transversal experimenta una distorsión.

2. Tensiones longitudinales.

   En la figura 4.1 c, representamos la distribución, a lo largo de dos secciones longitudinales al cajón, de las tensiones longitudinales, σ_x, que aparecen en la cara superior e inferior del cajón. Por simetría polar tenemos las tensiones en todo el tablero. Podemos ver:

   a) En la sección de apoyo y en la zona obtusa, aparecen tensiones, negativas en la losa superior y positivas en la losa inferior. Estas tensiones disminuyen a lo largo de la línea de apoyo, hasta anularse en la zona aguda.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

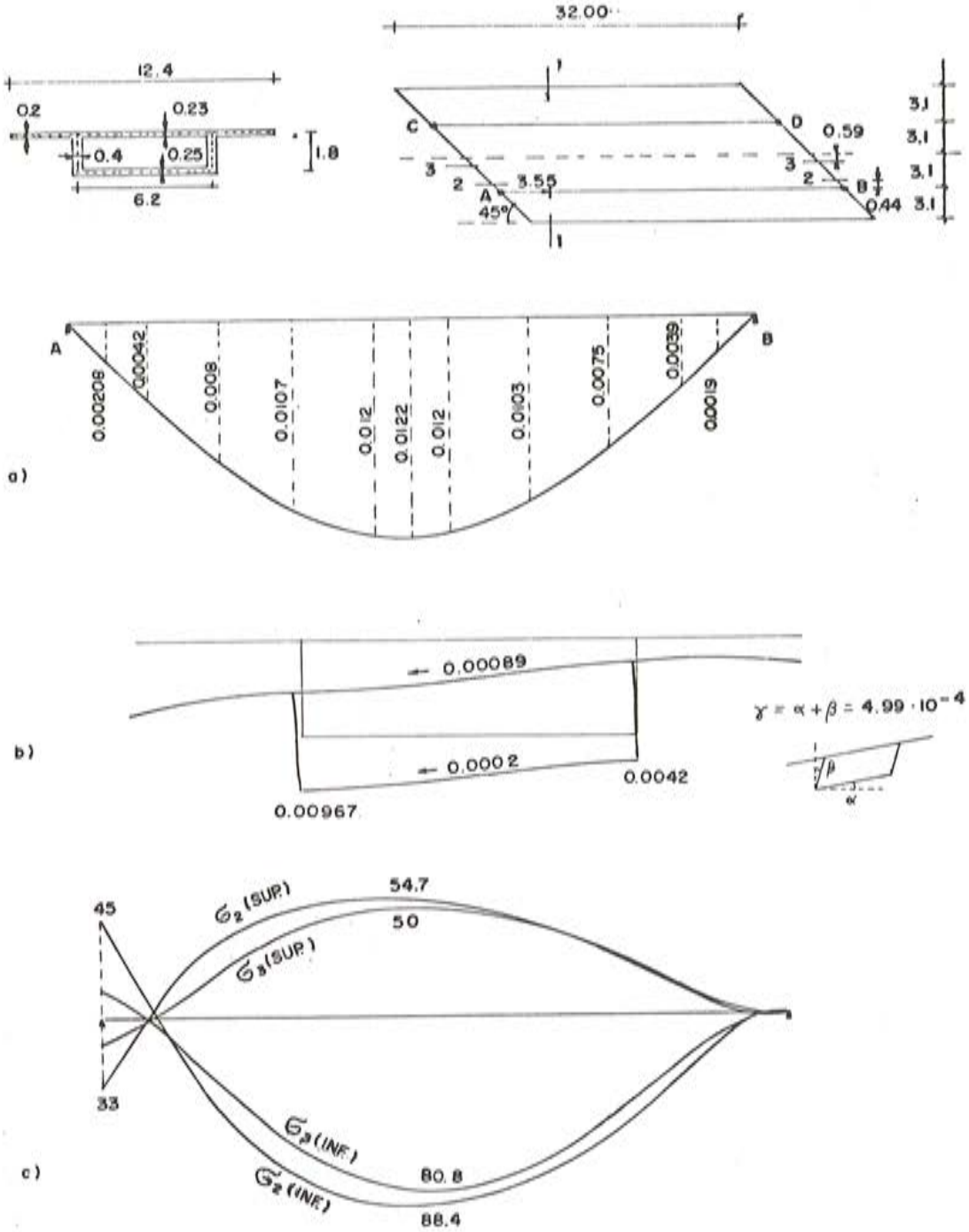


Fig. 4.1. Respuesta de viga cajón oblicua ($\varphi = 45^{o}$), bajo carga uniforme. a) Corrimientos verticales según AB. b) Corrimientos en sección 1-1. c) Estado tensional, σ_x, a lo largo de las secciones longitudinales 2 y 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

b) Un ligero desplazamiento, hacia el lado obtuso, del estado tensional máximo positivo. Este efecto corresponde con la tendencia examinada en la distribución de los corrimientos verticales.

Si comparamos estos primeros resultados con las conclusiones que conocemos de los tableros-losa oblicuos (punto 2), veremos que se reconocen todos los fenómenos, pero aquí levemente insinuados. Existen desplazamientos de los corrimientos y tensiones longitudinales hacia los ángulos obtusos. La flexión transversal del tablero losa, supone aquí la distorsión de la viga cajón. Unicamente aparece en la viga cajón, con contundencia, la presencia de momentos negativos en el ángulo obtuso, consecuencia de la rigidez del cajón y la presencia de la viga riostra extrema. Este momento se va reduciendo conforme vamos avanzando por sección de apoyo desde el ángulo obtuso al agudo, anulándose en este punto (figura 4.1 c).

Si comparamos ahora el comportamiento de la viga cajón oblicua con una viga oblicua lineal cuya sección transversal es la de la viga cajón, encontraremos coincidencias y discrepancias.

Comparando, en primer lugar, las reacciones en los cuatro apoyos A, B, C y D, tendremos:

CUADRO 4.1

Apoyo	Viga oblicua	Viga cajón
A	232,729	227,650
B	32,903	38,046
C	32,903	38,046
D	232,729	227,650

En estas reacciones, muy parecidas en valor absoluto, se ven sin embargo pequeñas diferencias significativas. La viga cajón concentra menos que la viga oblicua las reacciones en el ángulo obtuso. Esto es lógico, pues la viga oblicua es infinitamente rígida en dirección transversal, mientras que el cajón expresa su deformabilidad transversal en la distorsión de la figura 4.1 b.

Este efecto sería mucho más marcado si la relación ancho-luz de la viga fuese mayor, o si los espesores de las paredes del cajón fuesen menores.

En la viga oblicua, se produce una ley de momentos flectores, (figura 4.2 b), y una ley de momentos torsores constantes (figura 4.2 a).

En la parte central de la viga cajón y de la viga oblicua, los resultados se parecen bastante, tanto en lo que se refiere a la cuantía de las tensiones longitudinales como a la dirección de las tensiones principales. En la viga oblicua, la combinación entre las tensiones de flexión y de torsión inclina las tensiones principales de la losa superior e inferior, en dirección de los ángulos obtusos. En la viga cajón real, las tensiones principales en losas y almas se inclinan, también, como representamos en la figura 4.3.

Sin embargo, en las inmediaciones de los apoyos, los resultados entre ambos modelos, son muy diferentes.

El estado tensional longitudinal en la sección de apoyo de la viga oblicua, que se deduce de la figura 4.2 b, corresponde a un estado tensional constante a lo largo del ancho de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

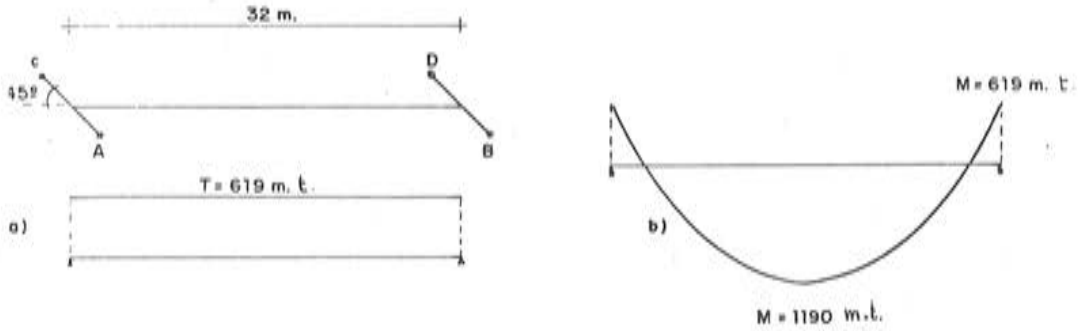


Fig. 4.2

sección; mientras que, en la realidad, esta distribución no lo es, como ya hemos visto (figura 4.1 c). Este comportamiento es acorde con la concentración de tensiones que se produce en el ángulo obtuso y en el alma de dicha zona (figura 4.3).

Y esta diferencia es lógica, dado que en la viga oblicua las reacciones en A y C se transmiten a las vigas por flexión de la viga riostra indeformable que las une; mientras que en el cajón real las reacciones de los apoyos se transmiten directamente a las almas del cajón.

La sección transversal del cajón se deforma, produciéndose flexiones transversales en las caras que soportan el lado agudo del cajón desde el obtuso. Esto se comprueba examinando la figura 4.4, donde representamos los cortantes, Qy, y los momentos flectores transversales, My, de las losas superior e inferior, a lo largo de la sección 2-2 de la figura 4.1. En el lado obtuso, el alma se ve sobrecargada por la flexión de las losas superior e inferior; y en el ángulo agudo descargada. Cuando se examine la figura 4.4 c, no debe olvidarse que en una viga cajón recta, bajo su propio peso, los momentos flectores, My, son constantes de un lado a otro; mientras que en el cajón oblicuo experimentan una variación clara, debido a la distorsión del cajón.

En la figura 4.5, donde representamos las trayectorias de los momentos flectores principales de las losas superior e inferior debidos al peso propio del cajón, se observa:

a) Las trayectorias de los momentos flectores principales, se inclinan, a la manera de un tablero-losa, debido a la torsión que experimentan cada una de las losas por la torsión general del cajón. Esta inclinación es, sin embargo, mucho menor que en los tableros-losa.

b) Los momentos flectores transversales, debidos a la distorsión, ocasionan una línea de momentos flectores nulos muy diferentes a la que se produciría en un cajón recto (líneas paralelas a los lados). Este resultado es concordante con la cuantía de momentos flectores, My, de la figura 4.4 c.

De estos resultados se puede concluir lo siguiente, sobre el comportamiento del cajón obtuso bi-apoyado.

1º El efecto de la oblicuidad se hace presente en lo que podemos denominar flexión general del cajón, estableciendo un estado tensional longitudinal dirigido según los ángulos obtusos.

La cuantía del estado tensional en el centro de la luz es similar a la de la viga oblicua en el caso estudiado y, por tanto, menor que en una viga cajón recta de luz igual a la oblicua. Sin embargo, si la relación ancho-luz del cajón es mayor, las reacciones a los apoyos agudos y obtusos dejan de ser tan diferentes y el estado tensional longitudinal en el centro de la luz crece.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

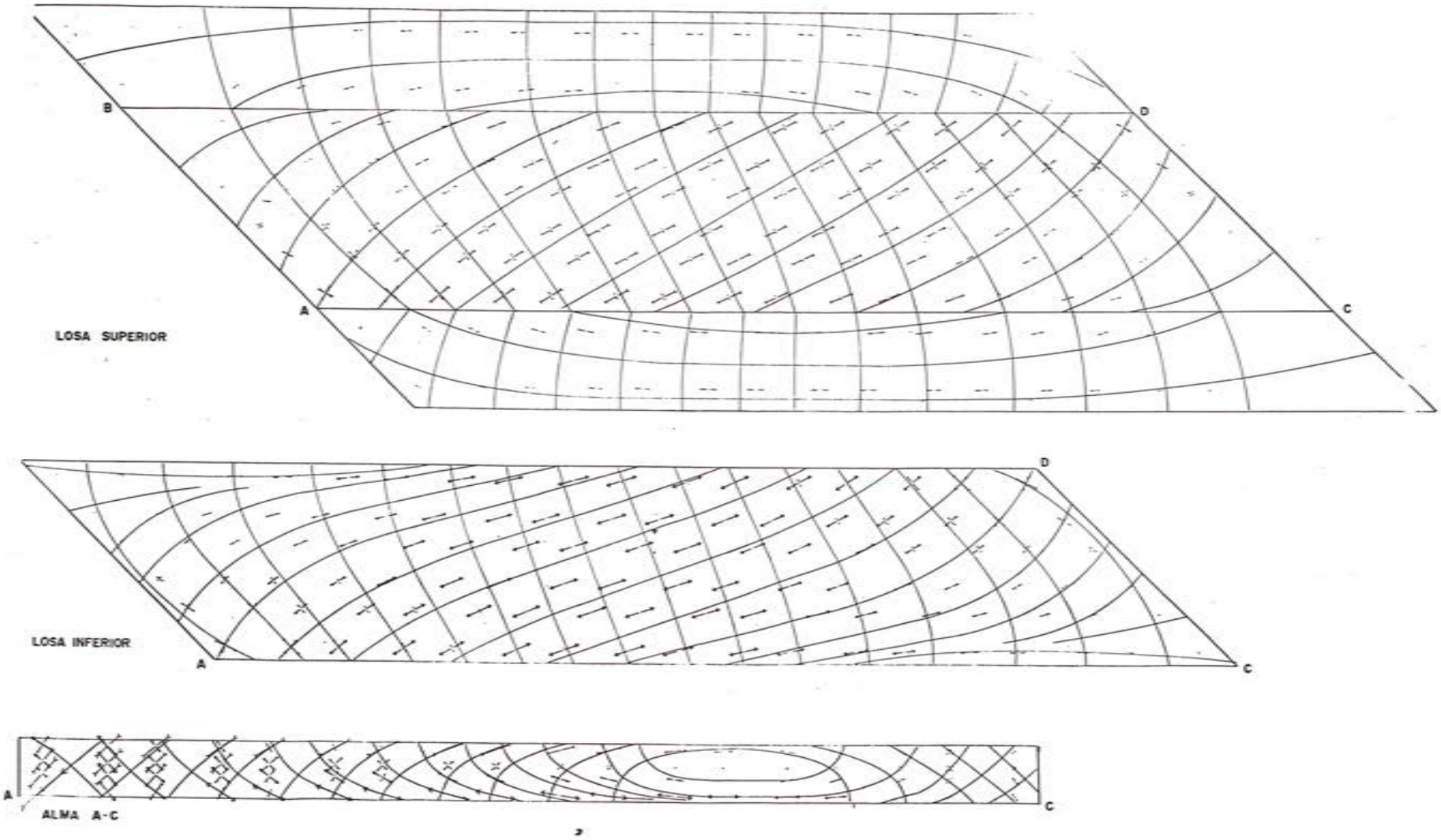


Fig. 4.3. Viga cajón apoyada. Carga uniforme. Tensiones principales.

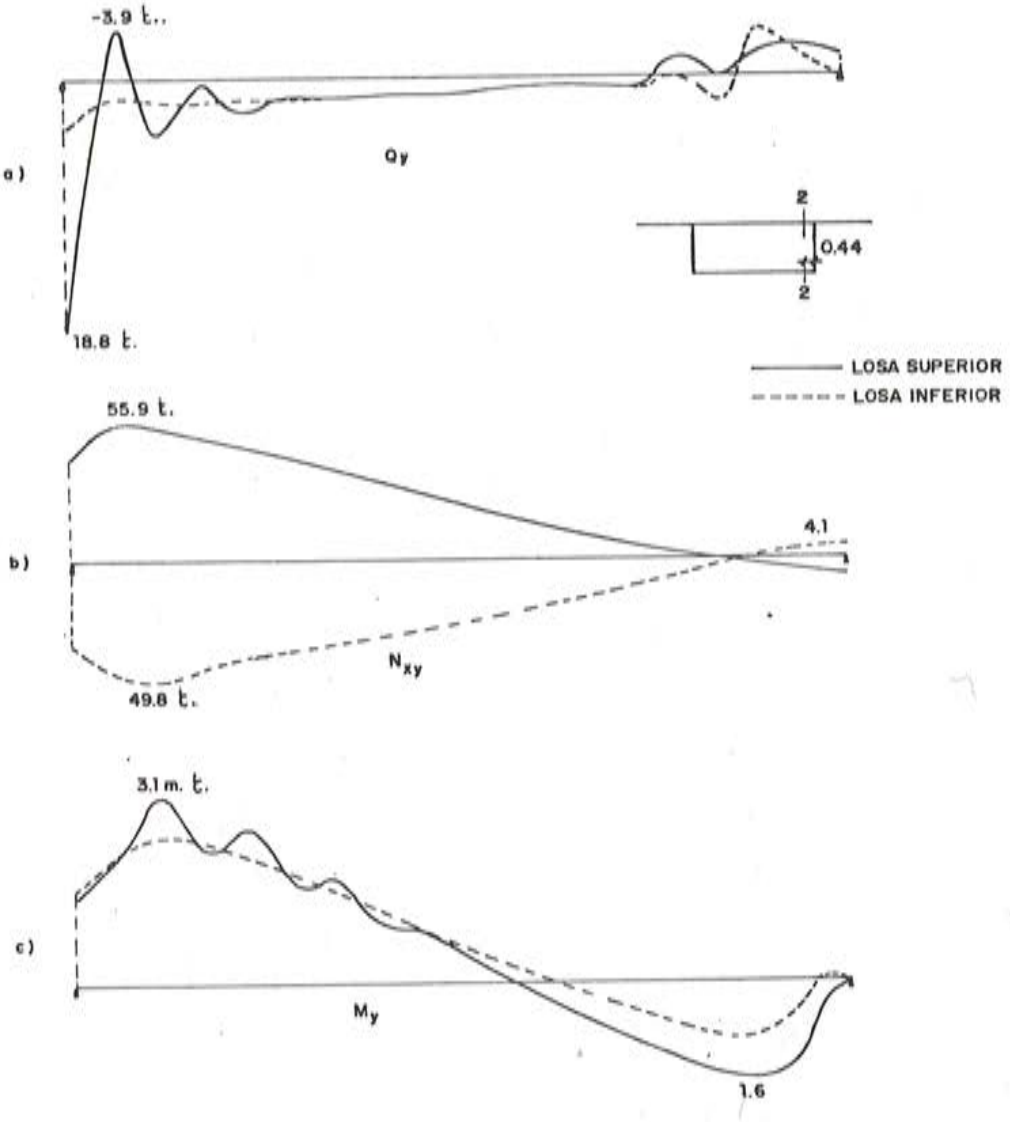


Fig. 4.4. Respuesta de viga cajón oblicua bajo carga uniforme. Esfuerzos a lo largo de la sección 2-2.

2º En las proximidades de los apoyos, el comportamiento de la viga cajón y de la viga oblicua indeformable, se separan claramente. Los esfuerzos cortantes se concentran, en la zona del alma correspondiente al ángulo obtuso. El cajón se distorsiona claramente, apareciendo flexiones transversales en las losas, que perturban totalmente, la distribución normal de las vigas cajón rectas.

3º Es necesario preguntarse si conviene hacer tableros cajón oblicuos, pues la reducción que se consigue en la flexión no suele compensar la enorme torsión que se produce al introducir una deformación impuesta de torsión (la de los apoyos oblicuos) en una sección muy rígida a dicha deformación.

4.2 La viga cajón continua

Para analizar el comportamiento de las vigas cajón continuas, vamos a hacer uso, como

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

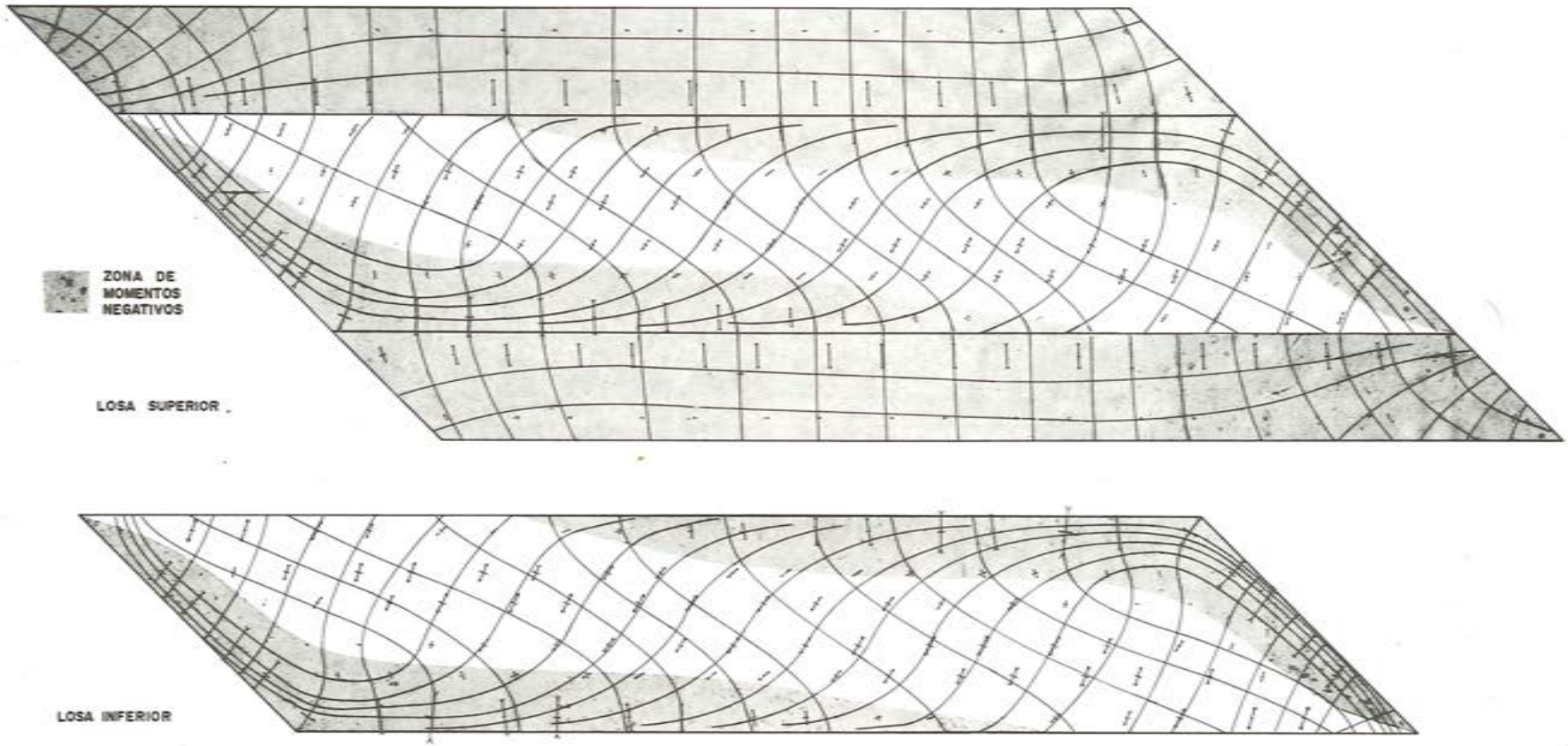


Fig. 4.5. Trayectoria de momentos principales en losa superior e inferior.

elementos comparativos, de las conclusiones obtenidas en el apartado anterior y de las que se deducen de la viga oblicua continua analizada en 1.2.

Para ello hemos elegido una viga cajón de cuatro vanos, de la misma luz e iguales características que la viga bi-apoyada que acabamos de examinar, solicitada también bajo su peso propio.

Los primeros resultados en corrimientos, esfuerzos y tensiones, los representamos en la figura 4.6 (viga continua oblicua) y en la figura 4.7 (cajón oblicuo continuo). Las reacciones en los apoyos de los dos modelos son:

CUADRO 4.2

	A	B	C	D	E
Viga oblicua	71,5	158,35	323,4	230,4	248,5
Cajón oblicuo	70,1	161,06	320,8	226,7	246,6

	F	G	H	I	J
Viga oblicua	248,5	230,4	323,4	158,35	71,5
Cajón oblicuo	246,6	226,7	320,8	161,06	70,1

Lo primero que observamos al comparar los resultados de este cuadro con los de la viga bi-apoyada, es que la relación entre las reacciones en A y B es mucho mayor que la que existe en los cajones bi-apoyados.

$$\frac{R_A}{R_B} = \frac{38,046}{227,65} = 0,167 \text{ (biapoyada)}$$

$$\frac{R_A}{R_B} = \frac{70,1}{161,06} = 0,435 \text{ (continua)}$$

Este hecho, que podría entenderse como menor efecto de oblicuidad, se debe a la presencia de momentos negativos en las pilas C y D, que reducen el momento torsor en el vano extremo, como ya vimos en el apartado 1.2.

Según la teoría de la viga oblicua, el momento torsor en la viga biapoyada es T = 619 m.t.; mientras que en este caso resulta T = 269 m.t (figura 4.6 d). En el resto de los vanos, la torsión de la viga continua se hace muy pequeña. Estos resultados de la viga continua oblicua, se reflejan perfectamente bien en la viga cajón. Si examinamos la figura 4.8, donde se representa la distribución de las tensiones principales en la losa superior, en la inferior y en las almas, se observa cómo en los vanos extremos la inclinación de las tensiones principales, es

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

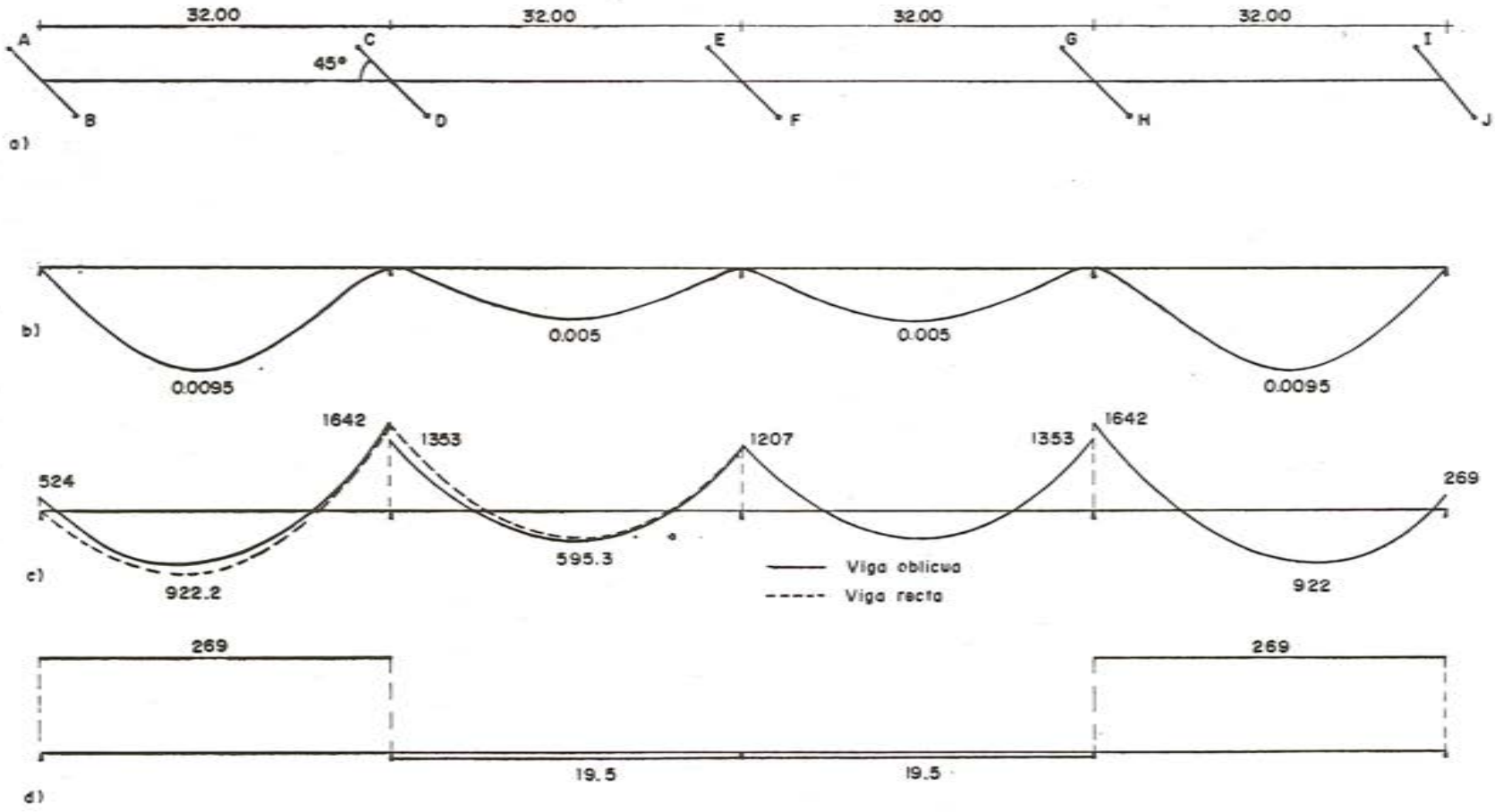


Fig. 4.6. Respuesta de la viga oblicua continua. a) Planta. b) Corrimientos verticales. c) Ley de momentos flectores. d) Ley de momentos torsores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

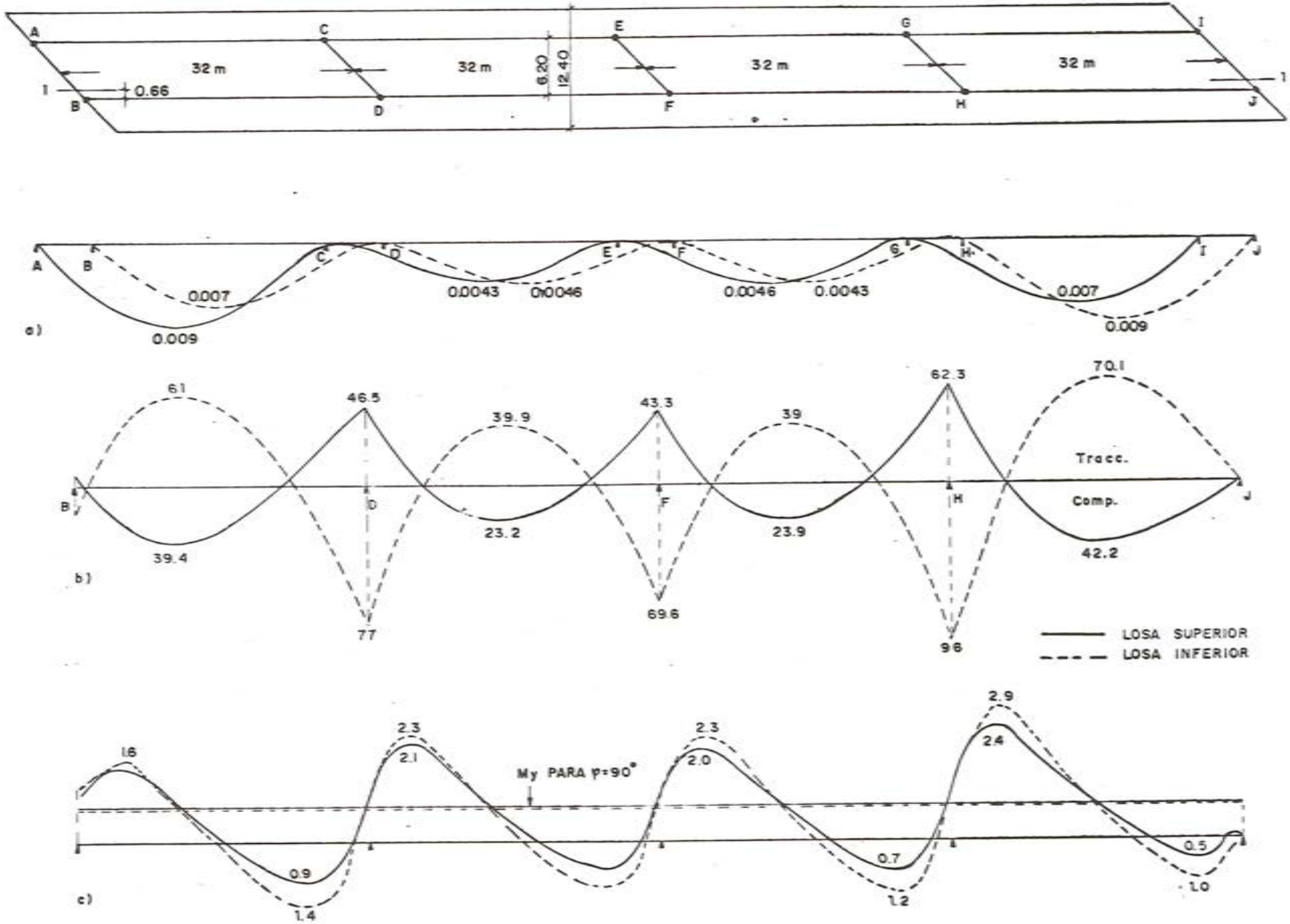


Fig. 4.7. Respuesta de cajón oblicuo contínuo. Carga uniforme. a) Corrimientos verticales (líneas AI, BJ). b) Distribución de Nx a lo largo de la sección 1-1. c) Distribución de M a lo largo de la sección 1-1.

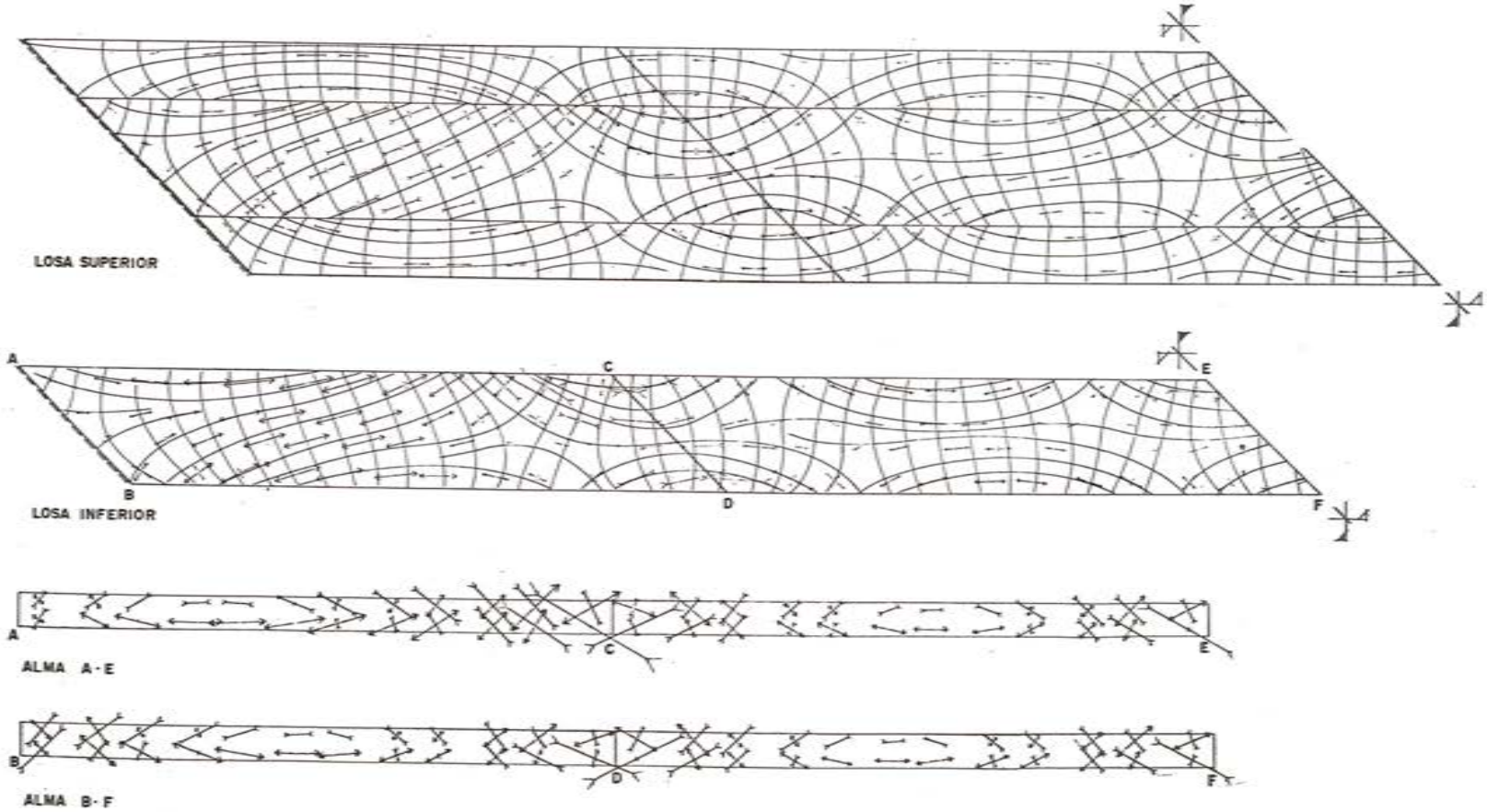


Fig. 4.8. Viga cajón continua. Trayectorias de las tensiones principales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

muy apreciable, en lo que es el cuerpo del cajón (los voladizos laterales de la losa superior se enteran poco de este fenómeno), mientras que en los vanos centrales esta inclinación es prácticamente inexistente en el centro de la luz.

Los resultados de la viga oblicua continua no nos dicen mucho más del comportamiento del cajón oblicuo, que la coincidencia que acabamos de ver. Reproduce bastante bien este modelo el comportamiento general de la viga cajón; pero, como es lógico, no da ninguna luz respecto a la respuesta transversal del cajón, que es donde se refleja el carácter espacial de la estructura.

Si examinamos ahora la distorsión del cajón, encontramos su reflejo en la distribución de los momentos flectores transversales, My, a lo largo de la luz (figura 4.7 c), y en la dirección, cuantía y líneas de momento nulo de las losas superior e inferior (figura 4.9).

Lo primero que observamos es una coincidencia de comportamiento con el tablero bi-apoyado. El cajón distorsiona muy apreciablemente, según lo que hemos definido como una tendencia a soportar las zonas agudas de cada vano desde las zonas obtusas. La ley de los momentos flectores de las losas correspondientes a las vigas cajón rectas, cambia radicalmente.

La cuantía de la distorsión o de los momentos My en los apoyos, no es mayor que en el cajón bi-apoyado, sino un poco menor. Este resultado, un poco sorprendente pues en el cajón continuo aumenta la relación ancho-luz y esto supone generalmente un aumento de deformación transversal, se comprende si recordamos, como venimos diciendo a lo largo de todo este trabajo, que la oblicuidad equivale a una deformación impuesta de torsión y no a una acción exterior de torsión.

En la figura 4.7 a, se representan los corrimientos verticales de las dos líneas extremas del cajón, donde se engloban, en cualquier sección transversal, las deformaciones por la torsión y distorsión. Los corrimientos son parecidos a los de la viga oblicua continua.

Si examinamos ahora el estado tensional longitudinal, referido al valor Nx, (figura 4.7 b), obtenido a lo largo de la sección 1-1, aparece un fenómeno que ya habíamos visto en los tableros de losa continuos: la diferencia apreciable entre las tensiones que aparecen en el apoyo D y en el apoyo H. Y la razón es la misma que la que expusimos en 2.2. El apoyo H corresponde al ángulo obtuso, mientras que el D corresponde al ángulo agudo del vano extremo; y el giro del tablero bi-apoyado en la zona obtusa es mayor que en la aguda.

De estos resultados podemos sacar las siguientes conclusiones respecto al comportamiento de los tableros oblicuos:

1ª La influencia de la deformación impuesta que supone la presencia de apoyos oblicuos, se reduce cuando damos continuidad longitudinal a los distintos vanos. La flexión negativa que aparece en los apoyos, reduce el ángulo de giro del vano considerado como apoyado y, por tanto, la necesidad de introducir torsiones longitudinales para compatibilizar los corrimientos del cajón con los apoyos.

2ª La teoría de la viga oblicua reproduce bastante bien el comportamiento general del cajón oblicuo en este caso; pero no produce información alguna sobre la distorsión y la distribución de las tensiones longitudinales en la sección transversal.

3ª Aparecen flexiones transversales, en el cajón, de tipo antimétrico, extendidas a toda su longitud, ocasionadas por la distorsión natural que introduce la oblicuidad de los apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

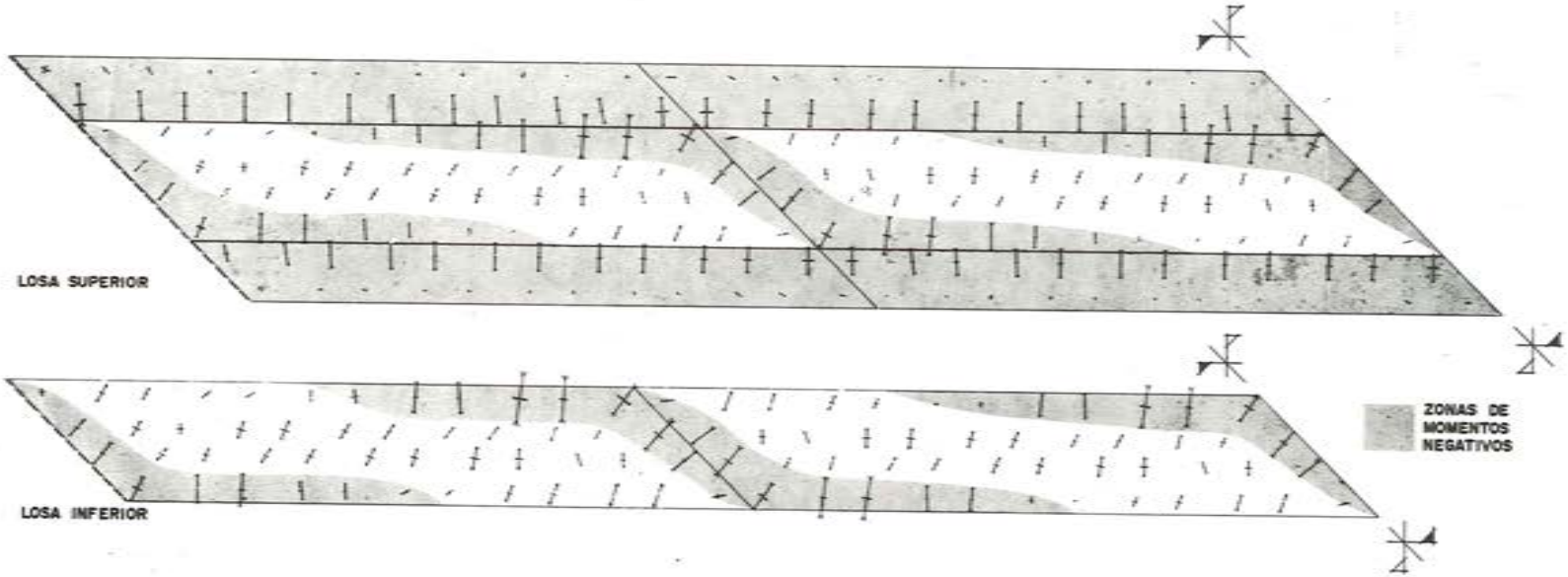


Fig. 4.9. Tablero cajón continuo. Solicitación peso propio. Dirección y cuantía de los momentos flectores de la losa superior e inferior.

4ª En los vanos centrales, el efecto de la oblicuidad es mínimo. Los cortantes en el ángulo agudo y obtuso son casi iguales; un poco mayor en el obtuso. El estado tensional principal es paralelo a los bordes libres.

5ª En los vanos extremos es donde más aparece el efecto de la oblicuidad. Los cortantes se concentran en los ángulos obtusos y las tensiones longitudinales se inclinan según la dirección de los ángulos obtusos. En los bordes apoyados aparecen los mismos efectos que ya hemos analizado en los tableros bi-apoyados, pero reducidos aquí en su cuantía.

6ª Todos los efectos de la oblicuidad, que reduce la continuidad del tablero, aumentarían si se aumentase la relación ancho-luz del cajón, o disminuyese su rigidez transversal por adelgazamiento de las paredes del cajón.

BIBLIOGRAFIA

1. Schiefe. Stäbe und Platten. Homberg-Marx. Werner Verlag. GMBH. Düsseldorf.
2. Torsion. Application à l'étude des estructures. C.F. Kollbrunner y K. Basler. SPES.
3. Einflussfelder der momente schiefwinkliger Platten-Rüsch-Hergenröder.
4. The behaviour of solid skew slab bridges under longitudinal prestress. L.A. Clark, R.West,C.A.C.A. 42501.
5. Tests on slabs elements and skew slab bridges designed in accordance with the factored elastic moment field.
6. Plaques biaises a travées solidaires. Schleicher-Wegener Dunod editeur - París 1970.

* * *

Hormigón Pretensado, Realizaciones Españolas. Tomo III

Con motivo del VIII Congreso Internacional de la F.I.P. últimamente celebrado en Londres, la Asociación Técnica Española del Pretensado ha publicado un libro titulado: "Hormigón Pretensado, Realizaciones Españolas", tomo III, en el que se describen las principales obras pretensadas construidas en nuestro país durante los últimos cuatro años.

Consta de más de 300 páginas, con numerosas fotografías, planos y láminas y está editado en papel couché, encuadernado en tela y con sobrecubierta plastificada en color. Su precio es de 2.000 pesetas cada ejemplar (para el extranjero, 30 dólares).

Para su descripción, las distintas obras aparecen agrupadas en los siguientes apartados: Puentes, Edificación, Obras Hidráulicas y Marítimas, Obras especiales.

Los interesados en adquirir este libro, que es continuación de los tomos I y II publicados con ocasión de los anteriores Congresos de la F.I.P., celebrados en Praga, en 1970, y en Nueva York, en 1974, respectivamente, pueden cursar sus pedidos a la Secretaria de la A.T.E.P. o al Instituto Eduardo Torroja, aptdo. 19002, Madrid-33.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Prof. Ing. Dr. Jiří Klimeš

La Facultad de Ingeniería Civil de la Universidad de Praga nos comunica que el 19 de agosto de 1981 falleció, a la edad de 71 años, el Dr. Ingeniero Jiří Klimeš, profesor de puentes de la mencionada Facultad. Estaba en posesión de las medallas de oro Felber y de la Universidad Técnica de Praga, del emblema de oro de la Sociedad Técnica Científica Checoslovaca. Además de otras distinciones era miembro honorario de la F.I.P.

Ha constituido una sensible pérdida para la Facultad de Ingeniería Civil y para toda la corporación técnica, pues era un consagrado profesor y un notable experto en puentes de hormigón. Los trabajos desarrollados en el transcurso de su vida profesional han contribuido notablemente al progreso de las construcciones de hormigón y, especialmente, a la puesta a punto de los modernos métodos para la construcción de puentes de hormigón. Durante mucho tiempo ha sido catedrático de estructuras y puentes de hormigón, vicedecano del Departamento de Ingeniería del Transporte, director del Instituto de la Construcción de la Universidad Técnica de Praga, presidente y miembro de las comisiones para la dirección de las tésis de Doctor en Filosofía. También ha sido miembro de numerosos comités en la Facultad y consejero de entidades asesoras de las Juntas Centrales.

Durante un largo período de tiempo fue presidente de la Comisión Nacional Checoslavaca de la F.I.P. y presidente de un grupo especializado en hormigón pretensado, de la Sociedad Científica Checoslovaca. Ha sido autor de numerosos artículos y publicaciones especializados en el tema. Formó a numerosos destacados especialistas en la construcción de puentes.

Por sus excepcionales cualidades personales, el recuerdo del Profesor Jiří Klimeš estará perenne en la memoria de todos los que le conocieron como un hombre bueno, voluntarioso y sabio consejero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Coste mínimo de muros de hormigón armado para sostenimiento. Caso particular para muros de sostenimiento de granos

Francisco Pérez García
Catedrático de Construcción. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos. Córdoba

Jesús Ayuso Muñoz
Profesor Ayudante. Escuela Técnica Superior de Ingenieros Agrónomos. Córdoba

En un muro de sostenimiento, el coste de su construcción está compuesto por una parte por el precio del encofrado, por otra, interviene el precio del hormigón puesto en obra, y por fin el del acero ya doblado y colocado.

Puede variarse el espesor del muro, dentro de ciertos límites, lo cual llevará consigo la variación también de la armadura correspondiente.

En el presente trabajo se determina el dimensionamiento más económico en función de los precios del m^3 de hormigón y del Kg de acero, ambos puestos en obra. Luego se particulariza para el caso de un muro autorresistente de un almacén granero con los datos y parámetros que caracterizan a este tipo de obras.

Se establecen las siguientes bases para el cálculo:

- El espesor del muro es constante en toda su altura y vale h (en centímetros). El canto útil es d y el recubrimiento r, de tal manera que $h = d + r$.

- La armadura será sólo de tracción. Su sección por metro lineal de muro en la base es máxima: A_{mx} (en centímetros cuadrados). Esta sección va disminuyendo con la altura hasta llegar a un valor mínimo fijado por la Instrucción EH-80:

$$A_{min} = \frac{0{,}04\ U_c}{f_{yd}} = \frac{0{,}04 \times f_{cd} \times 100 \times d}{f_{yd}} \qquad (1)$$

Como valor medio de la sección de acero en el muro se toma

$$A_m = \frac{A_{mx} + A_{min}}{2} \qquad (2)$$

Se supone que el precio del hormigón colocado es independiente del espesor del mismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Con lo anterior y teniendo en cuenta un peso específico del acero de 7,8, el costo de un metro lineal de muro puede expresarse de la siguiente forma:

$$C = 2\, p_E\, H + 10^{-2}\, h\, H\, p_h + 0{,}78\, A_m \,.\, H \,.\, p_a \qquad (3)$$

donde:

H = Altura del muro en metros

p_E = Precio de 1 m^2 de encofrado

p_h = Precio de 1 m^3 de hormigón colocado

p_a = Precio de un Kp de acero colocado

El costo mínimo será para $\frac{dC}{d_h} = 0$

$$\frac{dC}{dh} = 10^{-2}\, H\, p_h + 0{,}78\, \frac{d\, A_m}{dh}\, H \,.\, p_a \qquad (4)$$

$$\frac{p_H}{p_A} = R = -\frac{0{,}78}{10^{-2}}\, \frac{d\, A_m}{dh};\quad R = -78\, \frac{d\, A_m}{dh} \qquad (5)$$

Siendo $h = d + r$

Resulta $\frac{d\, A_m}{dh} = \frac{d\, A_m}{dd}$

$$\frac{d\, A_m}{dd} = 1/2 \left[\frac{d\, A_{mx}}{dd} + \frac{d\, A_{min}}{dd}\right] \qquad (6)$$

$$A_{mx} = \frac{1}{f_{yd}}\, U_c \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{U_c \,.\, d}}\right] = \frac{f_{cd} \,.\, 100 \,.\, d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{f_{cd} \,.\, 100 \,.\, d^2}}\right]$$

donde M_d es el momento mayorado en la base del muro y para un metro lineal del mismo.

$$\frac{d\, A_{mx}}{dd} = \frac{100 \,.\, f_{cd}}{f_{yd}} \left[1 - \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{100 \,.\, f_{cd} \,.\, d^2}}}\right] \qquad (7)$$

$$A_{min} = 0{,}04\, \frac{f_{cd} \,.\, 100 \,.\, d}{f_{yd}} = 4\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \,.\, d$$

$$\frac{d\, A_{min}}{dd} = 4\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (8)$$

$$\frac{d\, A_m}{dd} = 1/2 \left[\frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(100 - \frac{100}{\sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{100\, f_{cd} \,.\, d^2}}} + 4\right)\right] = 50 \,.\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left(1{,}04 - \frac{1}{\sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{100 \,.\, f_{cd} \,.\, d^2}}}\right. \qquad (9)$$

sustituyendo en (5)

$$R = 3.900\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \left[\frac{1}{\sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{100 \,.\, f_{cd} \,.\, d^2}}} - 1{,}04\right] \qquad (10)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Despejando d resulta

$$d = \sqrt{\frac{M_d}{50\, f_{cd} \left[1 - \left(\frac{3.900\, f_{cd}}{R \,.\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}}\right)^2\right]}} \qquad (11)$$

La utilización de esta expresión será válida sólo para aquellos valores de R que den valores de d dentro de los límites marcados por la Instrucción y que son:

$$\text{a) } U \geqslant 0{,}04\, U_c \Rightarrow 1 - \sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{100 \,.\, f_{cd} \,.\, d^2}} \geqslant 0{,}04 \Rightarrow$$

$$\Rightarrow \sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{100 \,.\, f_{cd} \,.\, d^2}} \leqslant 0{,}96 \Rightarrow d \leqslant \sqrt{\frac{M_d}{3{,}92 \,.\, f_{cd}}} \qquad (12)$$

Sustituyendo en (10)

$$R \geqslant 6{,}5\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (13)$$

b) Para el valor de d_{min}: $M_d \leqslant M_T = 0{,}35 \times 100 \times f_{cd} \times d^2 = 35\, f_{cd} \,.\, d^2$

$$d \geqslant \sqrt{\frac{M_d}{35 \,.\, f_{cd}}} \qquad (14)$$

Sustituyendo en (10) resulta:

$$R \leqslant 3.064\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (15)$$

Las limitaciones para R son pues:

$$6{,}5\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \leqslant R \leqslant 3.064\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \qquad (16)$$

Esta limitación se corresponde con la del valor del canto útil d:

$$\sqrt{\frac{M_d}{35\, f_{cd}}} \leqslant d \leqslant \sqrt{\frac{M_d}{3{,}92\, f_{cd}}} \qquad (17)$$

El cálculo de la armadura máxima A_{mx} correspondiente a la base del muro, para el valor M_d de momento de cálculo será el siguiente:

$$A_{mx} = \frac{100 \,.\, f_{cd} \,.\, d}{f_{yd}} \left[1 - \sqrt{1 - \frac{2\, M_d}{f_{cd} \,.\, d^2 \,.\, 100}}\right]$$

Sustituyendo el valor de d dado por la expresión (11), se tiene:

$$A_{mx} = \frac{100\, f_{cd}}{f_{yd}} \,.\, \frac{R\, f_{yd} + 156\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_d} \,.\, \sqrt{\frac{M_d}{50\, f_{cd} \left[1 - \left(\frac{3.900\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}}\right)^2\right]}} \qquad (18)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

La armadura mínima es

$$A_{min} = \frac{0{,}04 \,.\, f_{cd} \,.\, 100}{f_{yd}} \,.\, d = 4 \,.\, \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \sqrt{\frac{M_d}{50\, f_{cd} \left[1 - \left(\frac{3.900\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}}\right)^2\right]}}$$

$$A_{media} = \frac{A_{mx} + A_{min}}{2} =$$

$$= 1/2 \left[\left(100 \frac{R \,.\, f_{yd} + 156\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}} + 4\right) \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \sqrt{\frac{M_d}{50\, f_{cd} \left[1 - \left(\frac{3.900\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}}\right)^2\right]}}\right]$$

$$A_{med} = \frac{52\, R \,.\, f_{yd} + 15.912\, f_{cd}}{R \,.\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}} \; \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \sqrt{\frac{M_d}{50\, f_{cd} \left[1 - \left(\frac{3.900\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}}\right)^2\right]}} \qquad (19)$$

A la vista de lo anterior el coste más económico del muro es, sustituyendo en (3)

$$C_M = 2\, p_E \,.\, H + 10^{-2}\, H\, p_H \left[3 + \sqrt{\frac{M_d}{50\, f_{cd} \left[1 - \left(\frac{3.900\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}}\right)^2\right]}}\right] +$$

$$+ 0{,}78 \frac{52\, R\, f_{yd} + 15.912\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}} \; \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \sqrt{\frac{M_d}{50\, f_{cd} \left[1 - \left(\frac{3.900\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}}\right)^2\right]}}\; H \,.\, p_a$$

operando resulta:

$$C_M = H \left[2\, p_E + 0{,}03\, p_H + 10^{-2} \sqrt{\frac{M_d}{50\, f_{cd} \left[1 - \left(\frac{3.900\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}}\right)^2\right]}} \times \right.$$

$$\left. \times \left(p_H + 4.056 \frac{f_{cd}}{f_{yd}} \; \frac{R\, f_{yd} + 306\, f_{cd}}{R\, f_{yd} + 4.056\, f_{cd}} \times p_t\right)\right] \qquad (20)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

CASO DE ALMACEN GRANERO

Acciones a considerar:

Empuje del grano y succión del viento en la pared a sotavento.

– Empuje del grano:

Características del grano:

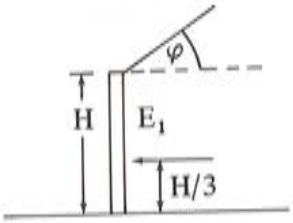
$\gamma = 800$ Kp/m^3

$\varphi = 26°$

Talud superior $\delta = \varphi = 26°$

Rozamiento entre grano y pared $= \varphi' = 0$

Resulta: $E_1 = 1/2\ \gamma\ H^2\ K_a = 1/2\ .\ 800\ .\ \cos^2 26\ .\ H^2 = 323\ H^2$ Kp



El momento que produce en la base es:

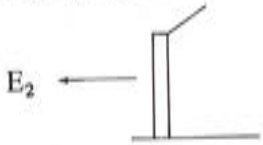
$$M_1 = E\ .\ \frac{H}{3} = 107{,}71\ H^3\ \text{Kp . m} = 10.771\ H^3\ \text{Kp . cm (H en metros)}$$

Acción del viento:

Presión dinámica: 100 Kp/m^2 (máxima situación expuesta)

Coeficiente eólico $= -0{,}4$

Succión: $0{,}4 \times 100 = 40$ Kp/m^2



$E_2 = 40 \times 4$ Kp/m^2

Momento en la base:

$$M_2 = 40 \times H \times \frac{H}{2} = 20\ H^2\ \text{Kp x m} = 2.000\ H^2\ \text{Kp . cm}$$

(H en metros)

– Momento total: $M = M_1 + M_2 = 10.771\ H^3 + 2.000\ H^2$

Teniendo en cuenta las características de ejecución y control de este tipo de obras rurales, y a la vista de la Instrucción EH-80, se adoptan los siguientes valores:

$f_{ck} = 150$ Kp/cm^2

$f_{yk} = 4.100$ Kp/cm^2

$\gamma_c = 1{,}7$

$\gamma_s = 1{,}2$

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

$\gamma_f = 1{,}6$

$f_{cd} = \frac{150}{1{,}7} \times 0{,}9 = 79{,}4 \text{ Kp/cm}^2$

$f_{yd} = \frac{4.100}{1{,}2} = 3.416 \text{ Kp/cm}^2$

$M_d = 1{,}6\,(10.771\,H^3 + 2.000\,H^2) = 17.234\,H^3 + 3.200\,H^2$

Sustituyendo en las expresiones anteriores se obtienen los siguientes valores para el dimensionamiento del muro:

Canto útil en centímetros: De (11)

$$d = \sqrt{\frac{4{,}341\,H^3 + 0{,}806\,H^2}{1 - \left(\frac{1}{1{,}04 + 0{,}011\,R}\right)^2}}$$

Armadura en la base en centímetros cuadrados: De (18)

$$A_{mx} = 0{,}0894\,\frac{0{,}2757\,R + 1}{0{,}0106\,R + 1}\sqrt{\frac{4{,}341\,H^3 + 0{,}806\,H^2}{1 - \left(\frac{1}{1{,}04 + 0{,}011\,R}\right)^2}} = 0{,}0894\,\frac{0{,}2757\,R + 1}{0{,}0106\,R + 1}\,.\,d$$

Validez de las expresiones anteriores: Serán válidas para valores de R comprendidos entre:

$$0{,}151 \leqslant R \leqslant 71{,}2$$

Esta limitación se corresponde con la siguiente del canto útil:

$$7{,}44\sqrt{H^3 + 0{,}185\,H^2} \geqslant d \geqslant 2{,}495\sqrt{H^3 + 0{,}185\,H^2}$$

El coste por metro lineal es según (20)

$$C_M = H\left[2\,p_E + 0{,}03\,p_H + \left(p_H + p_a\,.\,94{,}2898\,\frac{R + 7{,}1125}{R + 94{,}2898}\right) \cdot \sqrt{\frac{4{,}341\,H^3 + 0{,}806\,H^2}{1 - \left(\frac{1}{1{,}04 + 0{,}0110\,R}\right)^2}}\;10^{-2}\right]$$

En todas las expresiones anteriores, los significados de los distintos parámetros son:

d = Canto útil en centímetros.

H = Altura de carga del grano sobre las paredes en metros.

A_{mx} = Sección, por metro lineal de muro, de la armadura en la base del mismo, en centímetros cuadrados.

R = Relación entre el precio de 1 m^3 de hormigón colocado (independiente del encofrado) y el precio de 1 Kg de acero colocado $R = \frac{p_H}{p_a}$

p_E = Precio de 1 m^2 de encofrado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

En general, el valor de R será mayor que el límite 71,2. Por tanto será dicho valor el que habrá que adoptar. Con él resulta:

$$d = 2{,}50 \sqrt{H^3 + 0{,}185\, H^2}$$

$$A_{max} = 2{,}6 \sqrt{H^3 + 0{,}185\, H^2}$$

$$A_{min} = 0{,}24 \sqrt{H^3 + 0{,}185\, H^2}$$

$$A_{media} = 1{,}42 \sqrt{H^3 + 0{,}185\, H^2}$$

Coste por metro lineal del muro:

$$C_M = H \left[2\, p_E + 0{,}03\, p_H + (0{,}025\, p_H + 1{,}108\, p_a) \sqrt{H^3 + 0{,}185\, H^2} \right]$$

* * *

Ultima publicación especial de la A.T.E.P.

Manual H.P. 5–79 "Recomendaciones para la disposición y colocación de Armaduras"

Como continuación de la serie de Manuales que, desde hace años, viene editando la Asociación Técnica Española del Pretensado, y en los que se recogen las recomendaciones relativas a las diferentes etapas del proceso general de ejecución de las construcciones pretensadas, se publica ahora el Manual H.P. 5–79 en el que, bajo el título "Recomendaciones para la disposición y colocación de armaduras", se han recopilado todas aquellas normas que la práctica ha demostrado deben tenerse en cuenta para obtener una adecuada disposición de las armaduras en los elementos pretensados, tanto si se trata de armaduras pretesás como postesas, incluyéndose así mismo las armaduras pasivas que suelen acompañar a las activas.

Por la íntima relación existente entre tales armaduras y otra serie de dispositivos y piezas tales como los anclajes, empalmes, vainas, separadores, etc., se recogen también en este Manual las recomendaciones correspondientes a su colocación.

En todos los casos, se tratan por separado las fases de proyecto, ejecución y control.

Este Manual H.P. 5–79, con 87 páginas y varias figuras, se ha puesto a la venta al precio de 300,– ptas. el ejemplar (6,– dólares USA para el extranjero). Para los Miembros de la A.T.E.P. se ha establecido el precio especial de 200,– pesetas (4,– dólares USA para el extranjero).

Los interesados en su adquisición deberán dirigir sus pedidos a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19.002, Madrid–33, Tfno: 202 04 40.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Beton Technik Iberica, S.A.

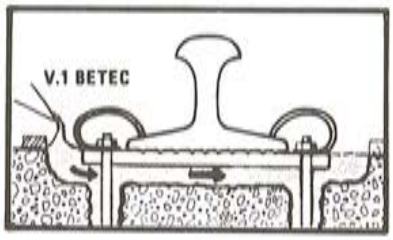
DOCTOR FLEMING, 35 — 2º — F — MADRID — 16 — TELS. 250 10 00/259 01 07/250 82 16

BETEC V·I

EL MORTERO SIN RETRACCION DIFERENTE SIN AGREGADOS METALICOS SIN CLORUROS

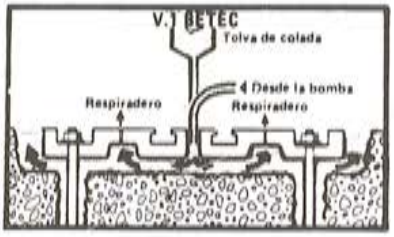
- ANCLAJES
- BANCADAS
- FISURAS
- RAILES
- UNION DE HORMIGONES

- Densidad = 1,8 Kgr./litro
- No se oxida
- No hay que protegerlo
- Muy fluído (22 cms. Cono de Abrams)
- IMPERMEABLE



Ensayos Realizados en el Instituto Eduardo Torroja y Nordrhein —Westfalen

	24 Hs.	2 días	7 días	28 días
Compresión Kp/cm²	528	687	795	938
Flexión Kgr./cm²	79	92	120	125



FERRODUR - SUELOS INDUSTRIALES

FERRODUR - MONOLITICO

BETEC

Suelos monolíticos de pavimento continuo Ferrodur

FERRODUR - AUTOADHERENTE

BETEC

Mezcla acabada de hierro Ferrodur con adherente incorporado, para la reparación de superficies sometidas a grandes esfuerzos.

FERRODUR - ARMADO «A»

BETEC

Suelos Ferrodur y mortero de reparación con adherente incorporado para cargas intermedias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

685-0-10

"El ferrocemento: una nueva posibilidad en los materiales de construcción"

Luis Mª Ortega Basagoiti
José Teófilo Serrano Beltrán
Ingenieros de Caminos,
Laboratorio Central de Estructuras y Materiales

1. BREVE HISTORIA DEL FERROCEMENTO

Aún cuando el ferrocemento pueda ser calificado de nuevo material de construcción, ya que su enorme desarrollo se ha producido en los últimos 10-20 años, su uso se remonta al siglo pasado. J.L. Lambot construyó en Francia una barca con un material cuya patente apareció en 1847 y en la que ya se describe lo que hoy es el ferrocemento (1):

> "Mi invento muestra un nuevo producto que ayuda a reemplazar (o sustituir) la madera en aquellos casos en que esta se halla en situación peligrosa por la presencia de humedad como ocurre en forjados, depósitos de agua, etc. La nueva sustancia consiste en una red metálica de hilos o alambres que están conectados formando un entretejido flexible. A esta red le doy una forma que sea lo más parecida posible a la pieza que quiero fabricar. Entonces coloco un cemento hidráulico o un alquitran o mezcla bituminosa para rellenar los huecos".

Parsons (2) comenta la construcción de una pequeña embarcación aplicando mortero sobre una malla metálica, que se llevo a cabo en Holanda en 1887. Dicha embarcación se mantuvo en servicio al menos hasta 1968.

Pier Luigi Nervi empleó abundantemente el ferrocemento a partir de la década de los 40 en el proyecto de barcas, cubiertas y paneles. Probablemente fué Nervi quien desarrolló la primera aplicación estructural del ferrocemento en la construcción de un almacén (fig. 1); las paredes y el techo del mismo tenían un espesor de 35 mm, y para conseguir la rigidez apropiada recurrió a formas onduladas. Después de esto, Nervi aplicó el ferrocemento a estructuras mucho más importantes, como más adelante se comenta. Hasta los años 60 no empieza a ser usado el ferrocemento en países como Australia, Gran Bretaña o Nueva Zelanda, aunque en cualquier caso, continuó siendo básicamente un material para construcción de pequeñas embarcaciones.

Estos y otros ejemplos, realizados hace ya bastante tiempo, sirven de base para que Sabnis y Naaman (3), afirmen que el ferrocemento *no* es estrictamente un "nuevo" material de construcción. Pero sí es cierto que ha sido en los últimos años cuando, al desarrollarse la tecnología de este material, ha crecido paralelamente el interés de los ingenieros en el mismo. Esto ha impulsado la realización de numerosas investigaciones que facilitarán nuevas y más amplias aplicaciones del ferrocemento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Gracias a la disponibilidad de los materiales básicos componentes del ferrocemento y a la escasa especialización necesaria para su empleo en la construcción de estructuras, los países en vías de desarrollo comenzaron a tomarlo en consideración para una mayor variedad de aplicaciones, siendo utilizado en edificación barata, silos para almacenamiento de grano e instalaciones de riego.

Por su parte en Europa, a partir de las realizaciones de Nervi, el ferrocemento ha sido usado en la construcción de cubiertas y cúpulas de estadios, teatros de ópera, restaurantes, etc., sin que sin embargo se llevara a cabo una investigación sistemática sobre el material hasta mucho después.

En 1973 la "National Academy of Sciences" de E.E.U.U. publicó un primer documento sobre "Aplicaciones del ferrocemento en los países en desarrollo", y creó el "International Ferrocement Information Service", célula origen del IFIC (International Ferrocement

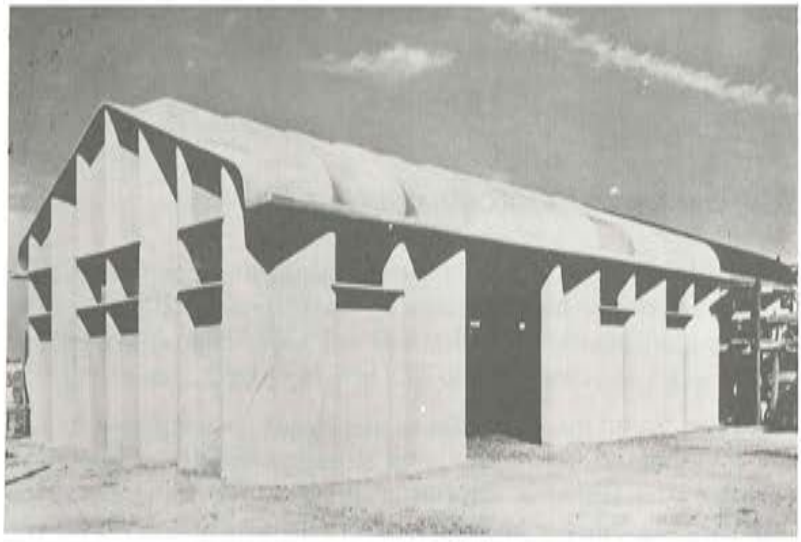


Fig. 1: Almacen construido con ferrocemento en Roma (P. L. Nervi, 1945)

Information Center) que reside desde 1976 en el Asian Institute of Technology en Bangkok y publica desde hace varios años una revista especializada en ferrocemento (Journal of Ferrocement). También en E.E.U.U. el ACI (American Concrete Institute) crea en 1974 el Comité 549 sobre ferrocemento con la misión de:

> "Estudiar e informar sobre las propiedades ingenieriles, prácticas de construcción y aplicaciones del ferrocemento y materiales similares; desarrollar normas y criterios de seguridad para la construcción con ferrocemento".

Por su parte la U.R.S.S., que ya en los años 60 había realizado numerosas obras y publicaciones sobre el ferrocemento, saca a la luz en 1978, la primera (y hasta ahora creemos que única en el mundo) "Instrucción para el diseño de estructuras de ferrocemento".

Las asociaciones técnicas internacionales también se ocupan del tema y en los últimos años tanto la IASS como la RILEM crean sus respectivos Grupos de Trabajo o Comités dedicados al Ferrocemento.

El ACI ha publicado en 1979 su SP-61 sobre Ferrocemento, basada en un Symposium organizado en Abril 1978 por ellos mismos. La simple cita de los congresos celebrados, dedicados parcial o totalmente al ferrocemento, es un índice del interés despertado por el tema.

1978.– Symposium sobre Ferrocemento: Materiales y Aplicaciones. 13 Abril 1978 durante la Convención del ACI en Toronto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Conferencia Internacional sobre "Materiales de Construcción para países en vías de desarrollo". Agosto 22-24, Bangkok, Thailandia, organizado por el AIT.

1980.– Symposium Internacional sobre "Madera, Ferrocemento y Plásticos en láminas y estructuras espaciales" 9-14 Junio, Oulu, Finlandia, organizado por IASS.

1981.– Symposium Internacional sobre "Ferrocemento" 24-28 Julio, Bérgamo, Italia, organizado por ISMES y RILEM y copatrocinado por IASS y ACI.

2. DEFINICION DEL FERROCEMENTO (3)

Dado que el ferrocemento fué usado durante bastante tiempo sólo en la construcción de pequeñas embarcaciones, no se llegó a establecer una definición clara de este material que despejara la incógnita de qué puede ser considerado como ferrocemento y qué no.

Dentro del propio Comité 549 del ACI, hubo amplias discusiones antes de llegar a una decisión acerca de los que se entiende por ferrocemento (3), adoptándose finalmente la definición siguiente:

"El ferrocemento es un tipo de construcción de hormigón armado en pared delgada, donde usualmente un cemento hidráulico es reforzado con capas de malla continua y de diámetro de alambre relativamente pequeño. Las mallas pueden ser de material métalico o de cualquier otro material que resulte adecuado".

La definición que en su día dió el American Bureau of Shipping fué:

"Una lámina delgada fuertemente armada, de hormigón en la cual la armadura de acero esté muy distribuida en el hormigón, de forma que el material bajo tensión se comporta aproximadamente como homogeneo..."

Esta última definición, aún ajustándose de forma correcta a lo que en general se entiende por ferrocemento, deja sin cuantificar varios conceptos que la hacen, cuando menos, incompleta pues habla de "lámina delgada" sin indicar espesores, de "fuertemente armada" sin indicar cuantías, y de "aproximadamente homogeneo" sin fijar cuando puede ser considerado como tal.

Bezukladov pone especial énfasis en el carácter de "compuesto" del ferrocemento, integrado por dos componentes, mortero y armadura, y de forma más o menos arbitraria fija un límite cuantitativo que diferencia el ferrocemento del hormigón armado. Según este autor, si la relación área de la superficie adherente de armadura a volumen del compuesto es superior a 2 cm^2/cm^3, puede considerarse ferrocemento. En caso contrario, se considerará que se trata de hormigón armado.

Shah definió el ferrocemento de forma similar a Bezukladov, llamándolo "compuesto hecho con mortero y una malla continua de alambres de pequeño diámetro como armadura, que posee mayor adherencia que la armadura tradicional debido a su menor tamaño y una mayor área superficial por unidad de volumen de mortero". Esta última relación según el citado autor, puede llegar a ser diez veces mayor que la del hormigón armado convencional.

Por su parte la definición dada por Khaidukov (4) de las estructuras de ferrocemento, basada en la Instrucción de ferrocemento soviética es:

"Estructuras de ferrocemento son aquellas estructuras de hormigón armado de pared delgada (15-25 mm de espesor) fabricadas con un mortero de gran densidad con arena de grano fino (áridos de hasta 5 mm como máximo) reforzado con uno de los siguientes tipos de armadura:

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Malla de alambre soldado o entretejido distribuida uniformemente sobre la sección del elemento.

– Mallas de alambre soldado cubriendo una armadura interna más rígida constituida por barras de pequeño diámetro del tipo de las empleadas en hormigón armado tradicional".

Se han propuesto otras definiciones que como las anteriores, no hacen sino destacar unos u otros aspectos del ferrocemento como material de construcción pero coincidiendo en ciertas características básicas que podríamos intentar sintetizar en:

– Material compuesto.

– Matriz de ese compuesto constituida por un mortero hecho con un cemento hidráulico.

– Armadura formada por mallas de diámetros pequeños solamente, o por esas mismas mallas y una capa de armadura constituida por redondos tradicionales de pequeño diámetro.

– Las estructuras fabricadas con el mismo son siempre de pequeño espesor (estructuras de pared delgada).

Algunos autores llegan a proponer definiciones del ferrocemento que implican una concepción del mismo mucho más general tanto en lo que respecta a la matriz como en lo relativo a las armaduras.

Así Barberio (5), habla de que el ferrocemento puede ser considerado un material compuesto cuya matriz y fibras pueden ser:

Matriz: puede consistir en una pasta de cemento con aditivos o polímeros y materiales inertes de diverso tipo como arena, arcillas expandidas, materiales superligeros, etc.

La palabra fibra se aplica en el sentido de un material resistente fino y muy distribuido en la matriz. En esta línea Barberio habla de que esta armadura puede ser de acero, filamentos de carbono, fibra de vidrio, poliamidas, etc.

3. MATERIALES EMPLEADOS EN EL FERROCEMENTO

Dada la naturaleza compuesta o mixta del ferrocemento ya comentada, separaremos los materiales constitutivos del mortero, de las armaduras de refuerzo.

En lo que sigue, y al no existir más recomendaciones o normas internacionales sobre ferrocemento, seguiremos lo expuesto por Naaman y Sabnis en sus "Tentative Guide-Lines for the Use of Ferrocement in some Structural Applications" trabajo presentado al Symposium de Bangkok de 1978. (6)

3.1. Materiales empleados en el mortero

Puede emplearse cualquier tipo de cemento Portland, con una arena fina cuya granulometría regulan los ya citados autores con arreglo a los tamices normalizados americanos. Khaidukov (4) habla de limitar el tamaño máximo del árido a 5 mm.

La relación arena/cemento en peso debe estar comprendida entre 1 y 2,5. Por su parte, la relación agua/cemento en peso debe variar entre 0,4 y 0,6. Los parámetros básicos que determinan la relación agua/cemento óptima del mortero fabricado con arena silicea son: el tamaño máximo del árido, el módulo de finura y la granulometría. Según estudios realizados

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

por Raichverger y Raphael (7), un análisis adecuado de la influencia de estos factores puede conducir a una reducción de la cantidad agua/cemento, para obtener idéntica manejabilidad del mortero. La relación arena/cemento antes indicada debe tender a sus límites más altos cuando se emplee el gunitado como procedimiento de fabricación.

Tanto Naaman como Sabnis y Khaidukov indican que debe emplearse una arena de alta densidad. Actualmente se estudian diferentes métodos para mejorar la resistencia de los morteros. Estos estudios han surgido de la necesidad de abaratar el producto de alta resistencia, conseguido hasta ahora mediante el aumento de la cantidad de cemento, así como lograr una mayor manejabilidad a igualdad de resistencias empleando relaciones agua/cemento más altas.

Para conseguir el objetivo anterior se han seguido dos caminos diferentes:

Sustituir la arena normal por arena procedente de rocas de alta resistencia, y estudiar nuevas granulometrías de arena que permitan alcanzar resistencias elevadas disminuyendo la cantidad de cemento.

Algunas de las conclusiones obtenidas de estos estudios (8) son las siguientes:

a) El empleo de áridos de alta calidad proporciona mayor resistencia para idénticos valores de la relación cemento/arena (ejemplo con una relación 1/2,5 el aumento ha llegado a ser hasta del 17%).

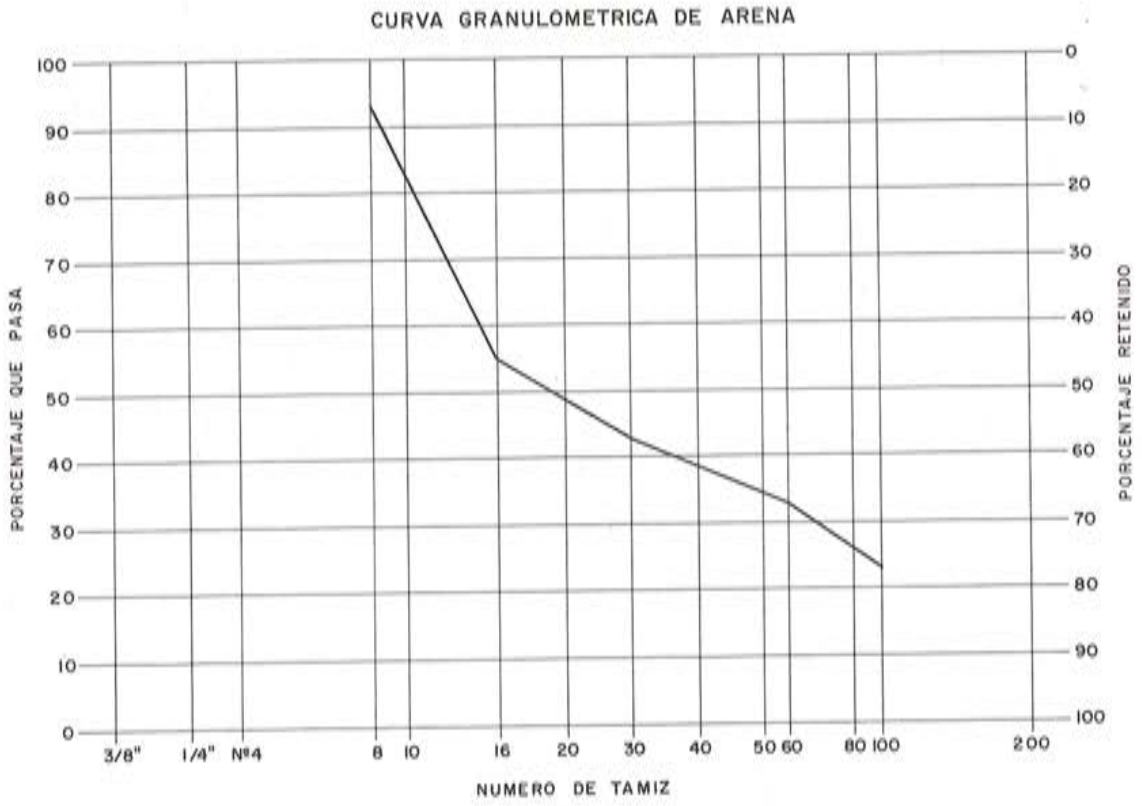


Fig. 2: Granulometría ideal de arena para mortero empleado en ferrocemento (T. Yen y otros)

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

b) La resistencia a compresión y a flexotracción puede incrementarse aumentando el contenido de polvo (tamaño < 0,25 mm) en la arena, pero solo hasta un cierto porcentaje límite (próximo al 40% para la resistencia a compresión y al 20% para la resistencia a flexotracción).

c) Utilizando la granulometría indicada en la figura 2, se mejora la resistencia para idéntica cantidad de cemento (una relación cemento/arena 1/2,5, con esta granulometría proporciona la misma resistencia que un mortero con arena normal y relación 1/1,75).

Pueden emplearse aditivos para mejorar determinadas propiedades específicas del mortero. Así por ejemplo, para mejorar su impermeabilidad y resistencia a la helada pueden emplearse plastificantes y adiciones de finos (tamaño de partícula inferior a 0,15 mm) (4). En Australia y Nueva Zelanda han empleado también morteros con adición de puzolanas.

3.2. Armaduras

La armadura básica del ferrocemento está constituida por varias capas de una malla metálica que puede variar en su forma, diámetro del alambre, sistema de ejecución de la misma (forma de unión de los alambres que la constituyen), etc. Los alambres empleados en las mallas son de sección circular. Tras haberse realizado experiencias con alambres de diferentes tipos de secciones (semi-circular, plana, cuadrada, etc.) se ha llegado a la conclusión de emplear alambres con sección circular por las razones siguientes:

1. La forma circular de la sección es la más favorable en relación con la adherencia, evitando concentraciones de tensión.
2. Los alambres circulares proporcionan la máxima separación entre armaduras.
3. Como una consecuencia de lo anterior, la forma circular del alambre, favorece la colocación del mortero, haciendo más fácil que éste rellene por completo el espesor de la pieza.

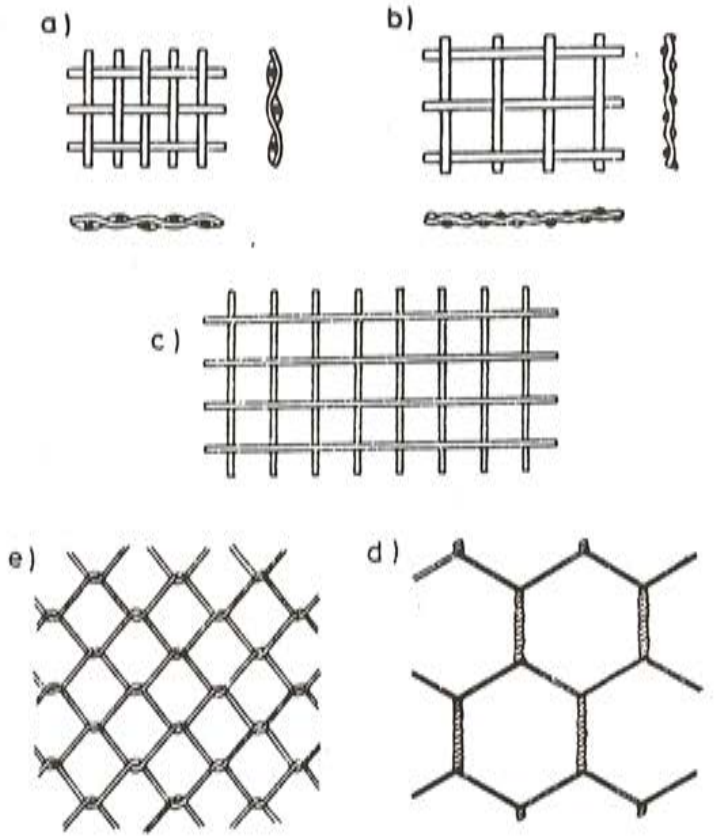
El hueco de la malla puede ser cuadrado, rectangular, hexagonal, romboidal, etc. En general depende mucho del sistema de fabricación empleado; atendiendo a éste podemos distinguir (fig. 3):

- Malla entretejida con hilos rectos u ondulados.
- Malla soldada.
- Malla retorcida (tela metálica de gallinero).
- Malla plegada (del tipo de la usada en cerramientos con alambre en zig-zag).

El diámetro de los alambres suele variar entre 0,5 y 1,5 mm y el tamaño de abertura de la malla entre 6 y 25 mm. En general se recomienda que esta abertura de malla no sea superior al espesor de pared de ferrocemento empleado. Además, Naaman y Sabnis proponen que el número de mallas N que se utilizan para un espesor de ferrocemento "t" sea: $\geqslant 1{,}6\ t$ (t en cm), llegando en algunos casos a 5 capas por cm de espesor.

La cuantía de armadura y distribución de la misma, determinada mediante la superficie específica K (relación de la superficie de adherencia de las fibras al volumen del ferrocemento) debe ser tal que $K > 2\ cm^2/cm^3$. Normalmente el valor de K no suele ser superior a 4 cm^2/cm^3. El límite inferior del valor de K, viene impuesto por la necesidad de asegurar a las piezas una ductilidad adecuada y una fase de microfisuración lo más amplia posible. El límite superior del valor de K viene obligado por las posibilidades tecnológicas de colocación de las mallas y de relleno de la pieza por el mortero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



MALLAS
a) MALLA ENTRETEJIDA (ALAMBRES RECTOS)
b) MALLA ENTRETEJIDA (ALAMBRES ONDULADOS)
c) MALLA SOLDADA
d) MALLA RETORCIDA (TELA DE GALLINERO)
e) MALLA PLEGADA

Fig. 3: Tipos de mallas empleadas en la construcción con ferrocemento.

El valor de K está en función del diámetro del alambre, de la separación entre éstos y de la cuantía geométrica de armadura μ. Esta última está relacionada con K en una dirección determinada para alambres de sección circular por la fórmula $\mu = 0{,}25 \cdot d \cdot K$ siendo "d" el diámetro del alambre.

En general todos los autores recomiendan que el alambre sea galvanizado en caso de que la estructura vaya a estar sometida a ambientes agresivos o al aire libre en ambiente normal con fuertes variaciones térmicas.

El uso del ferrocemento en las condiciones citadas sin la adecuada protección anticorrosiva de la armadura, obliga a diseñar la estructura de forma que no se produzcan fisuras y que se garantice el adecuado espesor de recubrimiento. Este, según Naaman y Sabnis puede oscilar entre 1,5 y 5 mm, aunque Khaidukov indica, para estructuras al aire libre, un mínimo de 2 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Además de esta armadura mediante mallas, en algunas ocasiones se emplea un esqueleto intermedio de armadura mediante redondos tradicionales cuyo diámetro varía entre 3 y 10 mm con separaciones entre barras comprendidas entre 5 y 10 cm.

También se ha recurrido en ciertas aplicaciones a pretensar el ferrocemento, pero en estos casos los alambres (o incluso cordones) de pretensado tampoco deben superar los 10 mm de diámetro. El pretensado se ha utilizado en casos en que era necesario evitar totalmente la aparición de fisuras, y en tales diseños se ha recurrido a menudo a rigidizar la lámina de ferrocemento mediante nervios diseñados y armados como en hormigón armado tradicional.

4. PROPIEDADES DEL FERROCEMENTO (3), (9), (10)

El estudio de las propiedades mecánicas del ferrocemento es complejo debido a los factores que intervienen en las mismas: variaciones en el tamaño de las piezas, formas de las secciones, métodos de fabricación y diferentes tipos de mallas empleados.

Analizaremos a continuación las principales propiedades del ferrocemento que han sido objeto de estudio experimental por parte de los investigadores en diferentes países:

4.2. Comportamiento a tracción

El menor espaciamiento y diámetro y la distribución más uniforme de las armaduras hace que el comportamiento a tracción del ferrocemento difiera sensiblemente del mostrado por el hormigón armado. Así, el nivel de tensiones al cual aparece la primera fisura y la separación entre éstas, son función de la superficie específica de armadura K ya definida antes. Tal y como cabía suponer, la carga de rotura de la probeta de ferrocemento coincide con la carga última resistida por la armadura en esa dirección, e igual sucede con el alargamiento en rotura.

La curva tensión-deformación obtenida del ensayo a tracción de una probeta de ferrocemento manifiesta la existencia de tres estados diferentes:

1. Estado de comportamiento elástico hasta la aparición de la primera fisura.
2. Estado de fisuración múltiple. En este estado el número de fisuras va aumentando el incrementarse las tracciones. Su anchura sin embargo, aumenta ligeramente dependiendo de los parámetros de la armadura (K y separación entre almabres) pero este aumento no es proporcional al aumento de las tracciones.
3. Estado de apertura de fisuras. En este estado no se forman nuevas fisuras, aumentando la anchura de las ya existentes. El comportamiento de la probeta viene, en este estado, definido por la armadura.

Los ensayos realizados por Naaman demuestran que a mayor superficie específica y menor separación entre alambres, aparece una mayor extensión del estado de fisuración múltiple, mayor número de fisuras y menor anchura de éstas.

De los ensayos anteriores, se deduce también que parece existir una relación entre la separación media de fisuras estabilizada (a partir del momento de no aparición de nuevas fisuras) y la superficie específica de armadura K. La figura 4 muestra la forma de esta relación, obtenida mediante ensayos de probetas prismáticas de 30 cm de largo, 2,5 cm de ancho y 1 cm de espesor, armadas con mallas formadas por alambres de 0,66 mm de diámetro y separaciones de 6,3 y 12,5 mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

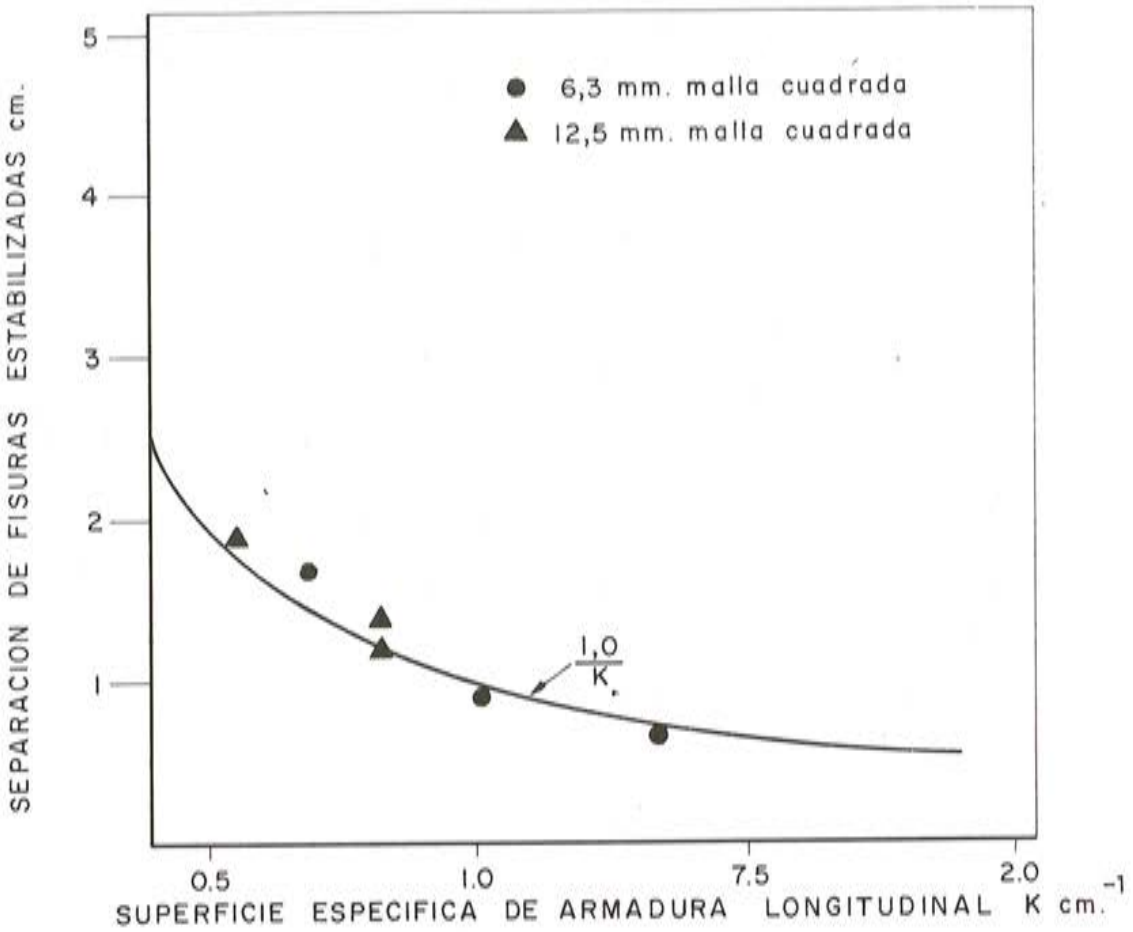


Fig. 4: Relación entre separación media de fisuras estabilizadas y la superficie específica de armadura.

4.3. Comportamiento a flexión

El comportamiento del ferrocemento sometido a flexión, se ha estudiado analizando los resultados de ensayos llevados a cabo en vigas.

En estos ensayos se han utilizado como armaduras diferentes tipos de mallas y distintas cuantías geométricas de las mismas. El objetivo de la mayor parte de los ensayos ha consistido en el estudio del comportamiento de las piezas respecto a la fisuración originada por la acción del momento flector.

De los resultados experimentales se pueden obtener las siguientes conclusiones (Naaman):

- Las fisuras aparecen localizadas preferentemente, sobre los alambres transversales de la malla traccionada más externa. El número de fisuras parece estabilizarse rapidamente en la zona de momento constante tras la aparición de la primera fisura. La separación entre fisuras coincide sensiblemente con la separación entre los alambres transversales de la malla traccionada más externa.
- La influencia de la superficie específica de armadura parece ser considerablemente menor en el caso de la flexión que en el caso de la tracción simple. La razón puede ser que en el caso de la flexión solo interviene la superficie específica de las mallas situadas en la zona traccionada, resultando por tanto no influenciada la fisuración por un aumento de la armadura en la zona comprimida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

– Del análisis sistemático de la anchura de fisuras medidas en los ensayos, se obtiene la conclusión de que esta anchura depende básicamente de la deformación de tracción de la capa más exterior. Esta anchura es mayor para mallas entretejidas que para mallas soldadas, ya que estas últimas proporcionan una mayor continuidad entre barras transversales y horizontales evitando deslizamientos entre las mismas.

– Las tensiones en los alambres de las mallas traccionadas, calculadas mediante un análisis elástico de la sección fisurada, coinciden sensiblemente con las medidas en los ensayos.

Respecto al comportamiento a rotura, los ensayos han proporcionado las siguientes conclusiones:

– La rotura de las piezas de ferrocemento no presenta las características de fragilidad que podían esperarse teniendo en cuenta las mayores cuantías de armadura de este tipo de piezas respecto a las de hormigón armado.

– La explicación del hecho anterior parece residir en la mayor capacidad de deformación del mortero comprimido. Los valores medidos en los diferentes ensayos demuestran que la deformación última de la fibra comprimida extrema de las secciones de ferrocemento está por encima del valor de 3,5‰ supuesto para secciones de hormigón armado ordinario. Por otra parte y según Naaman, el valor de la deformación última de la fibra comprimida parece variar con el número de capas y el tipo de malla empleado.

4.3. Resistencia a compresión

La resistencia a compresión del ferrocemento es función esencialmente de la resistencia a compresión del mortero, no afectándole en absoluto el número de capas de armadura ni la superficie específica de la misma. Sin embargo, estudios recientes del Comité 549 del ACI indican que ciertos tipos de armadura pueden tener un efecto beneficioso: por ejemplo, el uso de malla soldada incrementaría la resistencia a compresión debido a la coacción lateral proporcionada por los alambres transversales soldados, mientras que el uso de mallas hexagonales (tela de gallinero) debilitaría el compuesto debido a la formación de fisuras longitudinales. El efecto de cierto tipo de armadura que crea condiciones triaxiales en el mortero puede manifestarse, además de en incremento de la resistencia, en aumentos de la deformación última. Este efecto (ya señalado en el apartado anterior) contribuye a la mayor ductilidad observada en las secciones de ferrocemento, con relación a las de hormigón ordinario.

4.4. Resistencia al impacto y a la fatiga

Otras propiedades específicas como la resistencia al impacto y a la fatiga han sido recientemente estudiadas por varios investigadores en E.E.U.U. utilizando para ello técnicas especiales.

Por lo que respecta al impacto, los resultados han indicado que cuanto mayor es la superficie específica y la resistencia de la malla, menor es el daño debido al impacto.

En cuanto a la fatiga, ha sido estudiada mediante ensayos a flexión en vigas, llegándose a establecer una relación empírica entre el número de ciclos hasta rotura y el rango de tensiones a que se somete a la capa más externa de armadura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

4.5. Impermeabilidad

Esta propiedad del ferrocemento, es básica en algunas aplicaciones tales como depósitos para líquidos. En este caso el ancho de las fisuras ha de ser lo suficientemente pequeño para que la filtración sea mínima. En este sentido, al ser el ancho de fisuras, para la misma tensión en el acero mucho menor que en el hormigón armado, el ferrocemento resulta ser mucho más adecuado para estructuras de almacenamiento de líquidos.

Observaciones hechas por Naaman y Shah en unos depósitos de agua diseñados en ferrocemento, indicaron que las fisuras producidas eran muy inferiores a los 0,01 mm recomendados como máximo por el Comité 350 del ACI sobre "Estructuras de Ingeniería Sanitaria".

5. ALGUNAS PARTICULARIDADES DEL CALCULO DE ESTRUCTURAS DE FERROCEMENTO

El cálculo de secciones de ferrocemento puede efectuarse de acuerdo con Khaidukov (4) analizando como en hormigón armado estados límites de servicio y estados límites últimos.

Los ensayos realizados sobre el comportamiento a flexión del ferrocemento, indican que puede ser definido, como en el caso del hormigón armado por tres estados a los que corresponden tres esquemas de cálculo:

a) Estado I: antes de la fisuración. El esquema de cálculo corresponde a una ley líneal de tensiones con comportamiento del material como perfectamente elástico.

b) Estado II: momento en que se produce la fisuración. El flector que produce la fisuración puede calcularse suponiendo un diagrama rectangular de tensiones en la zona traccionada con tensión igual a la resistencia del mortero en tracción, y un diagrama lineal de tensiones en la zona comprimida.

c) Estado III: el momento de rotura de la sección se calcula suponiendo un diagrama rectangular de tensiones en la zona comprimida con tensiones en mortero y armadura iguales a su resistencia a compresión; y en la zona traccionada tensión nula en el mortero, e igual a su resistencia a tracción en la armadura.

Para el cálculo del momento resistente correspondiente al estado límite último de una sección de ferrocemento sometido a flexocompresión, se han seguido en general procedimientos semejantes a los empleados en secciones de hormigón armado ordinario.

Dentro de los distintos métodos propuestos, el problema básico es establecer las deformaciones últimas de compresión del mortero comprimido para, a partir de ella y utilizando las condiciones de compatibilidad que proporciona el suponer una variación lineal de la deformación, establecer las deformaciones y tensiones de las armaduras. Una vez conocido el estado tensional de la sección se obtienen las características resistentes de la misma, aplicando las condiciones de equilibrio.

En el caso de la norma rusa SN–366.77 (11) se considera la armadura uniformemente distribuida en la sección, si cumple determinadas condiciones de separación mínima. En caso contrario la pieza se considera, en lo que se refiere al cálculo, como de hormigón armado ordinario.

El estado tensional de la sección se obtiene estableciendo una profundidad máxima de fibra neutra que garantiza que toda la armadura se encuentra trabajando a su límite elástico, tanto a tracción como a compresión. Esta profundidad de fibra neutra límite se ha obtenido

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

empíricamente. El hormigón se supone trabajando con su resistencia a compresión y se emplea un diagrama tensión/deformación rectangular.

Una alternativa a este procedimiento viene dada por los trabajos de Logan y Shah (12). En este caso la compatibilidad de deformaciones se establece suponiendo una deformación última del mortero comprimido. Esta deformación, de acuerdo con resultados experimentales se toma del 5°/oo. Partiendo de ésto se determinan las deformaciones de las diferentes capas de armadura. Se considera para el mortero un diagrama tensión deformación parabólico y para el acero si $\epsilon_s < f_{yd}/E$, $\sigma_y = \epsilon_s \cdot E$, y si $\epsilon_s \geqslant f_{yd}/E$, $\sigma_y = f_{yd}$. A partir de estos supuestos se determina el equilibrio, que por realizarse mediante tanteos precisa el uso de un programa de ordenador.

En ambos casos los coeficientes de ponderación de acciones y de minoración de resistencias se toman iguales a los empleados en piezas de hormigón armado ordinario.

Por lo que respecta al estado límite de servicio se hace necesario comprobar que tanto el ancho de fisuras como las flechas cumplen con los límites máximos que se fijen. Para el cálculo del ancho de fisuras se han propuesto diversas fórmulas experimentales (Khaidukov, Balagurn, Naaman y Shah) en las que se tiene en cuenta el tipo de esfuerzo (flexión o tracción), tipo de malla, tipo de carga (permanente o de corta duración), tamaño de la malla y tensión en la malla más traccionada.

Por lo que respecta al cálculo de flechas, tanto Khaidukov como los tres autores americanos antes citados, han propuesto métodos para su cálculo, basados en comprobaciones experimentales. Khaidukov hace especial hincapié en la necesidad de tener muy en cuenta la fluencia y la retracción en el cálculo de las deformaciones en servicio de estas estructuras, proponiendo valores, para las deformaciones debidas a estos efectos, superiores a los normales en hormigón armado.

6. TECNICAS CONSTRUCTIVAS (13), (14), (15), (16)

En un principio la construcción de estructuras de ferrocemento, seguía el procedimiento patentado por J.L. Lambot; se construía una "jaula" de armadura a la que se le daba la forma adecuada de manera que la propia armadura servía como soporte para el mortero sin que fuera necesaria la utilización de moldes. La colocación del mortero fresco se llevaba a cabo con llana presionando para que penetrara a través de la malla y tratando de conseguir una compactación lo más perfecta posible. Esta técnica fué prácticamente la única empleada durante muchos años, ya que su aplicación fundamental, como ya se ha comentado, era en la construcción de pequeñas embarcaciones sobre la base del "hágalo Vd. mismo". Evidentemente en estos casos la mano de obra necesaria no era factor determinante en la elección de una técnica u otra. Incluso cuando se empezó a utilizar en estructuras, fué en países en vías de desarrollo, en los cuales se disponía de mano de obra abundante y barata, por lo cual, el ferrocemento podía mantenerse como material competitivo económicamente frente a otros materiales de construcción.

Pero cuando se comenzó a pensar en el ferrocemento como posible alternativa para la construcción de estructuras en los países desarrollados, surgió como necesidad imperiosa el alcanzar una economía en la mano de obra que complementase la economía de materiales que el ferrocemento lleva implícita en si mismo.

La mayor parte de los métodos estudiados en todo el mundo tienen su aplicación en el campo de la prefabricación o industrialización, aunque también se ha empleado el gunitado como perfeccionamiento del sistema tradicional.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Trataremos, en lo que sigue, de sintetizar las diferentes técnicas propuestas hasta el momento por una diversidad de autores, de las que hemos tenido conocimiento.

El proceso de fabricación o construcción de una pieza o estructura de ferrocemento sigue las siguientes fases:

a) Preparación y montaje de la "jaula" de armadura: las capas de malla deben ser colocadas en su posición y hay que darles la forma de la pieza a construir. Las diferentes capas de malla deben ser cuidadosamente atadas entre sí y al esqueleto rígido de armadura tradicional (si este existe) para lograr un espesor lo más uniforme posible y evitar los movimientos de las mallas durante la colocación del mortero.

b) Colocación del mortero: el mortero debe ser perfectamente compactado durante su colocación. Las técnicas de colocación y acabado son múltiples según veremos más adelante.

c) Curado: las estructuras de ferrocemento deben ser adecuadamente curadas durante un período que varía dependiendo del cemento empleado, condiciones ambientales, etc.

d) Protección superficial: dado lo pequeño que resulta el recubrimiento de la armadura, en algunas aplicaciones es necesario proteger la estructura de posibles ataques corrosivos mediante pintura o algún otro método; últimamente se está estudiando en E.E.U.U. la aplicación de los polímeros como refuerzo y protección del ferrocemento.

Dentro de las fases indicadas, las dos primeras vienen condicionadas en gran medida según la técnica constructiva que se utilice. Como ya hemos dicho, en su uso para la construcción de embarcaciones, la lámina de ferrocemento que constituía el casco se fabricaba sin moldes recurriendo a la colocación del mortero sobre las mallas.

La terminación superficial se realizaba alisando el mortero con llana. El uso del ferrocemento en plantas de prefabricación ha llevado a desarrollar nuevas técnicas que además del ahorro de mano de obra ya citado permiten:

- La fabricación de formas más complicadas de una manera sencilla.
- Una mayor precisión en los espesores.
- Mejor control de la posición de las armaduras y de los recubrimientos.

Reichwerger y Tatsa citan las siguientes técnicas de fabricación de elementos de ferrocemento:

a) *Producción manual:* es el método universal que permite la fabricación de cualquier tipo de elemento tal y como antes se comentó. Conviene destacar los siguientes aspectos principales:

- No utiliza moldes.
- Es difícil, en algunos casos, darle la forma adecuada a las mallas y sobre todo alcanzar un control de su posición final dentro del mortero y por tanto, del recubrimiento.
- Es difícil lograr una compactación buena y uniforme.
- Requiere bastante mano de obra pero no muy especializada.

b) *Encofrado doble tipo "sandwich"* (fig. 5): permite la fabricación de varios tipos de secciones pero el control de la posición de las armaduras, y por tanto de los recubrimientos, es escaso. Se necesita una vibrado de larga duración para compactar bien el mortero, dada la pequeña distancia entre los moldes, lo cual puede en ciertos casos dar lugar a problemas de segregación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

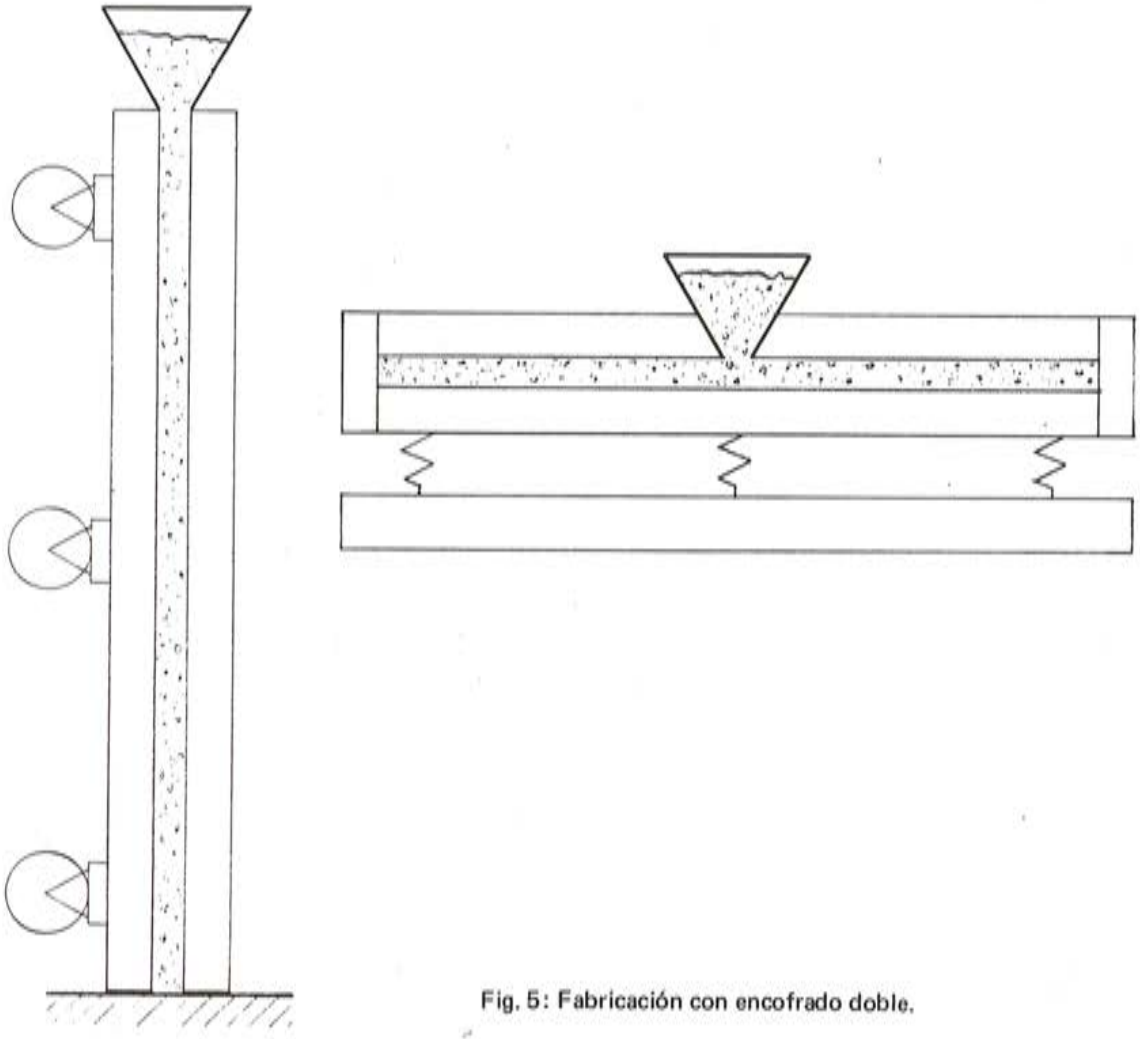


Fig. 5: Fabricación con encofrado doble.

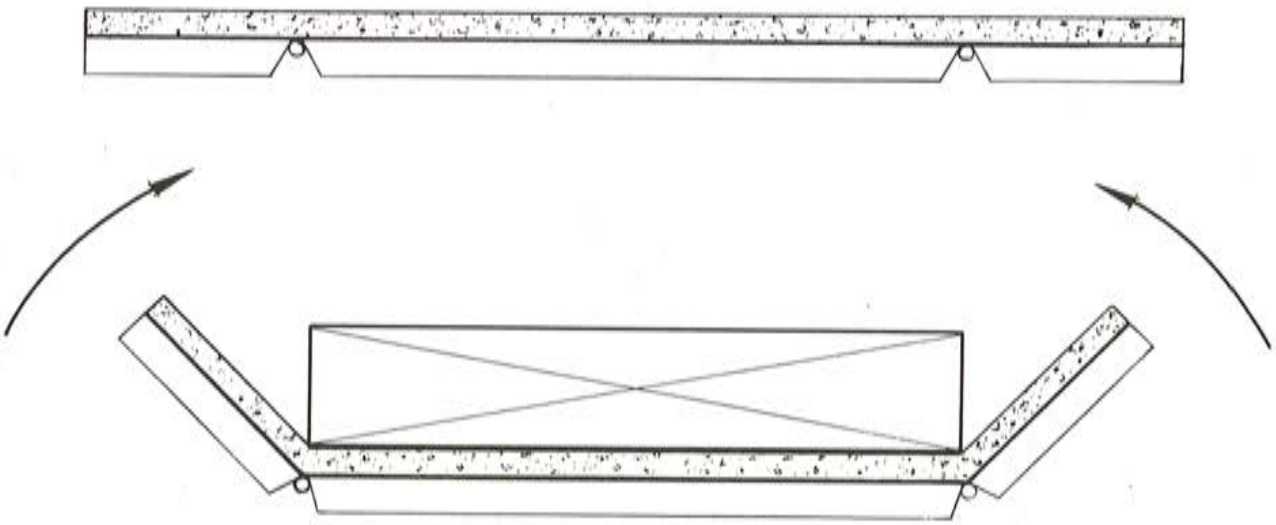


Fig. 6: Fabricación por plegado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

c) *Por plegado* (fig. 6): consiste en la obtención de una lámina plana de ferrocemento sobre un molde horizontal de una sola carga articulado; inmediatamente el molde se dobla por sus articulaciones consiguiendose secciones en lámina plegada. Las mallas deben ser lo suficientemente flexibles como para permitir ese doblado o plegado sin dificultad. Se ha comprobado que el proceso de doblado no produce daño ni fisura alguna en el elemento. En algunos casos puede producirse cierta segregación en las esquinas que se compensa con una revibración. Como la operación de vertido y vibrado del mortero se efectúa sobre un molde plano de una sola cara resulta altamente sencilla y económica.

d) *Por elevación* (fig. 7): es similar al anterior; el molde plano tiene un contorno perimetral móvil que es elevado después del vertido del mortero, obteniéndose una superficie curva por el efecto del peso propio del mortero fresco. Este método solo resulta práctico para la obtención de láminas muy rebajadas y por tanto de poca luz.

e) *Por prensado* (fig. 8): las armaduras son colocadas sobre una cuba vertiéndose el mortero en el fondo. El elemento se obtiene por prensado. La principal ventaja es que las dimensiones del elemento pueden ser controladas con gran precisión. En cambio el control de la situación final de las mallas y de la penetración del mortero es muy pobre. Es un método que solo resulta útil para la producción en masa de elementos pequeños tipo bloques.

f) *Por laminado* (fig. 9): sobre una cama móvil se vierte el mortero que adquiere la forma deseada al pasar por una boquilla o abertura conformadora. Es útil para la fabricación de elementos largos aunque presenta algunas dificultades. El control que se consigue de la colocación de armaduras es bastante bueno. Similar a este se ha desarrollado otro método (fig. 10) en que la cama es fija y su sección transversal tiene la forma de la pieza; sobre ella se mueve un carro con una tolva suministradora de mortero provista de un vibrador y un elemento moldeador. Esta técnica ha sido desarrollada en los países del Este Europeo con el nombre de vibroprensado (vibro-pressing). Las velocidades del movimiento del carro suele variar entre 0,5 y 2,0 m/min.

g) *Gunitado:* es una variante del procedimiento manual en el que la colocación se efectúa por proyección a presión, realizándose el acabado a mano. Es útil, al igual que el manual, para fabricación "in situ". El control del producto final es muy pobre.

Una variante del método d) ha sido propuesta por los citados Reichwerger y Tatsa. En ella se coloca sobre una superficie plana fija una membrana u hoja de plástico sujeta a dos bordes opuestos del marco perimetral (fig. 11). Este marco no solo puede elevarse después del vertido y alisado del mortero, sino que los citados bordes opuestos pueden acercarse permitiendo obtener una variedad de láminas cilindricas. Este dispositivo repetido varias veces (fig. 12) permite la obtención de láminas onduladas. Con ciertas modificaciones este método ha sido adaptado para la obtención de láminas de doble curvatura (fig. 13); en él, a partir de un marco rectangular como en el caso anterior, dos bordes opuestos son flectados hacia afuera antes de colocar la membrana, la armadura y el mortero. Una vez realizado esto, el marco se eleva y los bordes flectados recuperan su forma recta original, con lo que se obtiene una lámina con doble curvatura.

En general todos los métodos propuestos y empleados en la práctica hasta el momento están pensados para la obtención de unas formas específicas sin que pueda hablarse por tanto de ventajas de unos sobre otros. Es de esperar que en un futuro próximo continúen los estudios para desarrollar nuevas tecnologías de producción de elementos de ferrocemento que permitan un aumento progresivo en la calidad del producto final y abran nuevos campos a su uso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

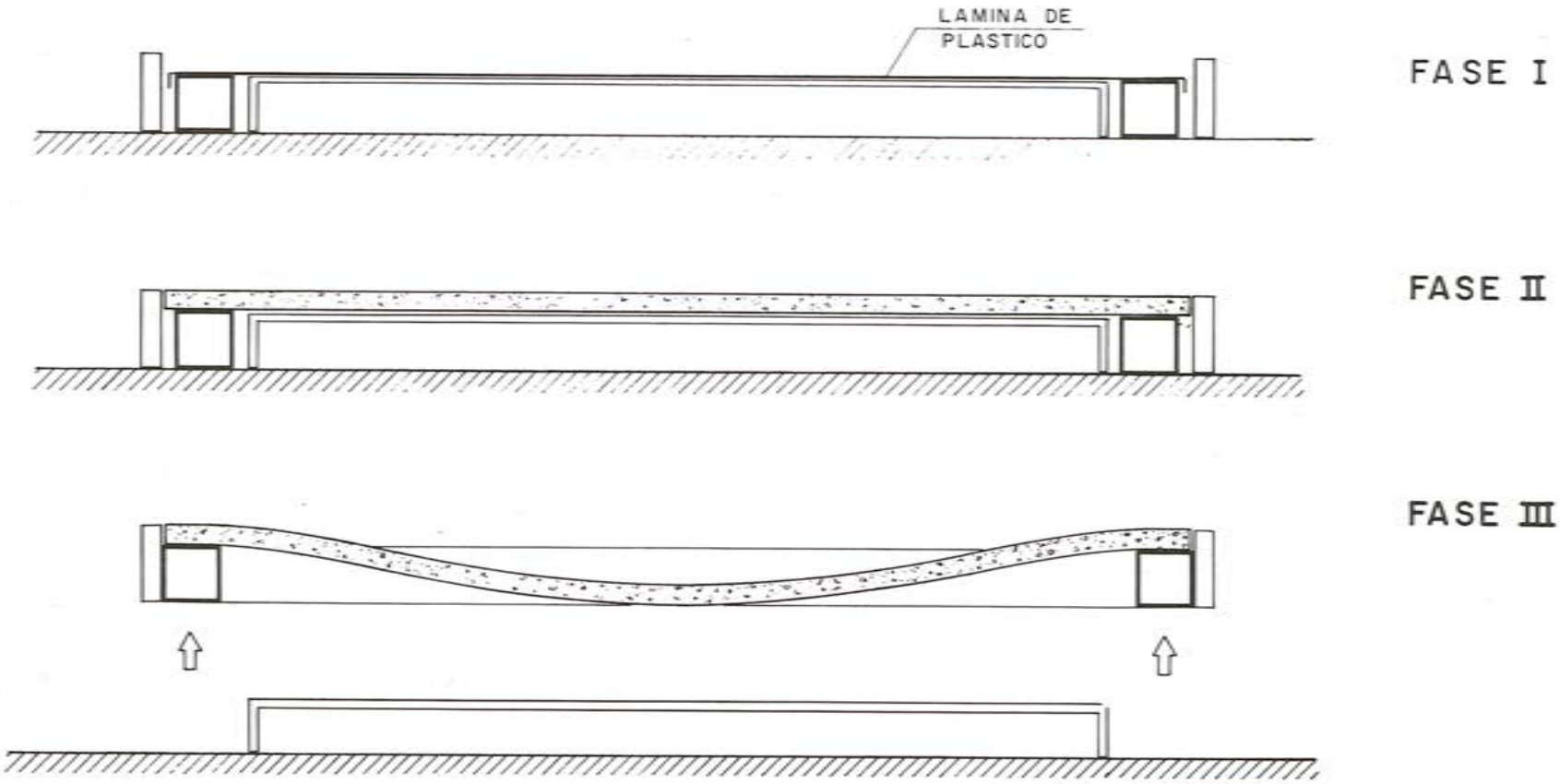


Fig. 7: Fabricación por prensado.

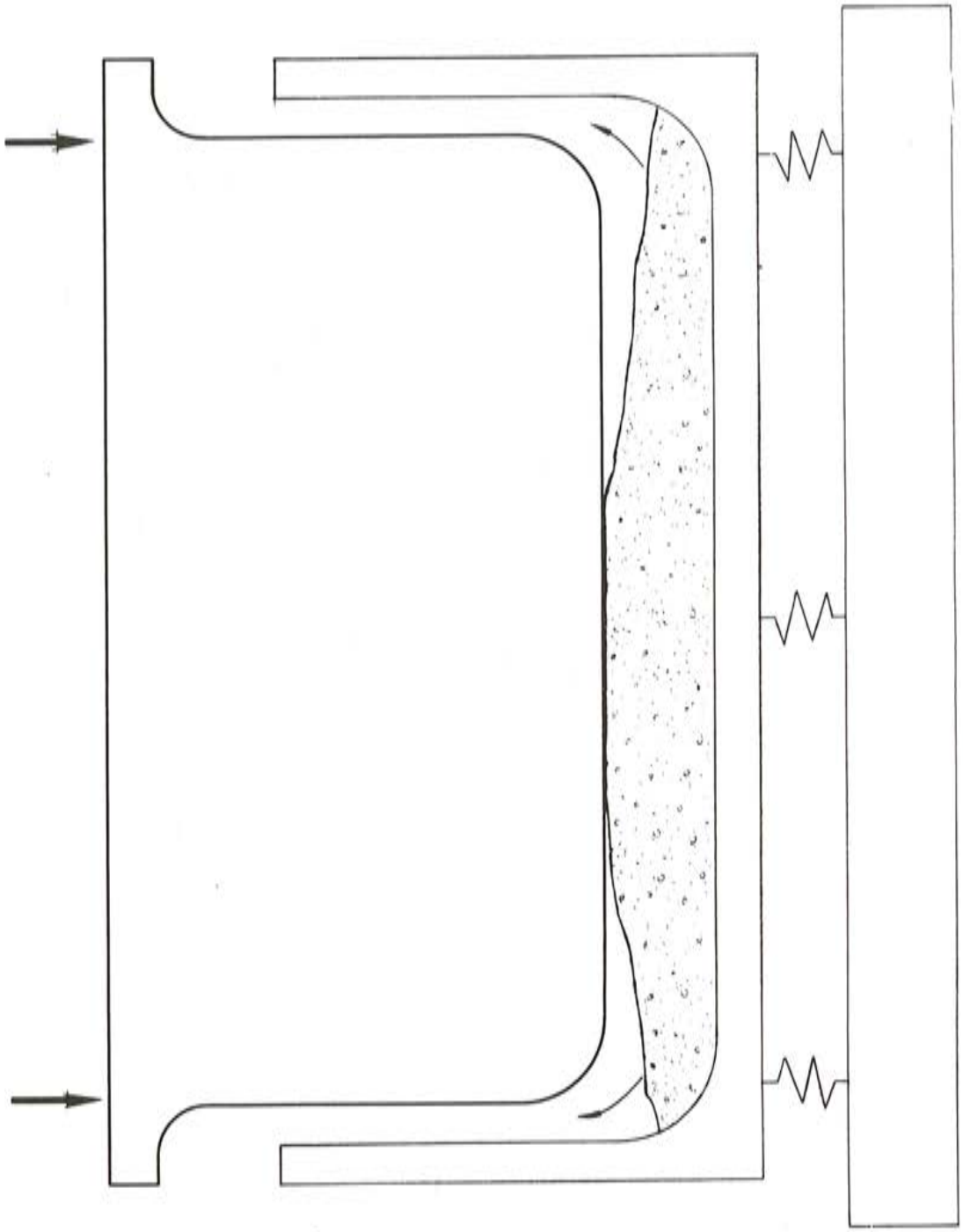


Fig. 8: Fabricación por laminado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

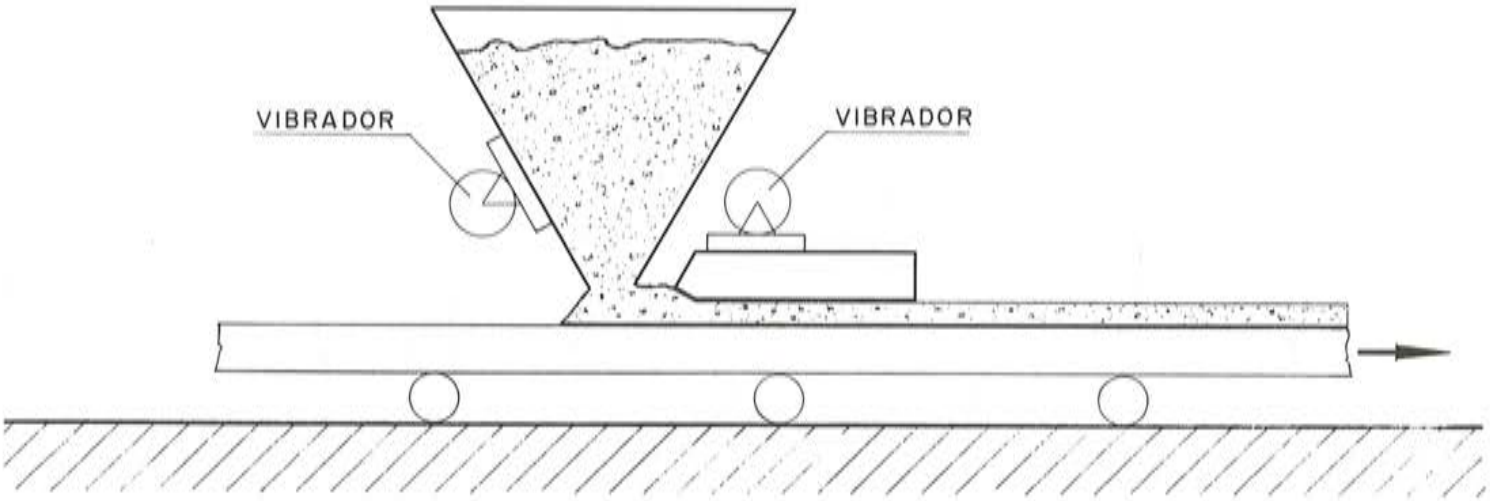
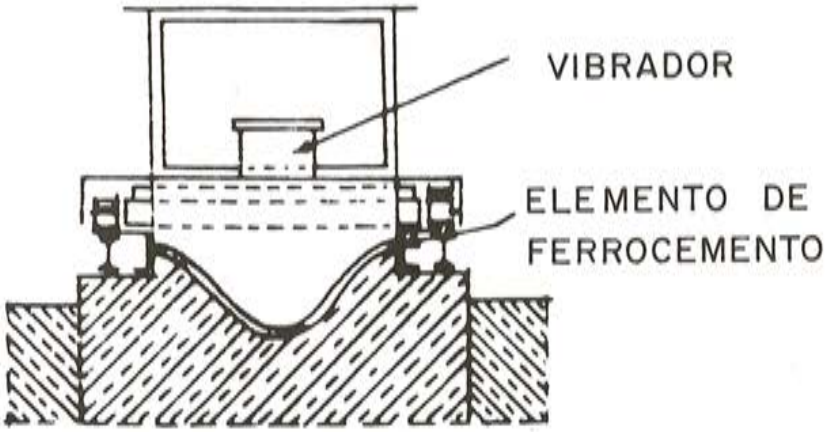


Fig. 9: Fabricación por laminado.



SECCION TRANSVERSAL

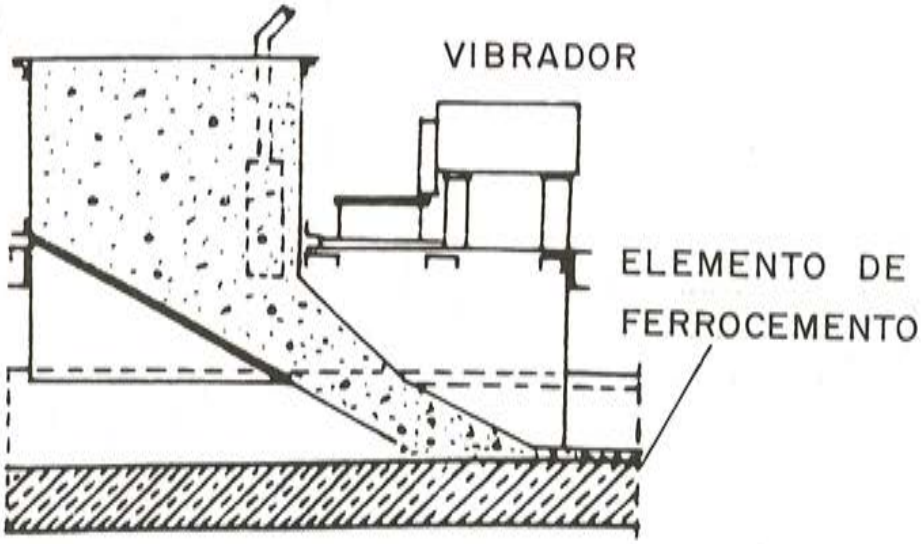


Fig. 10: Fabricación por vibro-prensado.

SECCION LONGITUDINAL

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

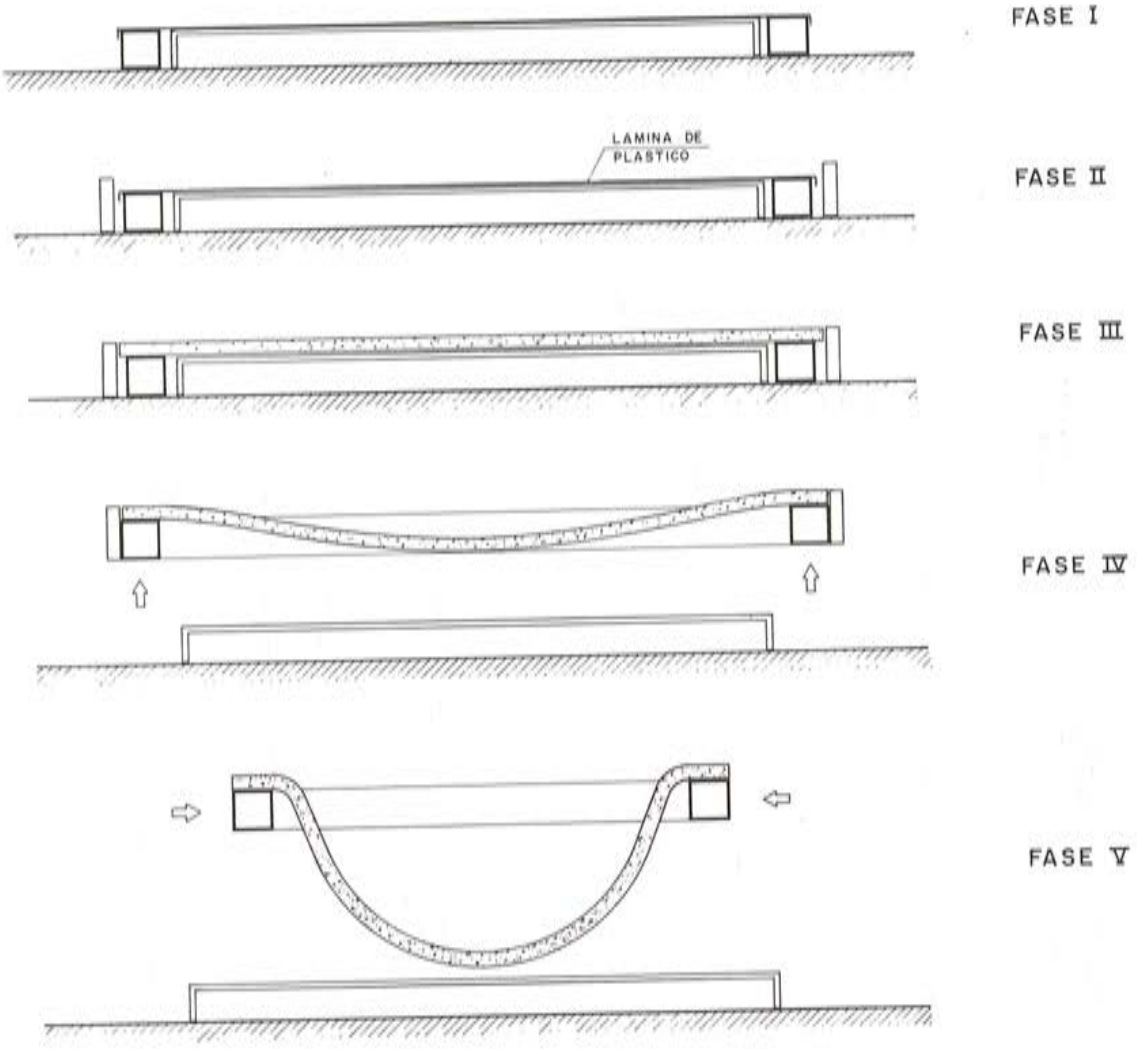


Fig. 11: Fabricación de láminas cilíndricas.

7. APLICACIONES DEL FERROCEMENTO

Como ya se ha citado, el primer campo en que se desarrolló el uso del ferrocemento, fué en la construcción de pequeñas embarcaciones, lanchas, veleros o pequeños yates, aunque Khaidukov llega a citar barcos de hasta 1.000 Tn.

La figura 14 muestra un ejemplo de yate construido en ferrocemento en Alemania; su peso es de 35 Tn y su longitud total de 16 m.

En las figs. 15 y 16 se ven algunos momentos de los trabajos de reparación del "Isobel", pequeño bote de madera construido en 1912 y reparado hace muy pocos años construyendo un nuevo casco de ferrocemento alrededor del antiguo de madera.

Pier Luigi Nervi, según ya se citó antes, contribuyó decisivamente en los años 40 y 50 a ampliar el campo de las aplicaciones del ferrocemento. Pero ha sido en los últimos 20 años cuando el ferrocemento ha vivido un auténtico "boom" de popularidad que ha hecho posible su aplicación en los más diversos campos; baste citar para dar idea de su difusión, que se ha empleado desde en cubiertas laminares de más o menos luz, hasta en cuartos de baño prefabricados en la URSS e India.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

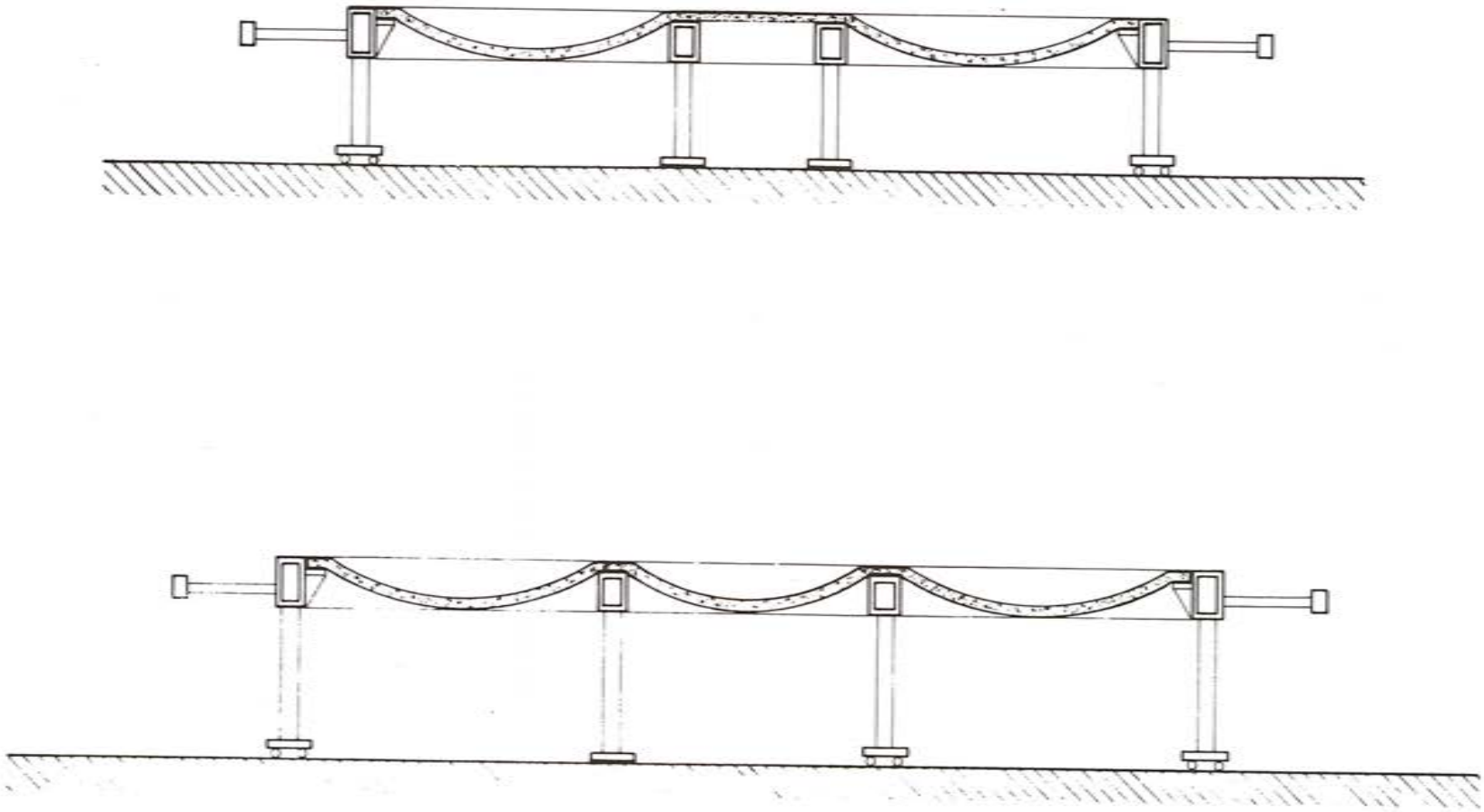


Fig. 12: Fabricación de láminas onduladas.

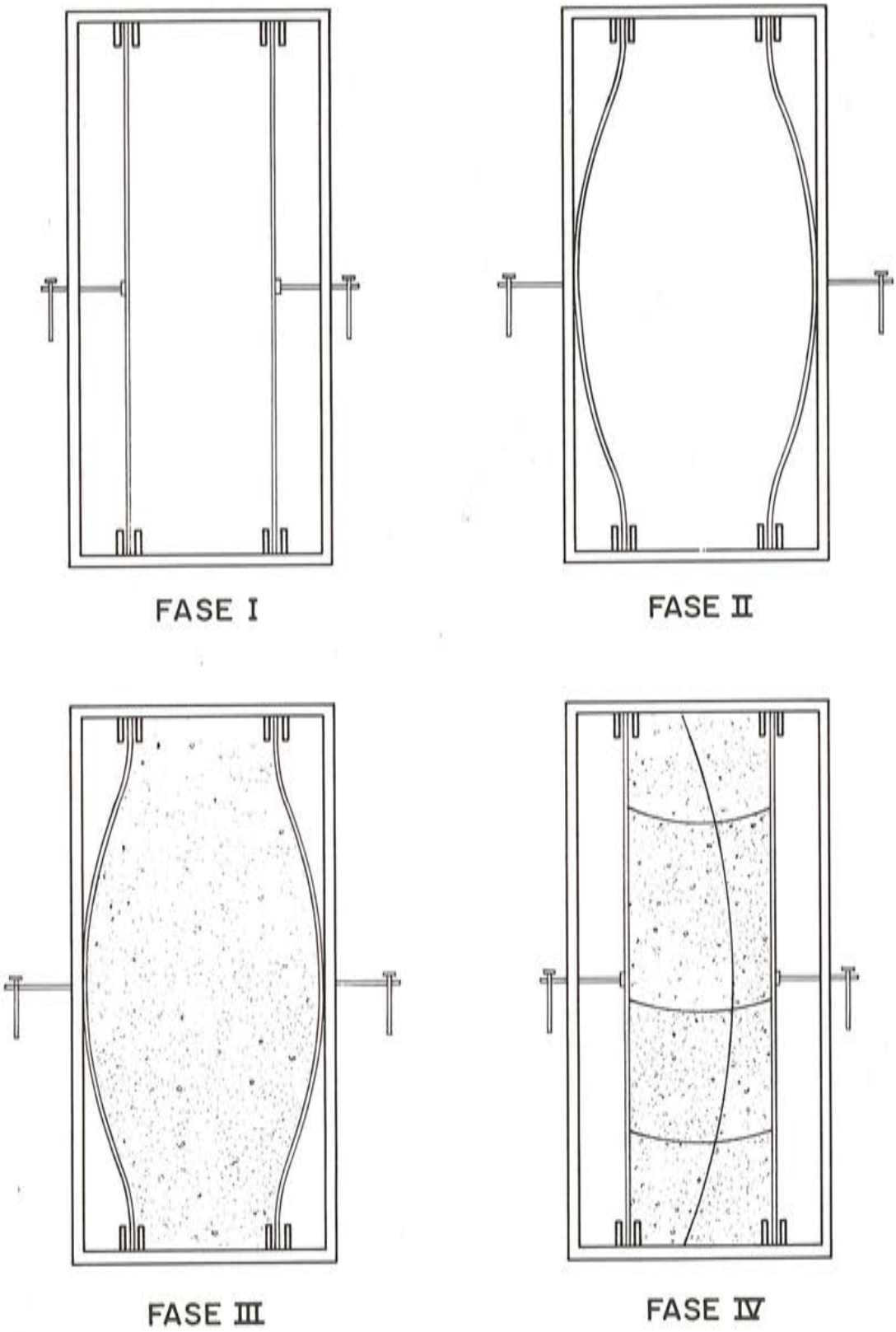


Fig. 13: Fabricación de láminas de doble curvatura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 14: Yate construido con ferrocemento en Alemania.

Fig. 15 y 16: Trabajos de reparación de un bote mediante ferrocemento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

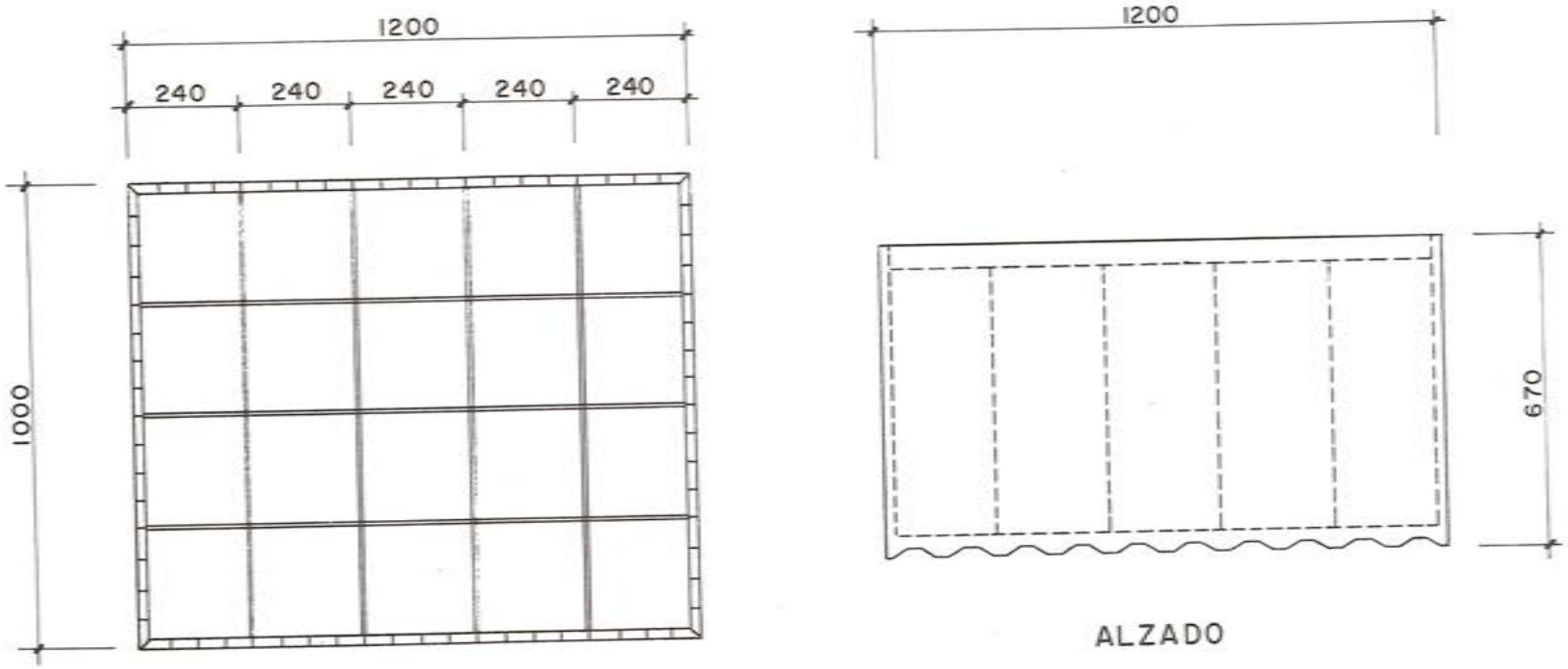


Fig. 17: Cajón flotante. Taiwan.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

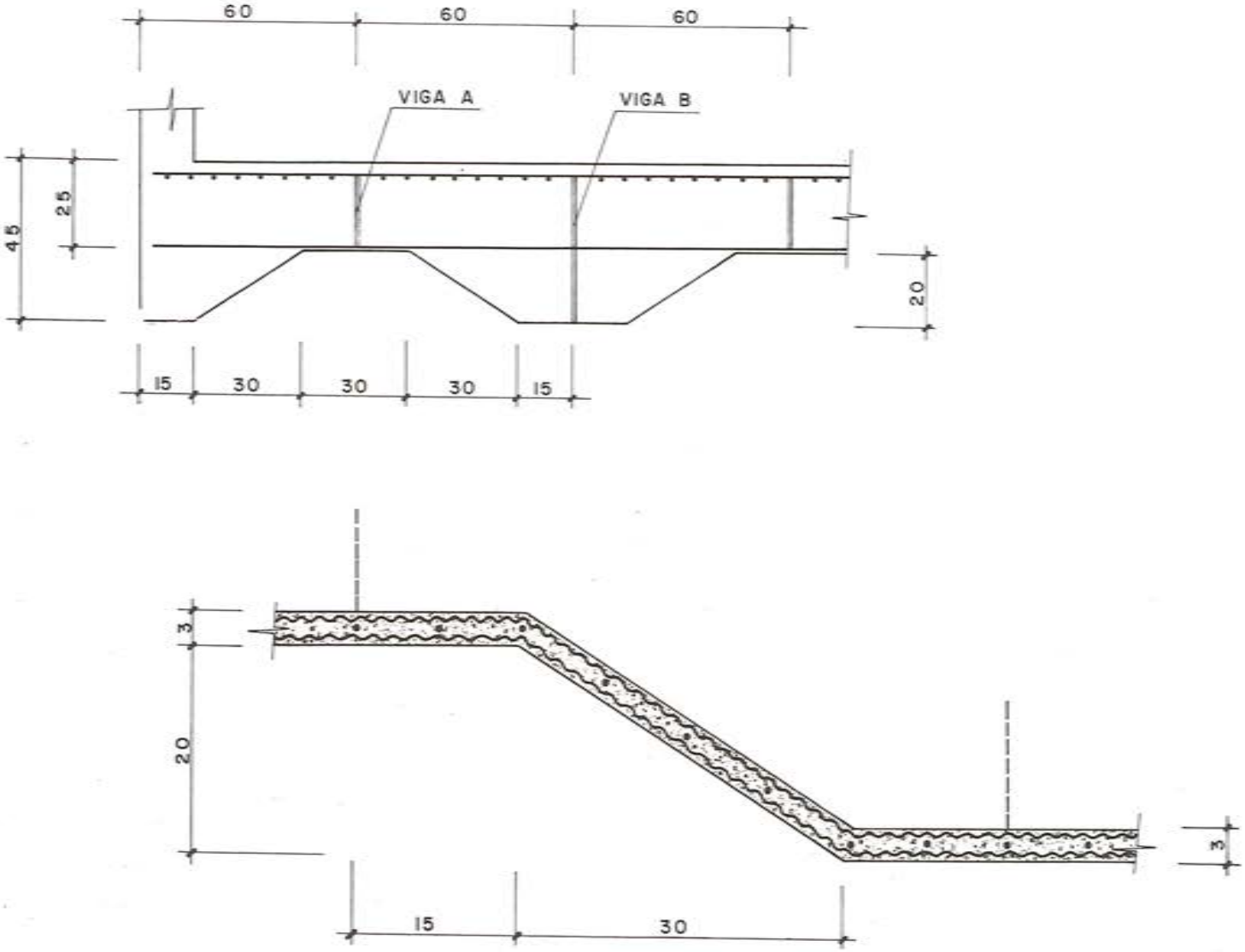


Fig. 18: Cajón flotante. Taiwan (detalle de la placa de fondo).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Intentar aquí una clasificación y relación exhaustiva de estos usos sería inutil y excesivamente extenso. Nos limitaremos pues a tratar de exponer algunas aplicaciones de las que tenemos conocimiento.

En Taiwan, se han construido cajones flotantes para el dique de protección del puerto pesquero de HsinKang (fig. 17) (17). Las dimensiones de estos cajones eran de 10 x 12 m en planta, con una altura de 6,7 m. La estructura del cajón consistía en tres partes fundamentales diferenciadas: la placa base de fondo consistente en una placa ondulada de ferrocemento de 5 cm de espesor sobre la cual se hormigonaba, después de botado el cajón, una placa de hormigón armado tradicional cuyo espesor variaba entre 20 y 40 cm (fig. 18). La conexión entre ambas se realizaba mediante un entramado de celosías hechas con redondos (señaladas en la figura como vigas A y B) que estaban soldadas a la armadura-esqueleto de la placa de ferrocemento.

Las paredes laterales son de tipo sandwich con placas de ferrocemento de 3 y 3,5 cm de espesor respectivamente. Entre ellas se hormigonaba, después de la botadura del cajón, una pared de hormigón armado de 30 cm de espesor. Los tabiques divisorios eran placas de ferrocemento de 4 cm de espesor.

Daragan y otros autores (18) han presentado recientemente en Oulu unos puentes de carretera realizados con unas vigas en U de ferrocemento prefabricadas, sobre las que luego se hormigonaba una losa in situ (fig. 19).

El primer puente experimental de este tipo fué construido en 1968 y tenía una longitud de 7 m; ha sido sometido a observación sistemática durante 10 años, presentando un comportamiento completamente correcto. En 1975 se inició la fabricación en serie de estos elementos para construcción de pequeños puentes de hasta 12 m de luz.

El ferrocemento ha sido también aplicado a diferentes tipos de contenedores: entre otros muchos ejemplos se pueden citar tres tipos de depósitos cilindricos diseñados y realizados en el Structural Engineering Research Center de Roorkee (India) (19) (20):

- Pequeños silos de grano para uso doméstico con capacidad hasta 3 Tn de grano (fig. 20).
- Depósitos de agua con capacidad hasta 2,5 m^3.
- Depósitos de gas para plantas domésticas de producción de gas mediante digestores de estiercol y otros desperdicios bioagrícolas.

Las aplicaciones en el campo de la edificación han sido múltiples.

Tatsa y Bluger (21) han estudiado las posibilidades del ferrocemento en los métodos de construcción basados en "elementos piel". En este tipo de construcción de naturaleza semiprefabricada, una parte del elemento final es prefabricada mientras que el resto es moldeado in situ de forma que se reduce el peso del elemento durante su manejo y puesta en obra. La parte prefabricada sirve por una parte como encofrado para el hormigonado in situ y por otra como elemento resistente de la estructura "mixta" final. El empleo del ferrocemento abre enormes posibilidades a este tipo de construcción; la fig. 21 recoge algunos esquemas de la utilización de placas nervadas de ferrocemento como "elementos piel" para forjados o paneles de pared.

La aplicación del ferrocemento a la construcción prefabricada de viviendas unifamiliares de bajo coste ha sido muy estudiada en diferentes países. Lachance y Picard (22) han desarrollado un sistema de vivienda basado en una lámina semiesférica construida mediante sectores prefabricados de ferrocemento. El diámetro de la lámina era de 9,14 m, dividida en 36 elementos trapezoidales según puede verse en la fig. 22. Con esta disposición quedaba un hueco de 60 cm de diámetro en la parte superior de la cúpula que se hormigonaba in situ. La

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

armadura (fig. 23) estaba constituida por una doble capa de redondos de acero galvanizado, de 3,2 mm de diámetro según los meridianos y paralelos y dos mallas electrosoldadas de acero galvanizado con alambres de 10 mm.

El mortero fué colocado y alisado manualmente. En las figs. 24 a 27 pueden verse algunas fases de la construcción y la lámina terminada.

La construcción se llevó a cabo en el verano de 1975 y las inspecciones hechas unos años después han mostrado que no se han producido deterioros ni se observan fisuras significativas.

En Méjico la Universidad Autonóma Metropolitana y el Instituto Politécnico Nacional han llevado a cabo un estudio sobre la construcción de viviendas con ferrocemento partiendo de la base de la economía de materiales que con él se obtiene y del hecho, recogido en informes del Banco de Méjico, de que el 65 al 70% de las viviendas construidas en el país lo son por sus propietarios sin ningún tipo de asistencia técnica (23). De acuerdo con esto, la finalidad principal del estudio ha sido desarrollar un sistema de construcción fácil y económico para cubiertas que se adaptara al principio de "hagálo Vd. mismo". También se han estudiado paredes, fosas sépticas y depósitos de agua.

La principal aplicación del ferrocemento en ingeniería estructural ha sido para la construcción de los más diversos tipos de cubiertas. Como material para cubiertas, el ferrocemento ha sido empleado tanto solo, como en combinación con otros materiales formando estructuras de tipo mixto.

Con este último carácter mixto Tatsa y otros autores, (24) (25), han desarrollado diferentes tipos tales como:

- Vigas mixtas en las que el cordón superior de una celosía metálica de sección triangular es materializado con una placa nervada de ferrocemento. Este sistema de celosía mixta puede llegar a cubrir grandes luces empleando una disposición de cubierta a dos aguas y sustituyendo el elemento plano de ferrocemento por una lámina de doble curvatura (figs. 28 y 29).
- Cubiertas espaciales planas de doble capa, en las que bien un doble sistema de celosías o un entramado espacial son complementados por una capa superior, constituida por elementos de ferrocemento de planta cuadrada, en paraboloide hiperbólico. (Figs. 30 y 31).

  En ambos tipos de entramado metálico portante, los elementos que constituirían los cordones superiores del entramado son sustituidos por los bordes de los parabloides hiperbólicos de ferrocemento. Se logra así una estructura mixta que cumple la doble función estructural y de cierre de la cubierta.

Una de las aplicaciones en cubiertas, hechas únicamente de ferrocemento, más sencillas, es la utilización de láminas onduladas o plegadas para cubrir pequeñas luces. Ya se han llevado a cabo algunos estudios de comparación de estas láminas onduladas con las análogas fabricadas en amiantocemento. Para casos de vanos mayores se han desarrollado múltiples sis' temas empleando elementos de ferrocemento prefabricados para formar con ellos cubiertas laminares o tipo entramado espacial así como también se han construido láminas in situ de mayor o menor luz. Comentaremos brevemente algunos ejemplos de unos y otras.

Cronológicamente, es Nervi (26), el primero en emplear el ferrocemento en cubiertas, aunque en la mayoría de sus proyectos, era utilizado en combinación con elementos de hormigón armado tradicional. La fig. 32 muestra la cubierta de la piscina de la Academia Naval de Liorna, construida en 1947 con elementos prefabricados de ferrocemento en forma de onda.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

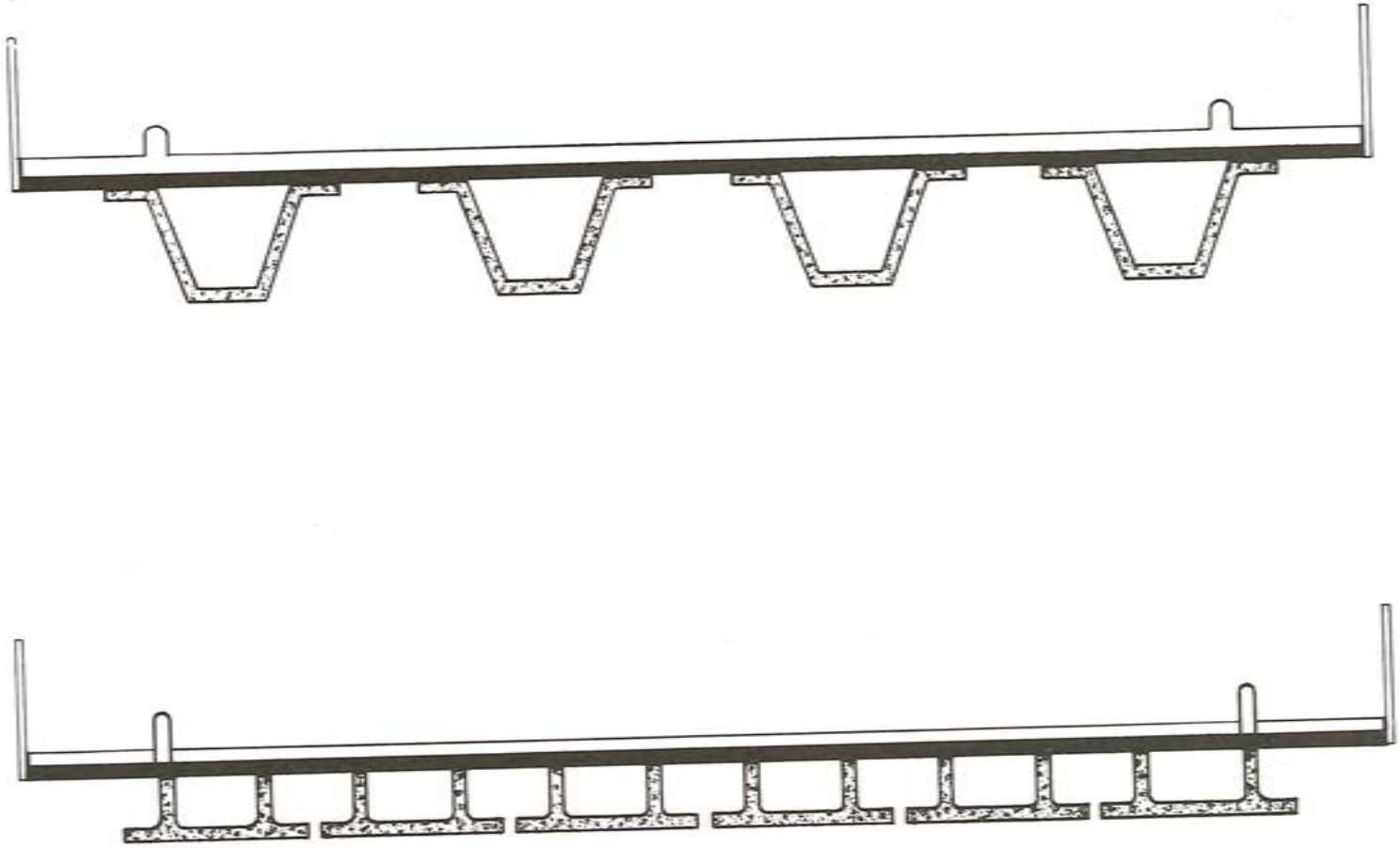


Fig. 19: Secciones transversales de puentes de ferrocemento en la URSS.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

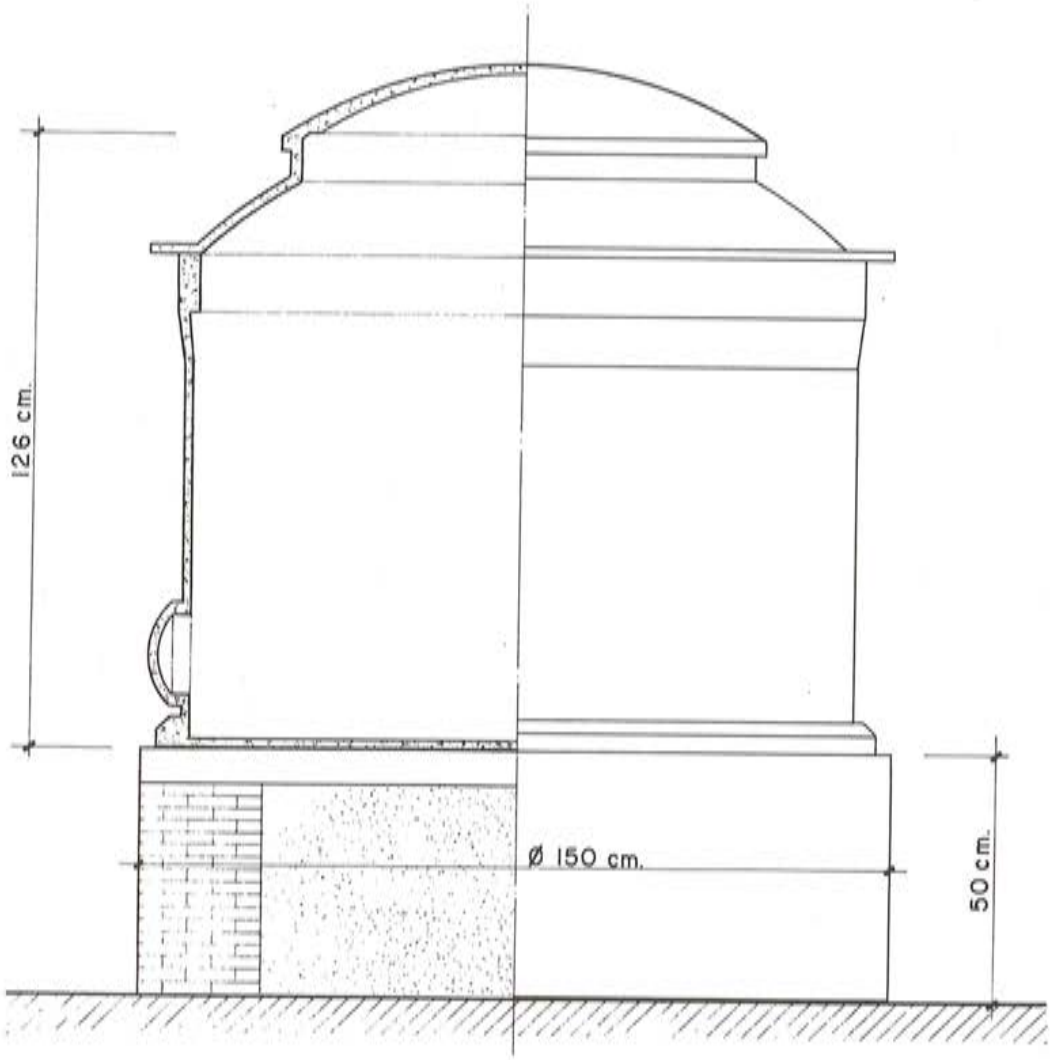


Fig. 20: Pequeño silo para grano (Roorkee - India)

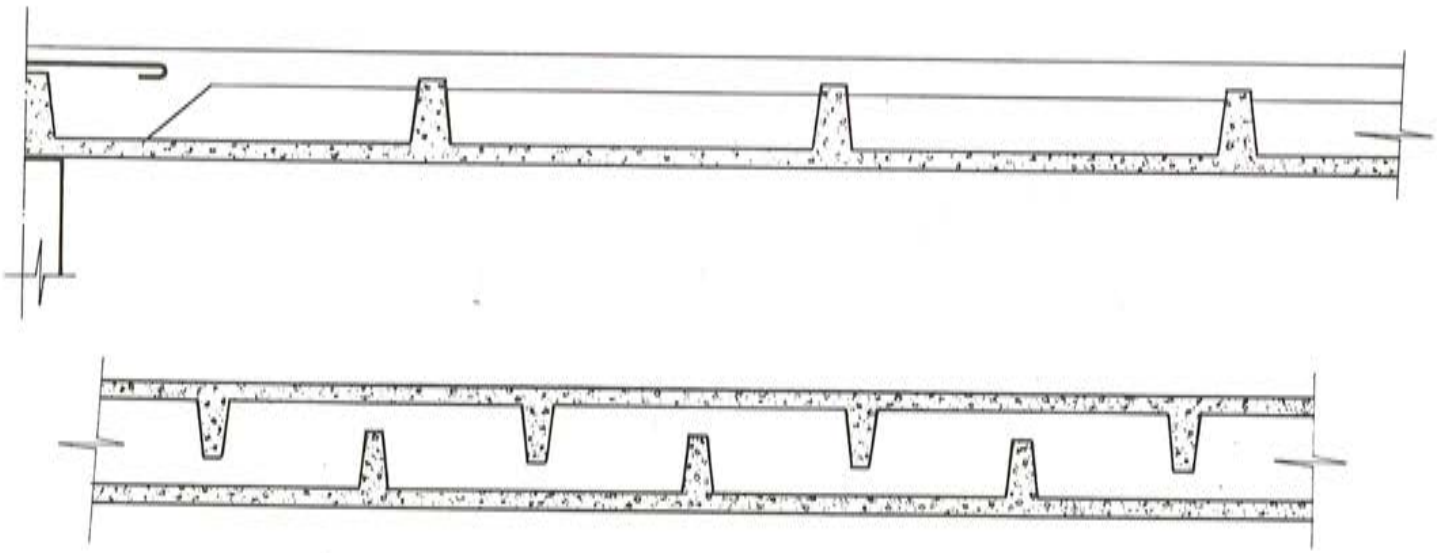


Fig. 21: Placas nervadas de ferrocemento para construcción prefabricada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

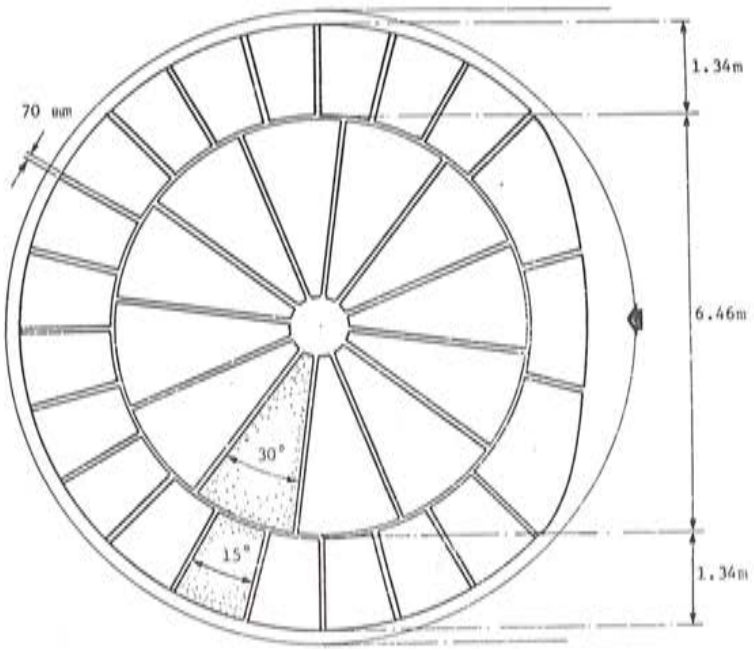


Fig. 22: Vivienda unifamiliar en ferrocemento (Lachance y Picard).

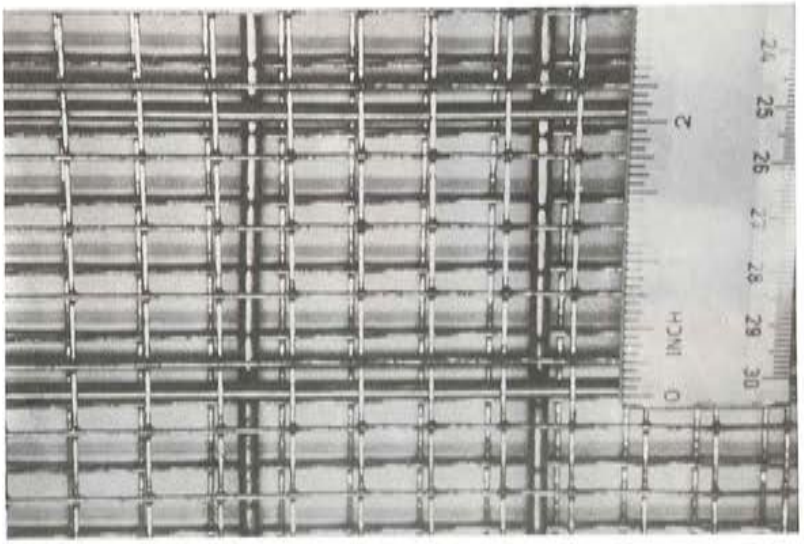
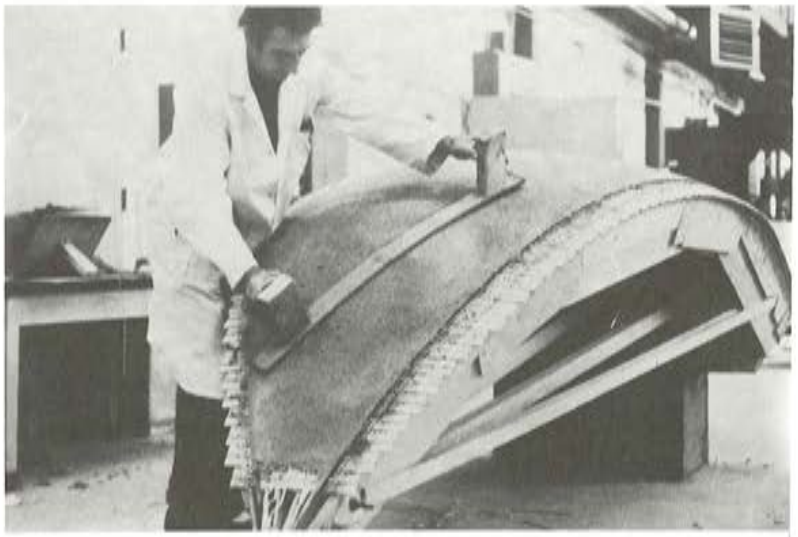


Fig. 23: Armadura de la lámina semiesférica de ferrocemento (Lachance y Picard).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



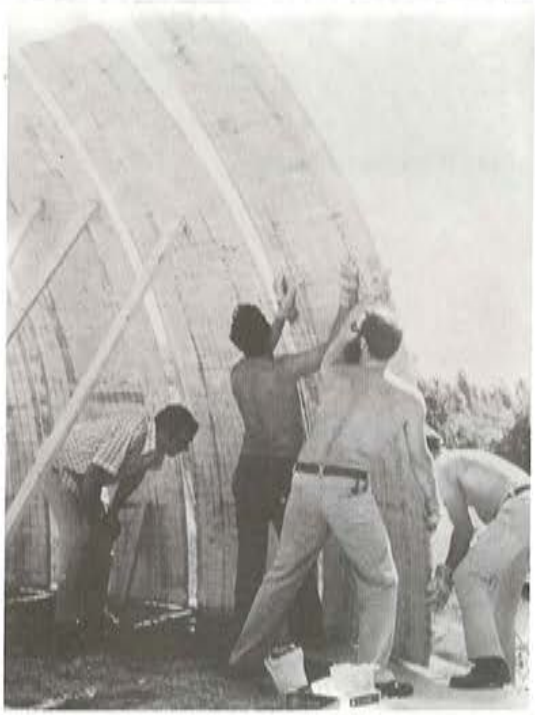


Fig. 24,25,26: Vivienda unifamiliar en ferrocemento: construcción Lachance y Picard.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 27: Vivienda unifamiliar en ferrocemento terminada (Lachance y Picard).

El Salón de Exposiciones de Turín, construido en 1948-49 tiene la sala (llamada Sala B) de 73,0 x 94,1 m en planta, que aparece en la fig. 33, cuya cubierta está constituida por elementos prefabricados de ferrocemento de forma ondulada. La iluminación se consigue mediante unos lucernarios (fig. 34) que se abren en las paredes laterales de tales elementos. La estructura se completa con arcos de hormigón armado vertido in situ.

El Hall C del citado Salón de Exposiciones cuenta con una cúpula central (fig. 35) y una parte perimetral con cubierta plana, habiendose empleado en ambas elementos prefabricados de ferrocemento.

Nervi empleó también el ferrocemento como encofrado para forjados nervados en proyectos como la fábrica de tabacos de Bolonia (1952) y la fábrica Gatti de tejidos en Roma (1953) (fig. 36 a 38).

Mironkov (27) (28) ha desarrollado un sistema de dos tipos de piezas prefabricadas análogo al entramado espacial mixto antes descrito (fig. 39). En este caso el entramado metálico es sustituido por unas pirámides cuadrangulares huecas que se colocan unas junto a otras conectándose entre sí; la capa superior de la estructura está constituida por placas cuadradas que se conectan entre sí y a la capa inferior en los vértices de las pirámides.

También en la URSS, se han construido unas naves para instalaciones agrícolas, consistentes en una bóveda cilíndrica de arco apuntado triarticulado que se forma a partir de piezas laminares de ferrocemento prefabricadas, cada una de las cuales es un arco de círculo con un radio de 14.69 m (fig. 40). El panel tiene un espesor de 15 mm con nervios longitudinales de 380 mm y transversales de 120 mm siendo el espaciamiento entre estos últimos de 1 m. La longitud de estos paneles según el arco de circunferencia es de 13.144 mm y su ancho 2.980 mm. Con ellos se han montado naves de 18 m de luz (9 m de altura máxima) y de 21.00 m de luz (7.05 de altura máxima) (29) (30).

También se han construido in situ unas naves similares a estas, formadas por una bóveda cilindrica mediante lámina ondulada, cuya sección es un arco parabólico biarticulado (fig. 41). La construcción se llevó a cabo empleando un encofrado móvil con el cual se construían módulos de 4 m en el sentido del eje del cilindro.

En la fig. 42 se puede ver la bóveda de cubierta de una piscina construida en Leningrado en los años 60 con una luz de 29,8 m y una longitud de 65 m. La lámina ondulada de ferrocemento tiene 3 cm de espesor (28).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

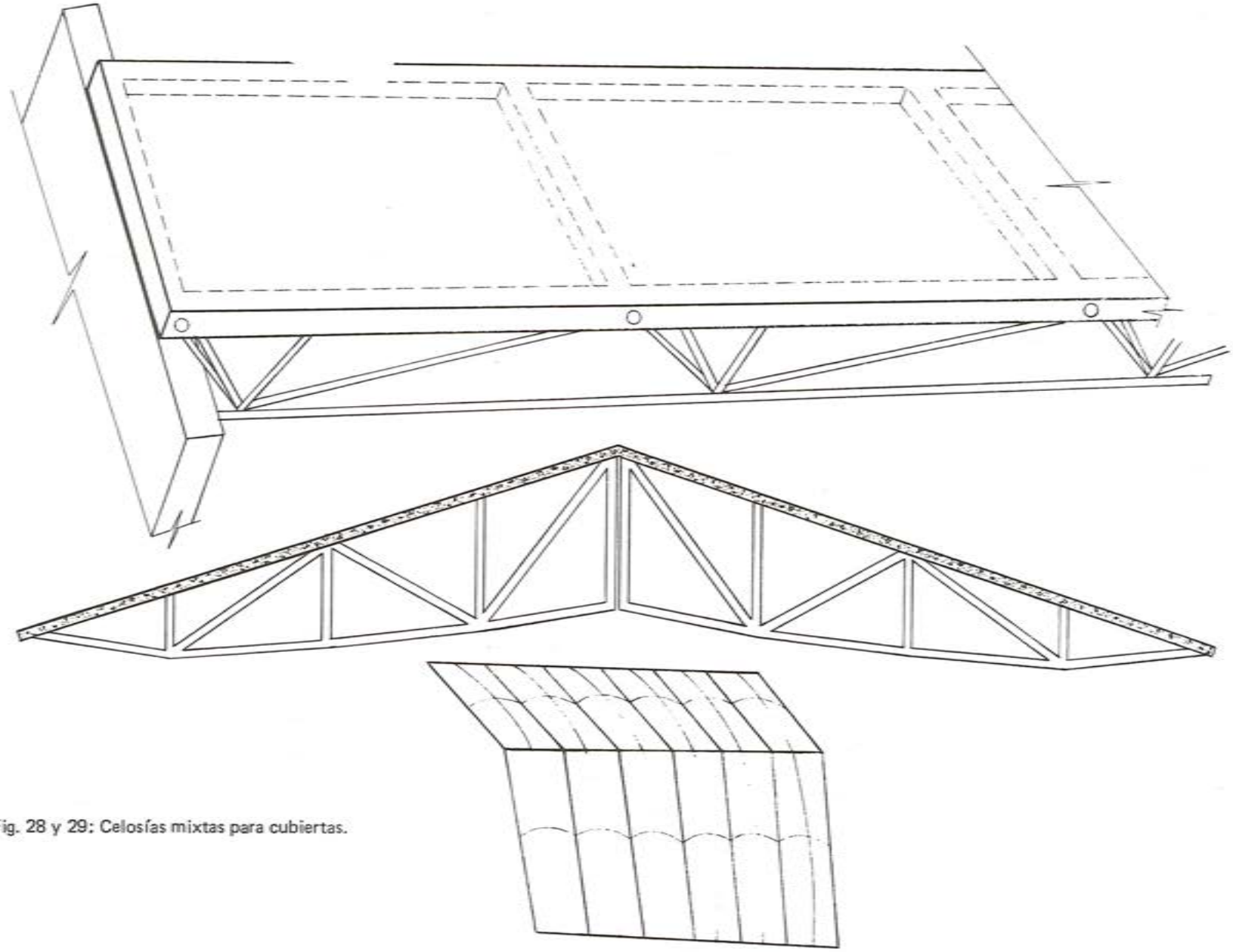
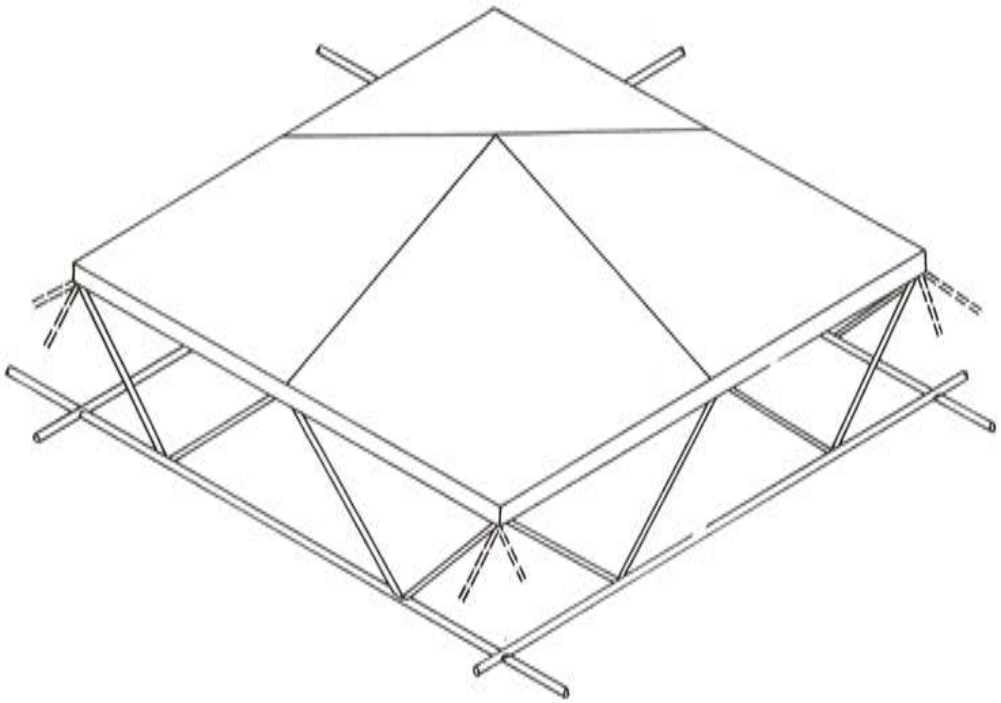


Fig. 28 y 29: Celosías mixtas para cubiertas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



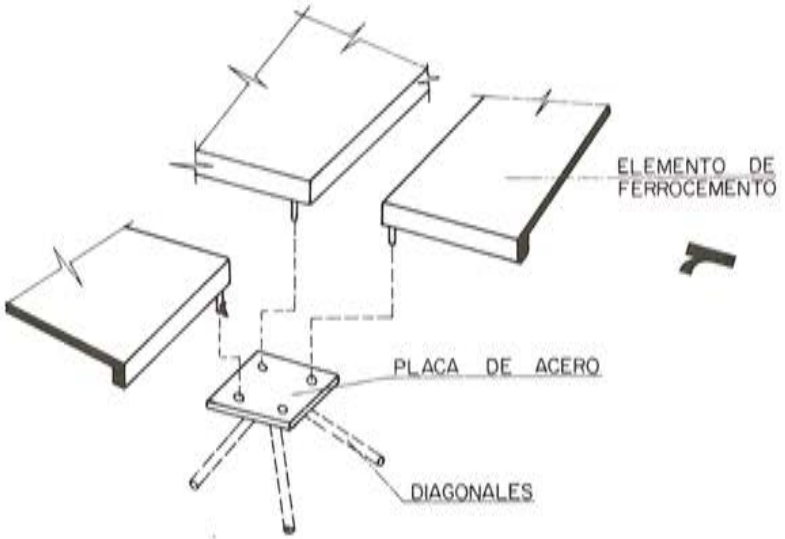


Fig. 30 y 31: Empleo de elementos de ferrocemento en cubiertas planas de doble capa.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Fig. 32: Piscina de la Academia Naval de Liorna. Nervi 1947.

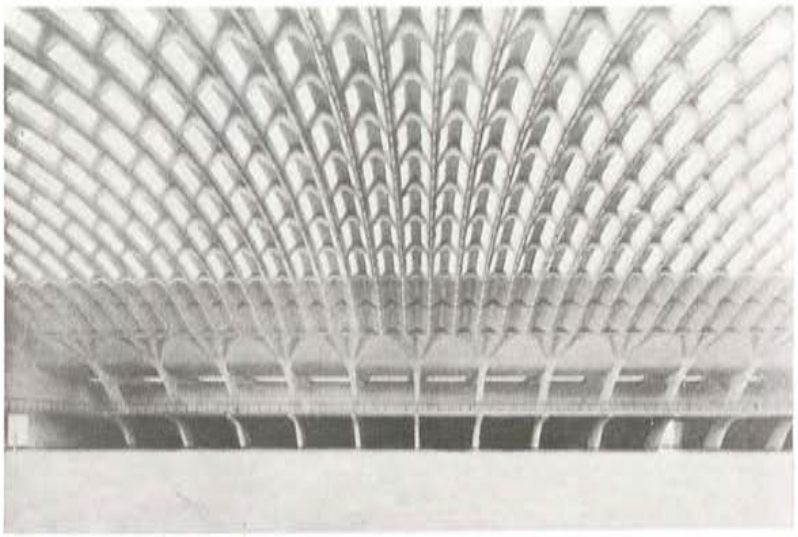


Fig. 33: Hall B del Salón de Exposiciones de Turín: Nervi 1948-49.

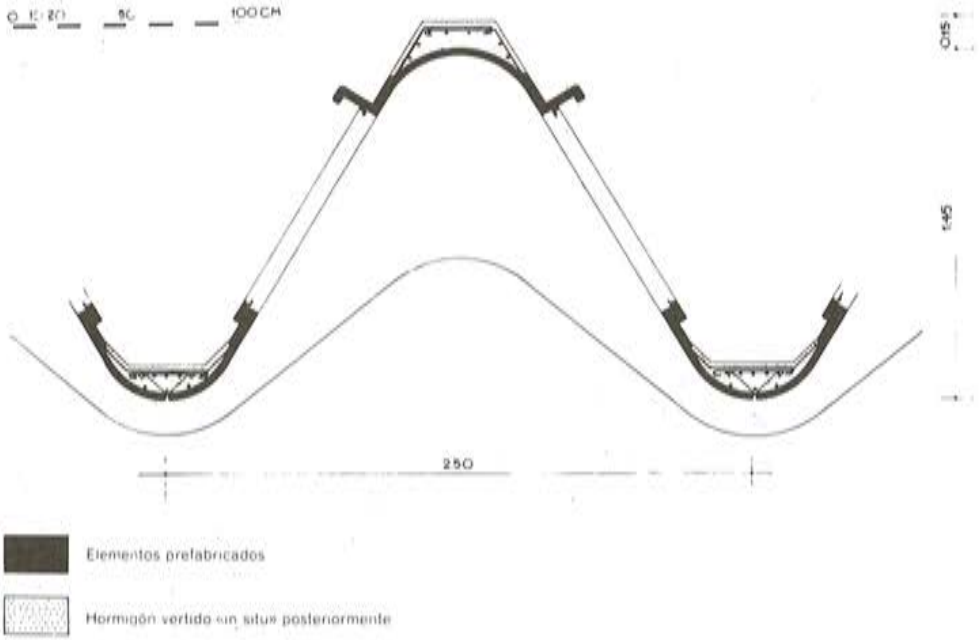


Fig. 34: Hall B del Salón de Exposiciones de Turín: sección transversal de los elementos ondulados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

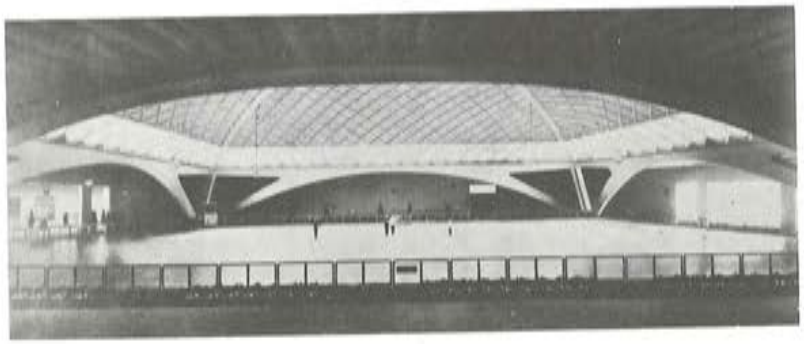


Fig. 35: Hall C del Salón de Exposiciones de Turín: Nervi 1948-49.

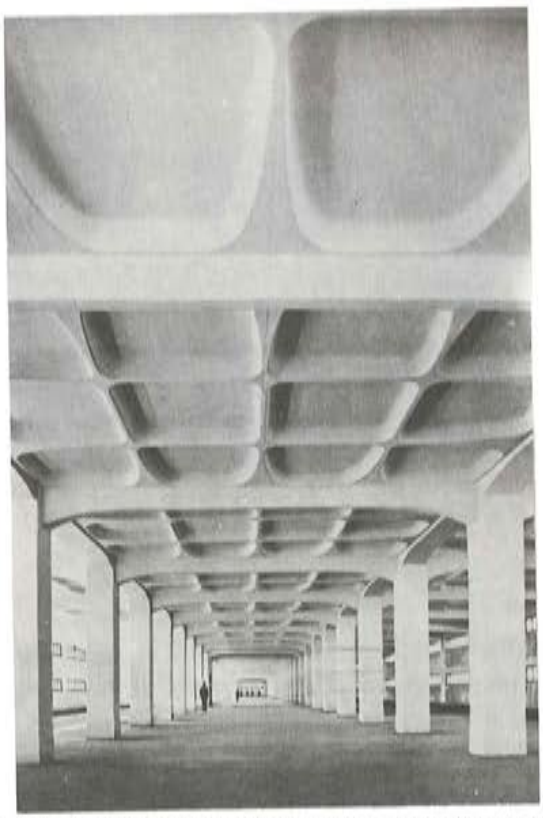


Fig. 36 y 37: Fábrica de tabacos en Bolonia: Nervi 1952.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

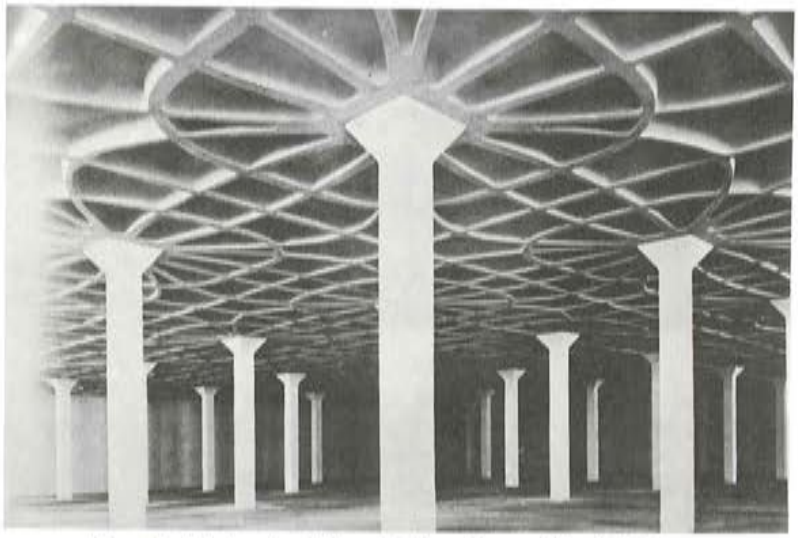


Fig. 38: Fábrica de tejidos Gatti en Roma: Nervi 1953.

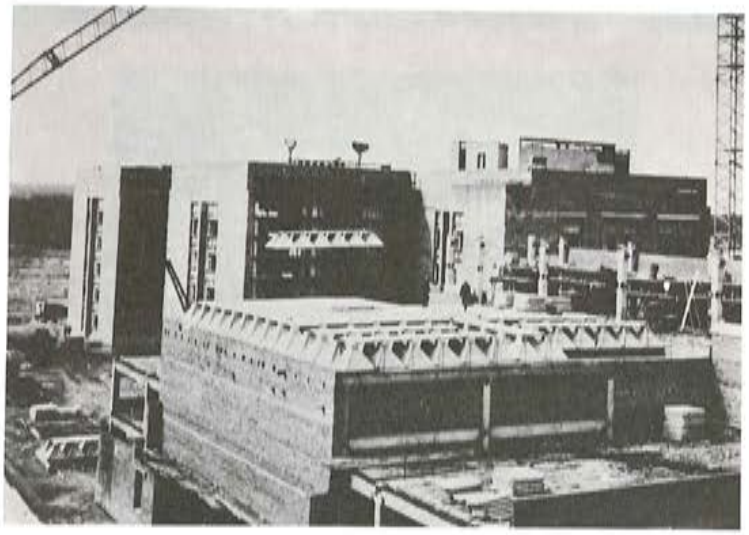


Fig. 39: Cubierta plana prefabricada en URSS.

Curiosa resulta la aplicación llevada a cabo por los ingleses en Amman, donde se han construido una serie de pequeñas bóvedas en forma de pera para una mezquita, la mayor de las cuales tiene 16 m de diámetro (fig. 43) (31).

Parsons (2) en E.E.U.U. ha construido una casa particular en el lago Tahoe, California, con forma de estrella irregular en planta, a la que se llega mediante la intersección de cuatro láminas de ferrocemento (fig. 44).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

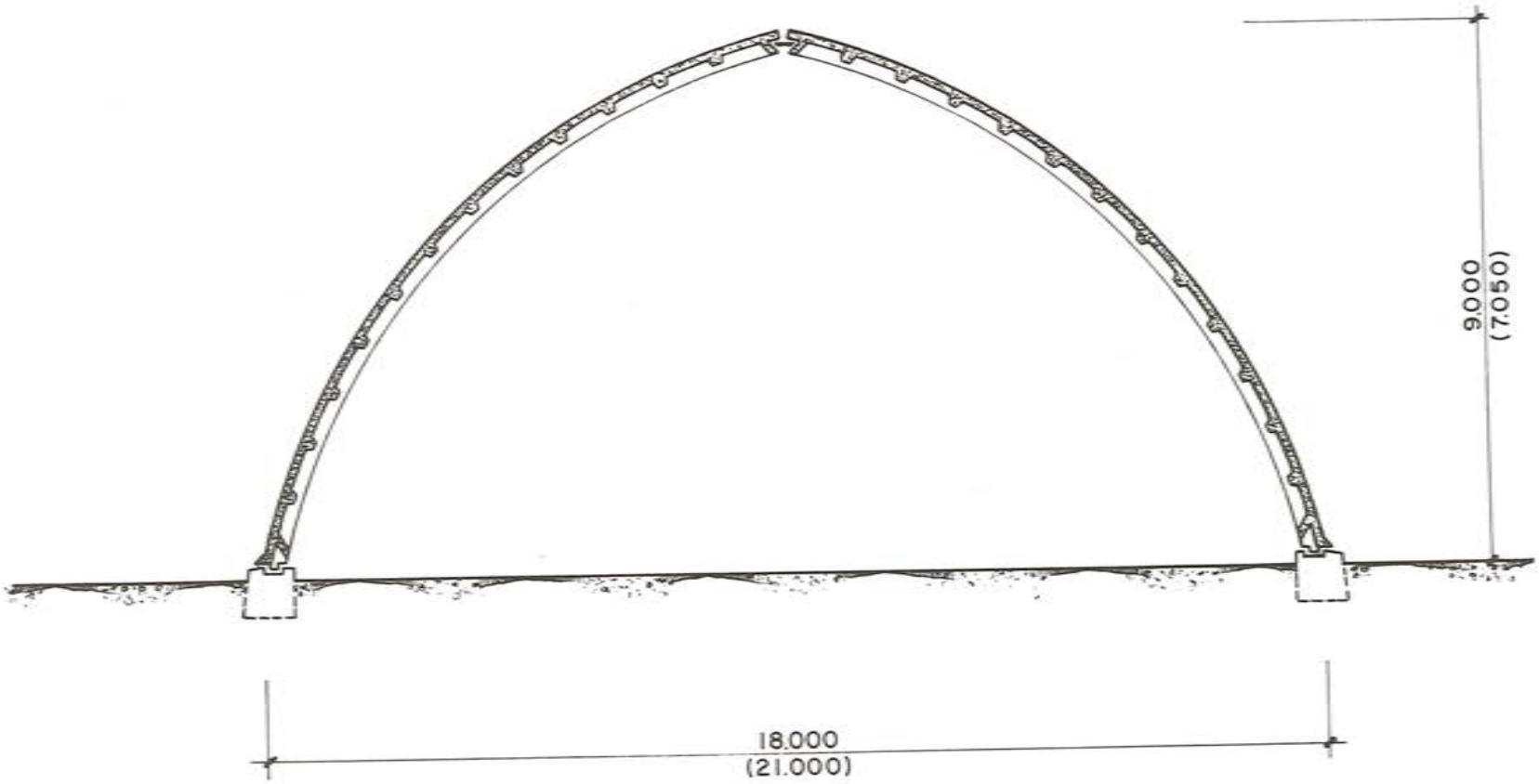


Fig. 40: Nave prefabricada para uso agrícola, URSS.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

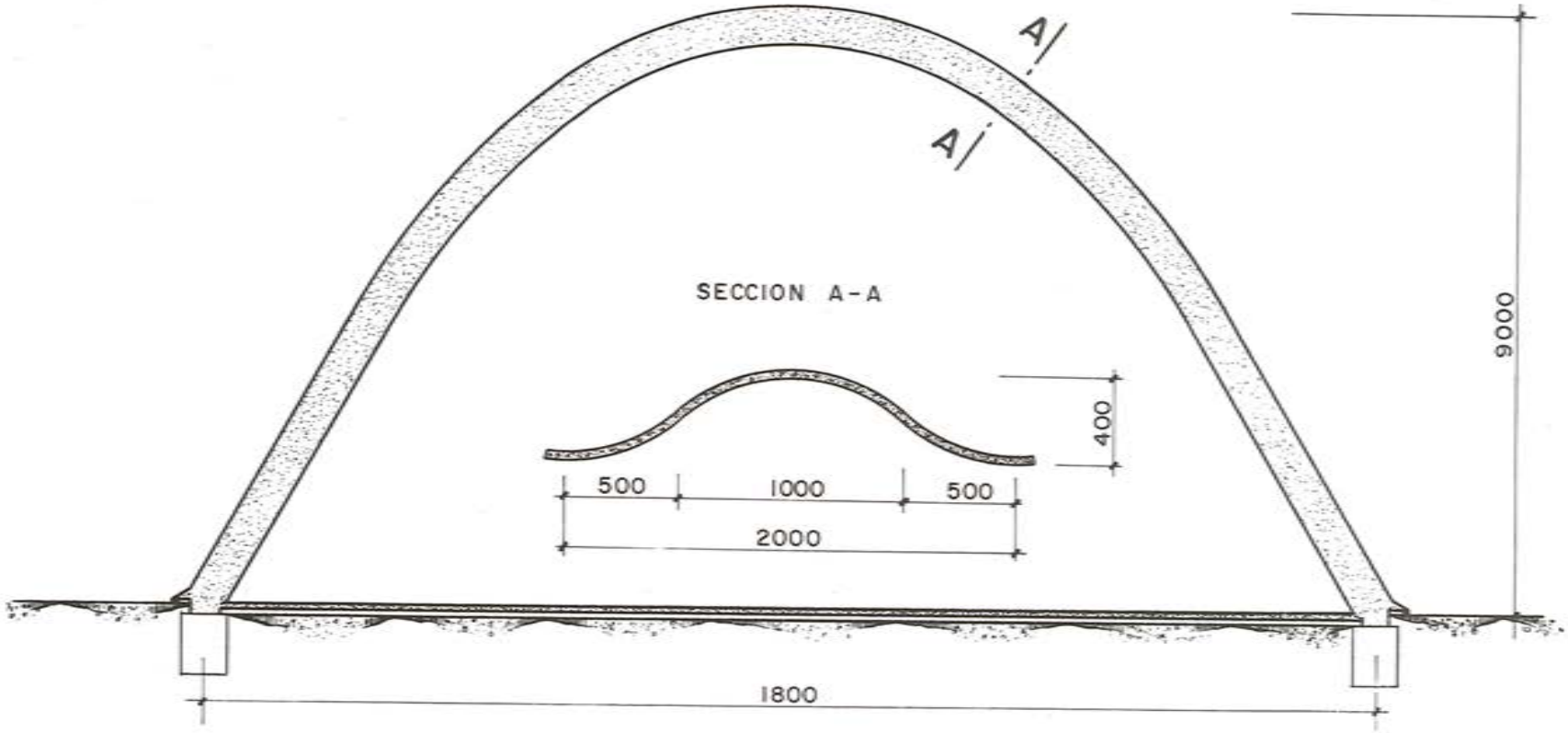


Fig. 41: Nave construida in situ para uso agrícola en URSS.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

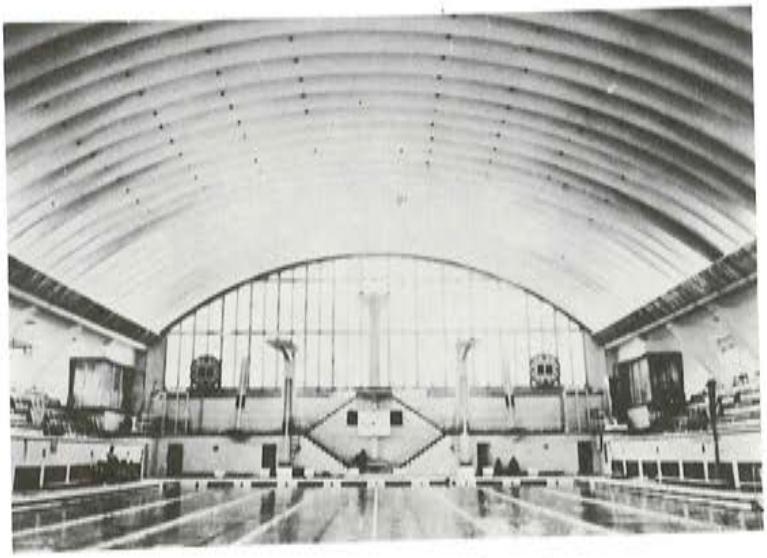


Fig. 42: Piscina en Leningrado.

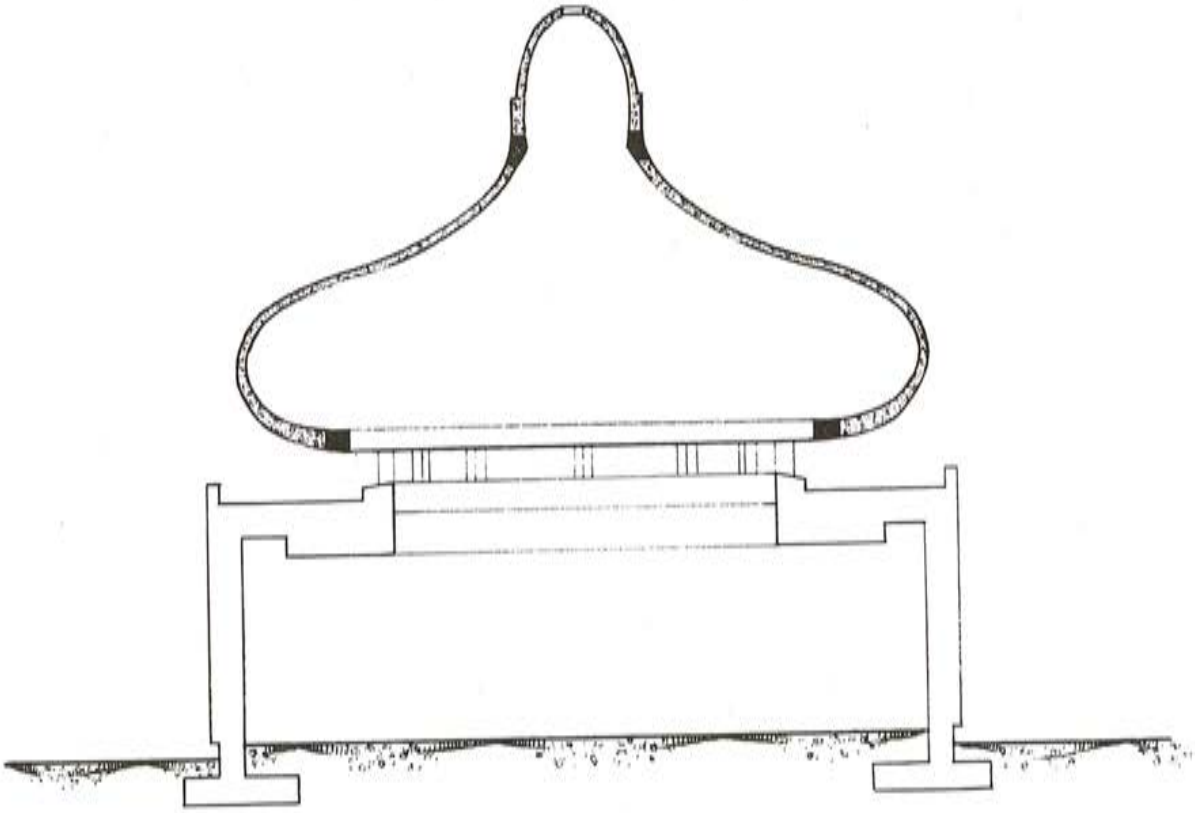


Fig. 43: Mezquita en Amman.

Para finalizar señalaremos que el ferrocemento continuará interesando como material de construcción alternativo, económico y util siempre que, junto a un avance en su investigación, los proyectistas sigan aplicando su creatividad e imaginación a sus diseños en ferroce-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

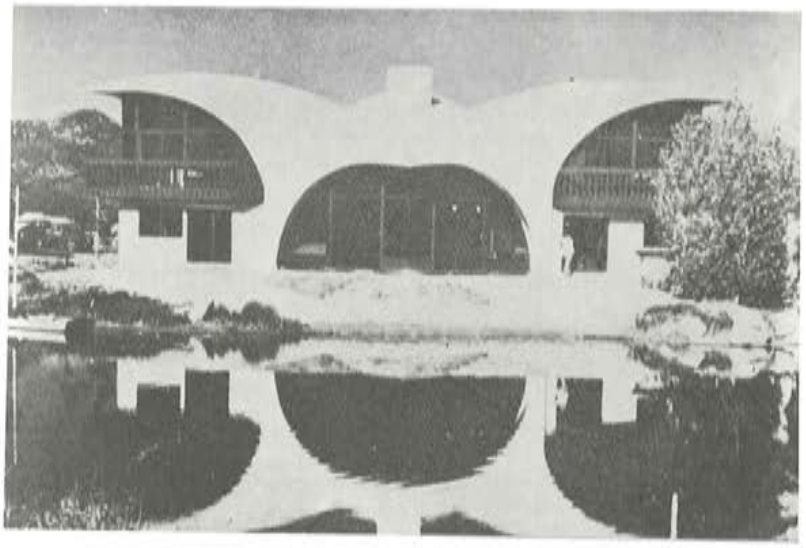


Fig. 44: Casa particular en el lago Tahoe.

mento. Evidentemente la posibilidad de diseñar elementos delgados que poseen resistencia y ductilidad abre al hormigón a través del ferrocemento, campos de aplicación antes reservados a los metales y plásticos. Por otra parte, no solo hay posibilidades atractivas en la creación de nuevos usos estructurales, sino que también se presentan en los procedimientos de construcción y fabricación.

La preparación de la armadura y la colocación del mortero, son labores que requieren bastante mano de obra y el futuro del ferrocemento dependerá muy directamente de en qué medida se logre automatizar estos procesos, o al menos hacerlos más eficaces.

BIBLIOGRAFIA

1.– G. Sabnis. "Ferrocement: past and present". **

2.– J. K. Parsons. "Ferrocement spatial structures. ***

3.– G. M. Sabnis; A.E. Naaman. "Recent developments of ferrocement in North America". *

4.– G. K. Kahidukov. "Theory and practice of ferrocement structures". ***

5.– V. Barberio. "Recent fabrications in ferrocement in Italy, as designed and built by the engineering Studio Barberio". ***

6.– A. E. Naaman; G.M. Sabnis. "Tentative guide-lines for the use of ferrocement in some structural applications".*

7.– Z. Raichverger; M. Raphael. "Grading design of sand for ferrocement mixes". **

8.– T. Yen.; C. F. Su; M. F. Chang. "A possibility of increase the mortar strength for ferrocement". *

9.– G. B. Batson; G. M. Sabnis; A. E. Naaman. "Survey of mechanical properties of ferrocement as a structural material". **

10.– A. E. Naaman. "Design predictions of crack widths in ferrocement". **

11.– Comité Estatal del Consejo de Ministros de la URSS. "Instrucción para el proyecto de estructuras de ferrocemento". SN 366–77.

12.– D. Logan y S. P. Shah. "Moment capacity and cracking behaviour of ferrocement in flexure".**

13.– S. Abercrombie. "Ferrocement: building with cement, sand and wire mesh". Robert Hale, Londres, 1978.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

14.– Z. Raichwerger; E. Z. Tatsa. "Manufacturing technologies of structural elements made of ferrocement".*

15.– Z. Raichwerger; E. Z. Tatsa. "Manufacture of planar and spatial ferrocement components by moving forms". ***

16.– B. R. Walkus. "The efficient and economical system for producing ferrocements elements".***

17.– C. F. Su, Y.H. Lee, R.H. Chang. "The design and construction of ferrocement caissons with corrugated frictional base plates used in the breakwater of Hsin-Kang fishing harbour".*

a8.– K. A. Daragan, V.I. Bozhkov, B. N. Telyatnikov. "The application of reinforced cement in supporting structures of highway bridges".***

19.– P.C. Sharma, S. Gopalakrishnan, N.V. Raman, G.V.S. Kumar. "Small capacity ferrocement bins for foodgrain storage".*

20.– N.V. Raman, Y.P. Narayanaswamy, P.C. Sharma, H.B. Iayaraman. "Ferrocement gas holder for biogas plants".*

21.– F. Bhuger, E.Z. Tatsa. "Skinned elements made of ferrocement for buildings".*

22.– L. Lachance, A. Picard. "Construction of ferrocement shells" Boletín de la IASS, Vol. XX–2, N 70 Agosto 1979.

23.– J. Castro. "Applications of ferrocement in low-cost housing in Mexico".**

24.– E. Z. Tatsa, S.P. Prawel, "Long span composite roof systems of ferrocement and frame components".**

25.– E. Z. Tatsa, A. Ben-Arroyo. "Long composite components for roofs and floors".***

26.– J. Joedicke. "P. L. Nervi. Construcciones y Proyectos" Editorial Gustavo Gili Barcelona 1958.

27.– B. A. Mironkov. "Roofings made as ferrocement slabs of regular structure for hall rooms of mass-construction".***

28.– B. A. Mironkov. "Ferrocement structures for sports buildings of mass construction" Boletín de la IASS, Vol. XIX–3, N 68, Diciembre 1978.

29.– B. A. Mironkov, S.N. Pamarin. "Vault agricultural buildings made of ferrocements elements of machine production". ***

30.– V. D. Galitch, A.M. Dubinski, T.V. Borisova. "Ferrocement vaults for agricultural buildings".***

31.– J. E. Crofts, P. J. Jennings. "Ferrocement domes up to 16 m in Amman, Jordan". ***

* International Conference on Materials of Construction for Developing Countries. Bangkok, Tailandia, Agosto 1978.
** ACI SP–61 "Ferrocements: materials and applications" American Concrete Institute, Detroit, 1979.
*** IASS Symposium on Wood, ferrocement and plastics in shells and spatial structures, Oulu, Finlandia, Junio 1980.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Referencia bibliográfica "Trabajos Especiales del Subsuelo" Publicado por: ICOS. Ingeniería y construcciones del subsuelo

Dedicado a proyectistas y técnicos, el libro que se comenta describe, tras una breve introducción explicativa de su intención y contenido, las aplicaciones de las pantallas ICOS en trabajos tan diferentes como:

- Construcción de líneas subterráneas de Metro.
- Cimentación de tanques y depósitos de gran diámetro.
- Impermeabilización de cimientos de presas.
- Aprovechamientos hidraulicos.
- Protección de grandes excavaciones.
- Realización de pasos subterráneos.
- Construcción de aparcamientos subterráneos.
- Sustitución de muros de contención.
- Casos singulares atípicos.

Numerosos gráficos, fotografías y cortos textos explicativos sirven a ICOS para presentar un completo panorama de las posibilidades que sus especiales métodos y equipos ofrecen en la realización de los más complejos trabajos del subsuelo.

Se reseñan a continuación varios casos de utilización de elementos portantes con distintas secciones transversales y de cimentación sobre pilotes ICOS, así como un ejemplo de utilización conjunta de pantallas, elementos portantes y pilotes en la realización de obras portuarias.

Una extensa relación de obras de diversos tipos realizadas por ICOS en España durante los últimos años, completa esta obra, que consideramos de gran utilidad para todos los técnicos de obras públicas y construcción.

Las personas interesadas en recibir gratuitamente un ejemplar de "TRABAJOS ESPECIALES DEL SUBSUELO", pueden solicitarlo a:

ICOS.

Ingeniería y Construcciones del Subsuelo.

Vallehermoso, 34

MADRID–

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

2. SALON DE MAQUINARIA PARA OBRAS PUBLICAS Y CONSTRUCCION

24. 28. FEBRERO 1982 ZARAGOZA

Zaragoza, Ciudad de Certámenes Comerciales "SMOPYC/82", Internacional
Contenido y alcance de este gran Certamen monográfico

Con el rango ya de internacional, recientemente concedido, se celebrará del 24 al 28 de febrero próximo, en el Palacio Ferial de Zaragoza, el segundo Salón monográfico de Maquinaria para Obras Públicas y Construcción y que, con el anagrama de SMOPYC, goza de un sólido prestigio por todos reconocido.

Con antelación de casi cuatro meses, se abrigan fundadas esperanzas en el éxito de este Certamen, dado que serán numerosas las firmas expositoras nacionales y extranjeras que concurrirán al mismo. Este Salón Internacional, único en su género en España, ofrecerá en los fabricados expuestos la tecnología más avanzada y dará, por tanto, a conocer las más recientes novedades de este gran Sector industrial que volverá a tener en SMOPYC/82, su mejor y más completo escaparate para la oferta y, sobre todo, la demanda, no sólo interior sino también exterior, respecto de los productos españoles.

En este segundo aspecto, el de exportación, serán muy numerosos los visitantes extranjeros que, con carácter de compradores, vendrán de varios países para conocer SMOPYC/82, tanto por su propia iniciativa, como a título de invitados conjuntamente por el Ministerio de Economía y Comercio y la Institución Ferial de Zaragoza.

Conferencias Técnicas

Con motivo de este Salón monográfico, ya internacional en su segunda edición, bienal, se celebrará un interesante Ciclo de Conferencias Técnicas. Su tema general "Aportaciones a la tecnificación de Obras Públicas y Construcción", será tratado en estas tres Ponencias, con los temarios que se citan:

Primera.—"Maquinaria para el movimiento de materiales en la obra".

Segunda.—"La fabricación de áridos".

Tercera.—"Explotaciones a cielo abierto".

Estas ponencias estarán a cargo de relevantes figuras en la materia.

Tercer Concurso de Diseño Industrial

A su vez, ha sido convocado el tercer Concurso de Diseño Industrial, en el que podrán participar aquellas empresas nacionales y extranjeras, que reunan la condición de exposito-

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

ras. Se establecen tres grupos para los productos concursantes: A) de diseño y fabricación españoles; B) de diseño extranjero y fabricación española, y C) de diseño y fabricación extranjeros.

Los productos concursantes serán valorados por el Jurado calificador de acuerdo con estos aspectos: aportación en el campo de la innovación tecnológica; rendimiento al uso; rentabilidad al uso; economía de funcionamiento; función y polivalencia de funciones; seguridad; facilidad de uso, e imagen y estética.

Se han establecido para este Concurso y por cada uno de los tres grupos citados, dos Premios, consistentes en sendas reproducciones de la torre del Palacio Ferial, en su categoría de oro y plata. Asimismo, el Jurado se reserva la facultad de conceder diplomas a aquellos otros concursantes que sean merecedores de esta distinción.

Otros datos de interés

También es de resaltar que visitarán colectivamente SMOPYC/82, los Jefes de los Parques de Maquinaria para Obras Públicas y Construcción de las más importantes empresas españolas, miembros todos ellos de la Asociación de Técnicos Españoles de Maquinaria de Construcción y Obras Publicas (ATEMCOP).

Digamos finalmente, por hoy, que entre otros actos asimismo programados, figura la tradicional Jornada de la Prensa Técnica, especializada en la temática de este Gran Certamen.

SECTORES

- Aire comprimido.
- Perforación y sondeos.
- Centrales de: Hormigón-Grava-Cemento-Asfalto.
- Herramientas para obras públicas.
- Machaqueo-Clasificación.
- Maquinaria de elevación y transporte aplicada a obras.
- Maquinaria para movimiento de tierras, excavaciones y compactación.
- Maquinaria y utillaje para prefabricados.
- Pilotaje.
- Vibraciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

Comentarios y discusión de los artículos originales publicados en la revista "Hormigón y Acero"

Discusión al artículo 591-2-161 "Estudio de tableros de puentes. Parte III. El puente curvo", del que es autor el Dr. Ingeniero de caminos Javier Manterola Armisén

Por: Avelino Samartín Quiroga
Dr. Ingeniero de Caminos
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Departamento de Análisis de Estructuras
Santander

La lectura del excelente artículo del Profesor Dr. Javier Manterola dedicado al "Estudio de tableros de puentes. Parte III. El puente curvo" me ha sugerido una serie de comentarios, de los que únicamente voy a exponer algunos relacionados con el apartado 4.4. referente al cálculo mediante métodos armónicos:

1) La ecuación diferencial que rige el comportamiento de una losa ortótropa es más compleja que la que se indica en la figura 4.1. que corresponde únicamente al caso especial de losa isótropa y homogénea. A este respecto puede verse la publicación (1).

2) Dentro de los métodos armónicos de cálculo de láminas plegadas existe además del citado método de las bandas finitas, la posibilidad de aplicación directa de la teoría de las láminas con objeto de obtener de un modo "exacto" la matriz de rigidez y cargas equivalentes en las aristas de los distintos elementos del tablero (forjado y almas). Conviene tener presente que el método de las bandas finitas utiliza expresiones aproximadas, por lo que exige una discretización transversal elevada del tablero (mayor número de nudos o aristas) con el consiguiente incremento del esfuerzo computacional. Esta situación es análoga a las que aparecen en el cálculo de tableros rectos (lámina plegada y bandas finitas), en el de emparrillados planos (métodos matriciales de estructuras de barras y elementos finitos). Véase a este respecto la referencia (2).

3) Por último, los métodos armónicos pueden extenderse de un modo muy simple mediante el uso de las funciones de Rayleigh (o de Inglis según la nomenclatura de los calculistas de puentes) como se indica en el capítulo 6 del clásico texto (3). De este modo se pueden analizar aproximadamente tableros con condiciones de sustentación en los bordes distintas de las correspondientes al apoyo simple (o tímpano en láminas).

   Por otra parte, conviene recordar que dentro de los métodos armónicos, es posible llevar a cabo cálculo de tableros continuos (varios vanos), así como la introducción de traviesas o la interacción con las pilas, utilizando las conocidas técnicas del cálculo de estructuras, englobadas en el método de la matriz de flexibilidad, como se muestra en la publicación (4).

* * *

(1) "Losa ortotropa circular". A. Samartín, V. Jaria y E. Castillo, Hormigón y Acero nº 118. Primer trimestre (1976).

(2) "Aplicación del método de los elementos finitos al análisis estructural de tableros de puentes". A. Samartín. Ed. Universidad de Santander (1979).

(3) "Concrete Bridge Design". R.E. Rowe. John Wiley and Sons. (1962).

(4) "Computer Program for curved briges on flexible bents". A.F. Kabir y A.C. Scordelis. Report U.C. SESM. 74–10. Universidad de California, Berkeley. (1974).

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

PUBLICACION DEL I.E.T.c.c.

INSTRUCCION DEL INSTITUTO EDUARDO TORROJA PARA TUBOS DE HORMIGON ARMADO O PRETENSADO

Redactada por la Comisión de Tubos de Hormigón.

Dentro de la Serie Naranja de Normas y Manuales que edita el Instituto acaba de aparecer este nuevo volúmen que recoge la normativa actual más avanzada en el campo de los tubos de gran diámetro de hormigón armado o pretensado, en lo que respecta a su proyecto, cálculo, fabricación, puesta en obra y control.

Por iniciativa de los fabricantes de tubos y en colaboración con el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento y otros Organismos, oficiales y privados, se constituyó la Comisión redactora de esta Instrucción, que tiene caracter de recomendaciones, y que actualiza todos los aspectos anteriormente mencionados.

Esta Instrucción pretende dar un tratamiento unitario, coherente y actual a la problemática de los tubos de hormigón armado y/o pretensado. Esto ha sido posible gracias a la actuación simultánea y coordinada de centros de investigación usuarios de la Administración Pública y privados, fabricantes de tuberías y fabricantes de acero, lo que, por otra parte, la ha dotado de un sentido realista, de posibilismo y de adecuación entre lo que se exige y lo que la tecnología acreditada nos ofrece hoy.

El título primero, "Realización de la obra", incluye tres capítulos: "Materiales", en el que se destacan las peculiaridades de los utilizables; "Fabricación", abierto a las técnicas más innovadoras, y "Transporte y montaje", síntesis de vastísimas experiencias.

El título segundo, "Realización del Proyecto", incluye tres capítulos: "Criterios hidraúlicos", que son primordiales para conseguir la funcionalidad debida; "Criterios de durabilidad", que marcan las normas que deben seguirse cuando hay que hacer frente a agentes agresivos externos o internos, y "Criterios mecánicos", que de una forma sistemática aborda, desde la determinación de acciones hasta el dimensionamiento último.

El título tercero, "Realización del control", incluye cuatro capítulos. Los dos primeros, "Control de materiales" y "Control de ejecución", siguen la línea de las modernas Instrucciones que consideran básico un adecuado control, no sólo de los materiales componentes, sino de las fases de ejecución. El tercero, "Pruebas", constituye, sin duda, la parte más novedosa, ya que abandona el tradicional concepto de presión de prueba, como múltiplo de la presión interna, para referirse a la presión equivalente, que depende no sólo de la presión interna, sino también de las otras cargas actuantes. Finalmente, el cuarto capítulo, "Control de puesta en servicio y mantenimiento de la tubería", brinda unas pautas que se espera mejorarán la eficacia de futuras conducciones.

Un volúmen encuadernado en rústica, de 16 x 23 cm, compuesto de 233 páginas, numerosas tablas y diversas figuras y ábacos. Precios: España 1.000 pts; extranjero, $ 20.

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025