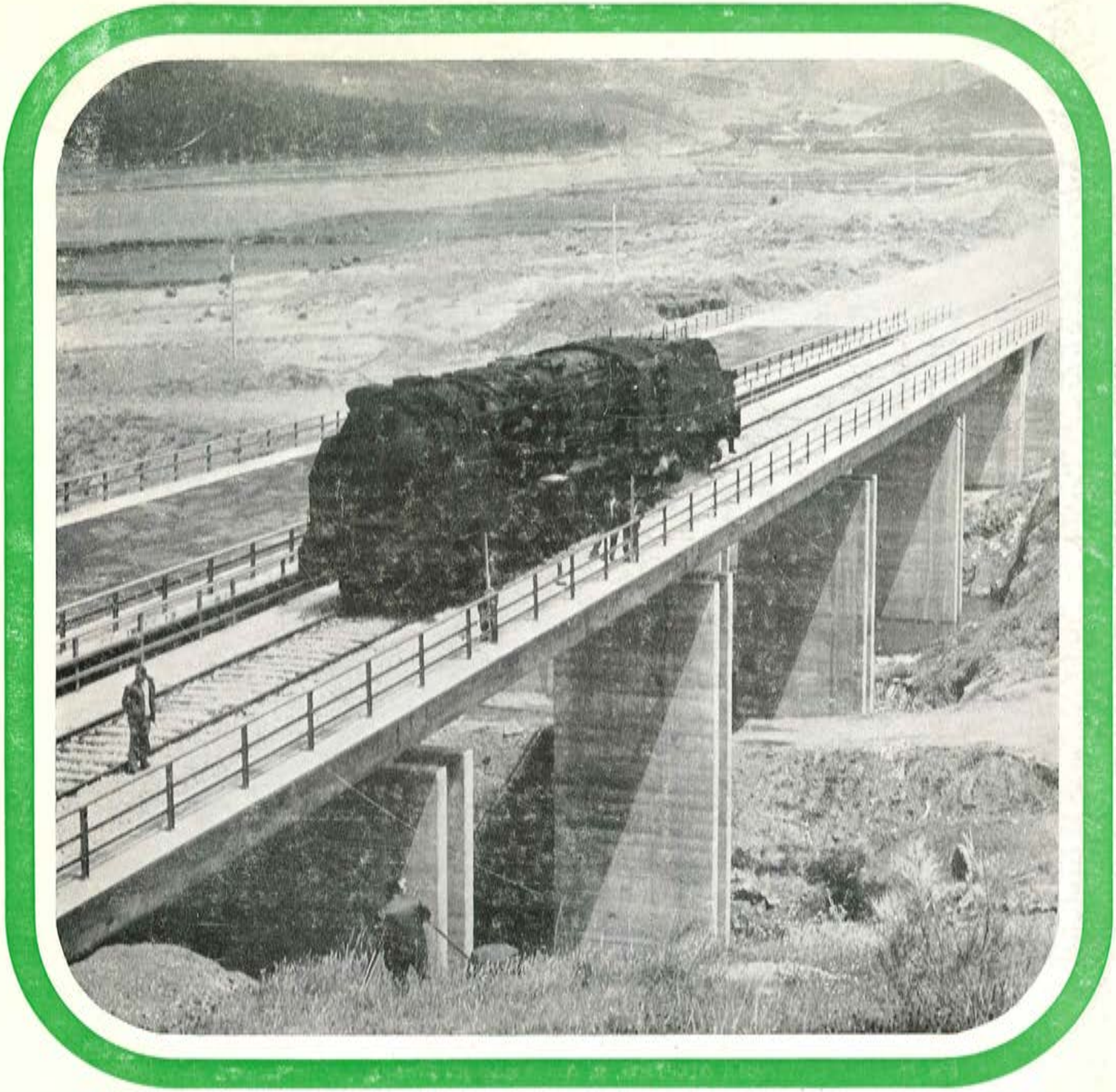


ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

HORMIGON y acero

Nº 117

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Miembros protectores de la Asociación Técnica Española del Pretensado

Dentro de nuestra Asociación existe una categoría, la de **"Miembro Protector"**, a la que pueden acogerse, previo pago de la cuota especial al efecto establecida, todos los Miembros que voluntariamente lo soliciten. Hasta la fecha de cierre del presente número de la Revista, figuran inscritos en esta categoría de **"Miembro Protector"** los que a continuación se indican, citados por orden alfabético:

AGRUPACION FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.—Velázquez, 23. Madrid-1.
AGUSTI, S. A.—Carretera de Barcelona, 36. Gerona.
ALVI, S. A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—Marina Moreno, 31. Zaragoza.
ARPING, ESTUDIO TECNICO.—Avda. del Generalísimo, 51 drcha. Madrid-16.
CAMARA, S. A.—Paseo San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A.—J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A. (CYASA-PPB).—Pintor Fortuny, 3. Barcelona-1.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S. A.—Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O. P.—Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S. L.—Consejo de Ciento, 304. Barcelona-7.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S. A.—Avda. del Generalísimo, 20. Madrid-16.
COMPAÑIA AUXILIAR DE LA EDIFICACION, S. A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Alameda de Osuna, 50. Madrid-22.
ELABORADOS METALICOS, S. A. (EMESA).—Apartado 553. La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A.—Juan de Mena, 8. Madrid-14.
ESTRUCTURAS Y GEOTECNIA BAUER, S. A.—Pintor Juan Gris, 5. Madrid-20.
E.T.S. INGENIEROS DE CAMINOS.—Jorge Girona Salgado, 31. Barcelona-17.
EUROPEA DE INYECCIONES, S. A. (EURINSA).—López de Hoyos, 13. Madrid-6.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S. A.—General Perón, 20. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S. A.—Princesa, 3, plantas 8 y 9. Madrid-8.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S. A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HIFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
IBERING, S. A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S. A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.— Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Condesa Venadito, 1. Madrid-26.
INTEMAC, S. A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Zurbano, 41, 2.º izqda. Madrid-10.
LABORATORIO CENTRAL DE ENSAYO DE MATERIALES DE CONSTRUCCION.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.—Apartado 34. Benicarló (Castellón).
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S. A.—Paseo de Pereda, 32. Santander.
PACADAR, S. A.—Castelló, 48. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S. A.—Avenida del Generalísimo, 30. Madrid-16.
PRENSOLAND, S. A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
S. A. E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona-8.
S. A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
SICOP, S. A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Velázquez, 150, 4.º, Madrid-2.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S. A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.—Monturiol, 5. Santa María de Barbará (Barcelona).
VICENTE PEIRO FAYOS.—Quintana, 26. Madrid-8.

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Son Instituciones Miembros Correspondientes del

Instituto Eduardo Torroja

de la Construcción y del Cemento

La Pontificia Universidad Católica de Chile (Santiago de Chile).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad del Valle de Cali (Colombia).

El Departamento de Ingeniería de la Universidad Nacional del Sur. Bahía Blanca (República Argentina).

La Facultad de ingeniería de la Pontificia Universidad Católica del Perú (Lima).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Central de Venezuela (Caracas).

La Facultad de Ingeniería de la Universidad Católica de Córdoba (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura y Urbanismo. Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto de la Construcción de Edificios de la Facultad de Arquitectura. Montevideo (Uruguay).

El Instituto Nacional de Tecnología Industrial. Buenos Aires (República Argentina).

La Facultad de Arquitectura de la Universidad Nacional de Colombia (Medellín).

La Universidad Autónoma - Guadalajara, Jalisco (México).

El Departamento Técnico y Laboratorios de Aprovence, Caracas (Venezuela).

El Instituto de Ingeniería Civil de la Facultad de Ingeniería y Agrimensura de la Universidad de la República del Uruguay (Montevideo).

El Centro Impulsor de la Habitación, A.C., de México.

El Departamento de Investigación de la Dirección General de Tecnología del Ministerio del Bienestar Social de la República Argentina (Buenos Aires).

El Departamento de Obras Civiles de la Universidad de Chile (Santiago de Chile).

El Instituto Mexicano del Cemento y del Concreto, A.C. - YMCIC (México).

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n. 117

4.º trimestre 1975

asociación técnica española del pretensado

CUOTA ANUAL	ESPAÑA	EXTRANJERO
	Pesetas	Dólares
Miembros protectores	5.000	100,—
Miembros colectivos	2.000	40,—
Miembro personal, no adherido al I. E. T. c. c.	600	12,—
Miembro personal, adherido al I. E. T. c. c.	300	6,—

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

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

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

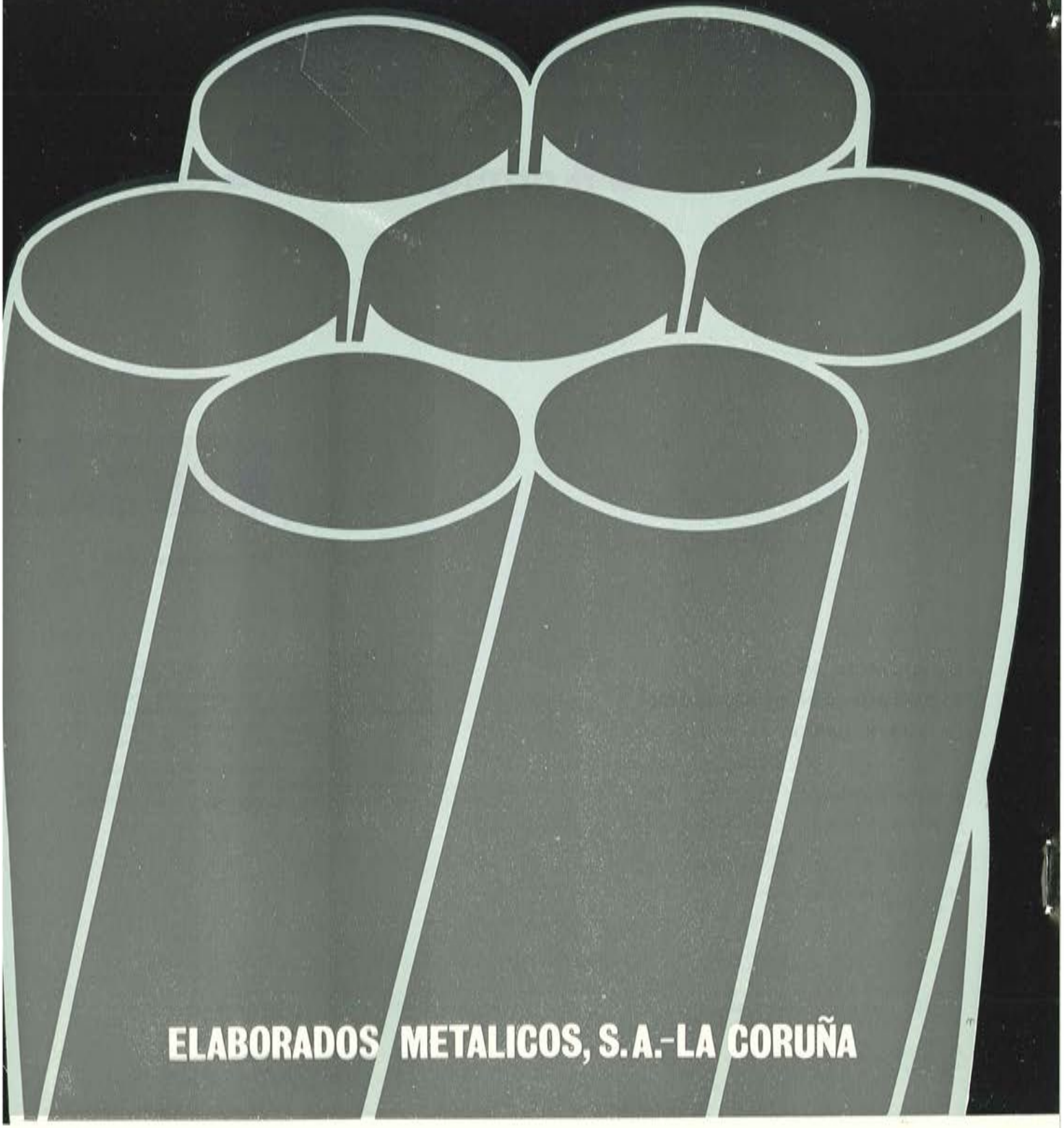
Depósito Legal: M. 853 - 1958
Tipografía Artística - Madrid

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

EMESA

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

TERMOESTABLE



ELABORADOS METALICOS, S.A.-LA CORUÑA

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

hormigón y acero n. 117

índice

Páginas

Don Carlos Fernández Casado, académico de la Real de Bellas Artes de San Fernando 8

591 - 2 - 77 ***Simposio sobre puentes ferroviarios de hormigón pretensado. Introducción al tema*** 9

Symposium sur des ponts ferroviaires en béton précontraint. Introduction.

Symposium on railway bridges of prestressed concrete. Introduction.

C. Fernández Casado.

591 - 2 - 78 ***Descripción del proyecto de dos puentes ferroviarios*** 13

Description lu projet de deux ponts ferroviaires.

Description of two railway bridge projects.

J. J. Arenas.

591 - 2 - 79 ***Puente de Los Consorcios*** 27

Pont des Consorcios.

Bridge at Los Consorcios.

R. del Cuvillo.

591 - 2 - 80 ***Apoyos elastoméricos en viaductos, puentes ferroviarios y estructuras*** 37

Appuis élastomériques des viaducs, ponts ferroviaires et structures.

Elastomeric bearings in viaducts, railway bridges and structures.

J. C. Lasfuentes.

591 - 2 - 81 ***Ultimos puentes de ferrocarril de hormigón pretensado*** ... 49

Derniers ponts ferroviaires en béton précontraint.

The latest railway bridges in prestressed concrete.

M. Díaz del Río.

591 - 2 - 82 ***Construcción, puesta en servicio y desplazamiento transversal de un puente con tramos de 30 m y 500 t de peso por tramo*** 59

Construction, mise en service et ripage d'un pont ayant des travées de 30 m de portée et pesant 500 t chacun.

Construction, putting into service and transversal displacement of a bridge with 30 m spans and a weight of 500 t per span.

J. Martínez Cólliga.

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Páginas

591 - 2 - 83 **Puentes prefabricados para ferrocarril** 67

Ponts préfabriqués pour chemin de fer.

Precast railway bridges.

J. A. López Jamar.

591 - 2 - 84 **Cálculos dinámicos** 73

Calculs dynamiques.

Dynamic design.

M. A. Hacar.

591 - 8 - 85 **Medidas efectuadas en algunos puentes** 85

Mesures effectuées dans quelques ponts.

Measures taken of some bridges.

J. Nasarre.

591 - 2 - 86 **Algunas realizaciones en puentes de ferrocarril** 89

Quelques réalisations dans des ponts de chemin de fer.

Some achievments in railway bridges.

M. Juliá.

591 - 2 - 87 **Vibraciones en puentes pretensados de ferrocarril** 101

Vibrations dans les ponts en béton précontraint de chemin de fer.

Vibrations in prestressed railway bridges.

A. Samartin.

VIII Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. 118

VIIIe Assamblée Technique Nationale de l'A.T.E.P.

VIII National Technical A.T.E.P. Assembly.

Notas de la F.I.P., número 56 120

Notes de la F.I.P., n.º 56.

F.I.P. Notes, n.º 56.

Nota de la A.T.E.P. 137

Cursos organizados por la Cement and Concrete Association 138

PORTADA: **Puente normalizado del ferrocarril de Madrid-Valencia de Alcántara. Ensayo de carga.**

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S. A. — Madrid.
AGRUPACION HELMA-BOKA. — Cádiz.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
ALBISA, S. A. — Algeciras (Málaga).
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
ASTILLEROS Y TALLERES DEL NOROESTE, S. A. — El Ferrol del Caudillo.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA S. A. — Barcelona.
AZMA, S. A. — Madrid.
BRYCSA, S. A. — Cornellá de Llobregat (Barcelona).
BUTSEMS, S. A. — Barcelona.
BUTSEMS, S. A. — Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION. — Barcelona.
CASA GARGALLO, S. A. — Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S. A. — Barcelona.
CENTRO DE ESTUDIOS C.E.A.C. — Barcelona.
CERAMICA RUBIERA. — Gijón (Oviedo).
CIDESA. — CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Barcelona.
CIDESA. — CONSTRUCCION INDUSTRIAL DE EDIFICIOS, S. A. — Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. BIBLIOTECA. — Sta. Cruz Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORATORIOS. Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. — Málaga.
CONCRET. INDUSTRIA Y TECNICA DE PREFABRICADOS, S. L. — SISTEMAS CUMBRE. Barcelona.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S. L. — Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES LAGO LOUREIRO. — Vigo (Pontevedra).
CONSTRUCTORA MAXACH, S. A. — Madrid.
COTECOSA. — Bilbao.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Barcelona.
CUBIERTAS Y TEJADOS, S. A. — Madrid.
DIREC. GENERAL. FORTIFICACIONES Y OBRAS. — MINIST. DEL EJERCITO. — Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
EMPRESA BAGANT. — Castellón de la Plana.
ENAGA, S. A. — Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. DE ARQUITECTURA. — Barcelona.
E. T. S. DE ARQUITECTURA. — Sevilla.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.
FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. (FACOSA). — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

FORJADOS DOL. — Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A. — Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. MINISTERIO DE O. P. — Madrid.
GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).
GOMHERSA. — Talavera de la Reina (Toledo).
HERRING. LEVANTE, S. A. — Valencia.
HIDAQUE, S. A. — Granada.
HORMYCER, S. L. — Madrid.
HORSA, S. A. — Viladecáns (Barcelona).
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
IBERDUERO, S. A. — Bilbao.
IBERING, S. A. — Barcelona.
INBADELCA, S. A. — Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S. A. — Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO. — Madrid.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Almería.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Salamanca.
JEFATURA PROVINCIAL DE CARRETERAS. — Valencia.
3.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. SERVICIO DE CONSTRUCCION. — Bilbao.
5.ª JEFATURA REGIONAL DE CARRETERAS. — Barcelona.
JOSE MARIA ELOSEGUI CONSTRUCCIONES. — San Sebastián.
JULIAN ARUMI, S. L. — Vich (Barcelona).
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
JUNTA DEL PUERTO DE PASAJES. — Guipúzcoa.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION. — Santa Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO. — Madrid.
LABORATORIO DEL TRANSPORTE Y MECANICA DEL SUELO. — Madrid.
LAING IBERICA, S. A. — Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS. — Madrid.
MAHEMA, S. A. — Granollers (Barcelona).
MATERIALES PRETENSADOS, S. A. MATENSA. — Madrid.
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S. A. — Madrid.
MATUBO, S. A. — Madrid.
OFICINA TECNICA JOSE COMESAÑA. — Vigo (Pontevedra).
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.
POSTELECTRICA, S. A. — Palencia.
POSTENSA, S. A. — Bilbao.
PREBETONG CANARIAS, S. A. — Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA. — Vitoria.
PREFABRICADOS DE CEMENTO, S. A. — PRECESA. — León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S. A. — CUPRE-SAPRE. — Valladolid.
PREFABRICADOS MAHER, S. A. — Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS NOR-THOM, S. A. — Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB (MANRESANA DE CONSTRUCCIONES, S. A.). — Martorell (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona.
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Horte (Valladolid).
PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Pinto (Madrid).
RENFE. — Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

RUBIERA MAHER, S. A. — Las Palmas de Gran Ganaria.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S.A.E.M. — Sevilla.
SAINCE. — Madrid.
SEAT. — Barcelona.
SENER, S. A. — Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES. — Barcelona.
SIKA, S. A. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL. — Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA GENERAL DE ASFALTOS Y PORTLAND ASLAND. — Valencia.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS. — Valencia.
SOCIEDAD FRANCO - ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, Sociedad Anónima. — Erandio (Bilbao).
SUBDIRECCION GENERAL DE TECNOLOGIA. — Madrid.
SUCO, S. A. — Amposta (Tarragona).
TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
TENSYLAND, S. A. — Barcelona.
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S. L. — Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPSA. — Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES. — San Sebastián.
VIGAS REMARRO. — Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S. L. — Oviedo.
VIGUETAS BORONDO. — Madrid.
VIGUETAS FERROLAND, S. A. — Santa Coloma de Gramanet (Barcelona).
VIGUETAS ROSADO, S. A. — Cáceres.

EXTRANJERO

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

D. Carlos Fernández Casado,

Académico de la Real de Bellas Artes de San Fernando

En su reunión del pasado día 1 de diciembre, la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando ha designado a D. Carlos Fernández Casado académico de la misma, para cubrir la vacante de D. Joaquín M.ª de Navascués.

Don Carlos, íntimamente ligado a nuestra Asociación desde que se fundó, hace más de veintiséis años, y miembro de su Junta de Gobierno desde 1965, es tan conocido que se considera totalmente innecesario hacer una semblanza del mismo.

Por ello, nos limitaremos, haciéndonos portavoces del sentir de todos los miembros de la A.T.E.P., a expresarle nuestra más cordial y sincera felicitación por el nombramiento que tan merecidamente le ha sido concedido.

¡Enhorabuena, D. Carlos!

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

simposio sobre puentes ferroviarios de hormigón pretensado

En el salón de actos del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, la Asociación Técnica Española del Pretensado celebró un "Simposio sobre Puentes Ferroviarios de Hormigón Pretensado" los días 22 y 23 de mayo de 1975. En él presentaron comunicaciones los siguientes técnicos especialistas, citados por orden de intervención: don Carlos Fernández Casado, don Juan José Arenas, don Ramón del Cuvillo, don Juan Carlos Lasfuentes, don Manuel Díaz del Río, don Jesús Martínez Cólliga, don José Antonio López Jamar, don Miguel Angel Hacar, don Jorge Nasarre, don Manuel Juliá, don Avelino Samartín, don Jupp Grote, don Javier Manterola, don Rafael Chueca y don Carlos Alvarez Penalva.

A continuación se inicia la publicación de los textos de los trabajos presentados. Por su extensión no ha sido posible incluirlos todos en este número de la Revista. El resto aparecerá en el próximo número, 118, de HORMIGÓN Y ACERO.

introducción al tema

591-2-77

CARLOS FERNANDEZ CASADO
Dr. Ingeniero de Caminos

El éxito obtenido con el Simposio sobre Viaductos Urbanos hace dos años nos ha animado a organizar este otro sobre Puentes de Hormigón Pretensado. El actual tiene una especialización en cuanto al material estructural, para el cual no se exigió limitación en el anterior, ya que su especialidad (especialidad que es la característica de todo simposio) reside en el tipo de puente elegido, que es el último que ha venido al mundo en el dar de sí de este tema, tan antiguo y tan fecundo en el arte de la construcción, como es el del puente.

Además, el número de realizaciones y la importancia de las mismas destaca en España, por haber sido uno de los países donde menos trabas ha tenido, tanto por parte del Ministerio de Obras Públicas como por parte de la RENFE, en lo cual ha seguido la tradición avanzada que ya se manifestó cuando la aparición del hormigón armado, pues el primer puente de carretera se construyó en 1902 y era un paso sobre ferrocarril en La Fanderia (Guipúzcoa) y en 1907 Zafra construía un puente sobre el río Vélez para el ferrocarril de Málaga a Torre del Mar con dos tramos de alma calada de 26,40 m de luz que fue durante varios años *record* de luz mundial en este tipo de puentes.

En los viaductos ferroviarios la primera realización fue la del paso sobre la autopista de Madrid al aeropuerto de Barajas, en la línea de circunvalación de Madrid, construido en los años de 1959-61.

La natural prudencia ferroviaria contra las innovaciones de todo género, hace que exista un decalaje lógico entre las aplicaciones de los avances de la técnica constructiva, en puentes de carretera y puentes de ferrocarril. Esto ocurre en el caso del hormigón

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

pretensado, pero hay que dejar sentado desde el principio que ya en el año 1943 se construyen en Suiza los primeros puentes bajo carriles.

Los recelos especiales que en esta técnica del hormigón pretensado parecen encontrar los ferroviarios, en cuanto a su aplicación en puentes, son los relativos a dos puntos característicos de las sobrecargas correspondientes a trenes de ferrocarril: importancia del impacto y probabilidad de fatiga de los materiales.

Con respecto al primer punto, hay que tener en cuenta que si bien el hormigón pretensado permite reducir la sección transversal de los elementos trabajando a flexión, especialmente por la disminución notable del espesor de las almas de las vigas, en cambio, los espesores de los forjados resultan comparables, y lo mismo las alturas de los elementos, cuando no se trata de altura estricta. Cuando tiene lugar esta condición, se puede reducir la altura en el caso de pretensado, lo cual es una de sus ventajas más importantes; pero no planteándose este problema, las alturas económicas son comparables. Además, si se sigue el criterio de colocar un espesor de balasto análogo al del resto de la plataforma, la transmisión de efectos dinámicos a la estructura queda muy aminorada. En todos los puentes de hormigón pretensado que conocemos se ha adoptado el mismo coeficiente de impacto que en puentes de hormigón armado.

En cuanto a la reducción de resistencia admisible de los materiales por trabajar a esfuerzos repetidos, es preciso aclarar que con pretensado total, es decir, sin tracciones en el hormigón, no puede haber alternancia de tensiones en ninguno de los dos materiales. Precisamente una de las ventajas más importantes del hormigón pretensado, es que el cambio de tensión en el acero por actuación de las sobrecargas resulta insignificante con relación a la tensión de trabajo permanente y esto hasta tal punto que el aumento de tracción correspondiente no se tiene en cuenta en los cálculos, pues resulta siempre inferior a la disminución por pérdidas de pretensado desde la transmisión inicial.

En el hormigón la repetición de una sobrecarga máxima haría variar la tensión en fibra inferior entre la tensión admisible y cero, no llegando a alcanzar dichas tensiones si la hipótesis de sobrecarga no es la más desfavorable.

Concretando en valores numéricos para ambos materiales, supongamos una tracción admisible en acero de 100 kg/mm² y una compresión admisible de 80 kg/cm² que son límites muy aceptables. Si las pérdidas de pretensado son del orden del 15 por 100 habrá que tesar a 118 kg/cm², con lo cual hay una reducción de 18 kg/cm² respecto de la tensión a la transmisión del pretensado que nos sirve de prueba de los alambres. Si suponemos la sección bien dimensionada, tendremos en fibras extremas unas variaciones desde 0 a 80 kg/cm², como máximo, para actuación de sobrecargas, en pretensado total. Por consiguiente, las variaciones de la tensión del acero en contacto con dicho hormigón, suponiendo un coeficiente de amplificación $m = 8$, puesto que se trata de acciones instantáneas y de un hormigón de coeficiente de elasticidad elevado, vienen dadas por la disminución de compresión en el hormigón multiplicadas por dicho coeficiente, o sea, $80 \text{ kg/cm}^2 \times 8 = 640 \text{ kg/cm}^2 = 6{,}4 \text{ kg/mm}^2$, es decir, aproximadamente la tercera parte de las pérdidas, con lo cual no llega a alcanzar la tensión de tesado inicial. Pero, además, el tanto por ciento de variación de la tensión de trabajo es el 6,4 por 100 y, por consiguiente, insignificante en lo que puede suponer fenómeno de fatiga. El hormigón pasa, mientras tanto, de 80 a 0 para volver a 80 kg/cm² en cifra inferior para una resistencia de rotura de 300 kg/cm², lo cual lo aleja con toda seguridad de dicho fenómeno.

En las zonas donde existan momentos flectores de sentidos contrarios los efectos en ambos materiales son los mismos, la variación en las tensiones de los aceros insignificante, y en el hormigón llegamos tanto en fibra superior como en inferior a dos tensiones de compresión, pero no con toda la amplitud admisible, puesto que las secciones donde

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

existe alternancia de momentos no corresponde a las de solicitaciones máximas, que son las que determinan las máximas compresiones en el hormigón.

En cambio, si se tratara de vigas de hormigón normal suponiendo una sobrecarga 40 por 100 superior a la carga permanente, nuestro acero estaría trabajando con un tanto por ciento de variación del 140 por 100, lo mismo que el hormigón de la zona comprimida, mientras que el hormigón de la zona estirada estaría fuera de servicio por agrietamiento. En la zona de momentos flectores alternativos, esta alternancia se propaga a las tensiones de trabajo de los materiales que invierten ambos el sentido de su deformación, pudiendo el hormigón pasar de un trabajo por compresión a un trabajo por tracción, que produce su agrietamiento. El tanto por ciento de variación puede ser sencillamente del 200 por 100. En estas condiciones puede llegarse a la fatiga con tensiones admisibles normales, si el número de repeticiones de la sobrecarga pasa de un cierto valor.

Vemos, por consiguiente, la gran ventaja del hormigón pretensado en lo que se refiere a fatiga, lo cual se ha confirmado en todas las experiencias realizadas con cargas repetidas o alternativas, llegándose a la conclusión de que, mientras no se pase de la carga de agrietamiento, no hay lugar a considerar el fenómeno de la fatiga, y como en pretensado total no existen tracciones en fibras extremas, se está a cubierto de la fisuración.

Ya que hemos encontrado una de las ventajas del hormigón pretensado en puentes, enumeraremos las restantes para terminar esta introducción. Los materiales que constituyen el hormigón armado pretensado son de mucha mejor calidad, el hormigón de resistencia elevada obtenida gracias a una ejecución cuidadosa mediante control del cemento, dosificación de áridos en tres tamaños, vigilancia rigurosa en la cantidad de agua y consolidación por vibración. El acero es siempre de una fabricación esmerada y se somete a pruebas de recepción sistemáticas fáciles, ya que, dado su pequeño diámetro, la fuerza necesaria para romperlo es reducida. Pero esta prueba se lleva a cabo de un modo automático al efectuar el tesado, como ya hemos visto numéricamente, la tensión en servicio resulta siempre inferior a la que tuvo al transmitir el pretensado y ésta queda muy próxima al límite elástico aparente del acero. Además, tenemos otra comprobación de calidad al medir el alargamiento de los aceros, que es uno de los modos de controlar el pretensado. En el hormigón tenemos algo parecido, puesto que la fibra inferior trabaja muchas veces a tensión superior a la que ha de tener en servicio.

La ausencia de agrietamiento lo hace especialmente apto para el caso de puentes propiamente dichos, es decir, sobre ríos en los que la atmósfera húmeda hace más temible el peligro de la oxidación de las armaduras, especialmente en la cabeza inferior de las vigas, que es la de tracción en las soluciones de vano sencillo y le corresponde una proporción de vano mayor en las soluciones continuas. No sólo desaparece el riesgo de agrietamiento, sino que la impermeabilidad es mucho más elevada al estar sometidas las fibras inferiores a una tensión de importancia de modo permanente. Esta misma ventaja se presenta en el caso de pasos sobre vías de comunicación, particularmente sobre ferrocarriles, con tracción de vapor, donde no es preciso encarecer la mejora de alejar radicalmente los aceros de la agresividad del humo.

Otra ventaja del hormigón pretensado es la de hacer posible el prefabricado; se ha utilizado para la transformación de puentes sin perturbar el tráfico, o bien para construir pasos sobre vías de comunicación causando el mínimo perjuicio al tráfico inferior.

La otra ventaja de permitir alturas de tablero más reducidas también se ha utilizado en todos los casos donde se impone la altura estricta, como ocurre en los pasos superiores de vías de comunicación. Otras ocasiones son también utilizadas como, por ejemplo, ocurrió en la sustitución de tableros de algunas líneas de ferrocarriles ingleses, para adaptarlas al gálibo de electrificación, que resultaba muy ajustado en algunos puentes construidos sin haber previsto la utilización futura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Tenemos tres tipos de comunicaciones, relativas a puentes construidos. Entre todas las cuales completamos la serie de los puentes más importantes construidos en España. Como procesos constructivos tenemos puentes sobre cimbra, puentes de vigas prefabricadas lanzadas longitudinalmente o transversalmente, puentes continuos construidos por cimbra-encofrado autolanzable y empujamiento. Este último fue el procedimiento clásico de montaje de los puentes metálicos continuos desde mediados del siglo pasado. Lo empleó Eiffel en muchos de sus puentes de tramo recto.

El segundo tipo de comunicaciones se refiere a los estudios sobre efectos dinámicos y vibraciones en los puentes, que es el tema más específico e interesante del cálculo de estos puentes.

El tercer tipo versa sobre los apoyos, es decir, los elementos estructurales, que constituyen las articulaciones más idóneas para los puentes pretensados.

Dada la importancia de las comunicaciones y la categoría de los comunicantes, y, a la vista del interés que ha suscitado, medido en la asistencia numerosa y selecta del auditorio, creo que este simposio será un éxito. Sin embargo, existe una deficiencia inicial, que corresponde al tiempo reservado a cada comunicante. Creo que no podrá haber coloquio, pero esto puede subsanarse llevándolo como tema a la Asamblea del próximo otoño.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

descripción del proyecto de dos puentes ferroviarios

JUAN J. ARENAS DE PABLO
Dr. Ingeniero de Caminos

Voy a presentar dos proyectos correspondientes a sendos viaductos de ferrocarril. La característica común es que ambos son tramos rectos continuos construidos in situ.

En primer lugar mostraré una estructura que sirve al paso del ferrocarril sobre la variante oeste de Pamplona, la cual se halla situada en las proximidades de su estación, por lo que ha sido necesario proyectar un tablero para cuatro vías, con una anchura total de unos 18 m.

Por otro lado, la sección de la variante en esta zona consta de dos calzadas de 7 m, mediana de 5 m, arcenes de 2,50 m y aceras de 1 m, lo que representa un ancho total de 26 m. La solución elegida para el tablero es un tramo continuo de dos vanos iguales de 18 m de luz de cálculo. De este modo las caras de los estribos quedan retranqueadas usos 5 m respecto a bordes exteriores de arcén, con lo que pensamos haber dado una amplitud viaria suficiente, dentro de una economía razonable.

Desde el punto de vista del usuario de la autovía es fundamental el diseño de la pila central situada en el eje de la mediana. Tratando de reducir al máximo su impacto psicológico, hemos ido a cuatro fustes troncocónicos cuyo diámetro varía desde 1,20 m en cabeza hasta 1,30 m es su base, espaciándolas 4,20 m en el sentido del eje de la autovía. En la figura 1 puede verse un plano de definición general de la obra.

El tablero planteaba la necesidad de ser ejecutado por mitades para no interrumpir el tráfico ferroviario. Ello nos llevó directamente a prever una junta longitudinal en su eje, estableciendo dos semitableros simétricos. Las luces a salvar y el deseo de proyectar un tablero con el menor número de aristas posible nos condujeron a una sección del tipo losa aligerada, con chaflanes en ambos laterales y partida en dos por la junta longitudinal. El canto de la losa es de 1,20 m y los aligeramientos son circulares, de 90 cm de diámetro, quedando entre sí a 1,30 m. Tenemos así un tablero con 1/15 de esbeltez (medido en el vano extremo, lo que equivale aproximadamente a 1/18 en vano central de un tres vanos equivalente) que se aligera ópticamente para el usuario de la autovía mediante los chaflanes laterales de las losas y, sobre todo, por el efecto de contraste buscado entre la imposta prefabricada de hormigón blanco y la oscuridad natural de tales planos de fondo.

Los aligeramientos se interrumpen cada 3,825 m para dar lugar a un nervio transversal de 30 cm de anchura y desaparecen también en las zonas de apoyos, dando lugar a una traviesa de 1,20 m sobre estribos y una zona macizada de 3,60 m sobre la pila central.

Cuestión importante ha sido la protección de la cara superior del tablero y el desagüe de aguas pluviales. Para resolver éste, ambas semilosas se inclinan transversalmente hacia el centro, con pendiente de 1,7 por 100, vertiendo en un canalón de cinc dispuesto

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

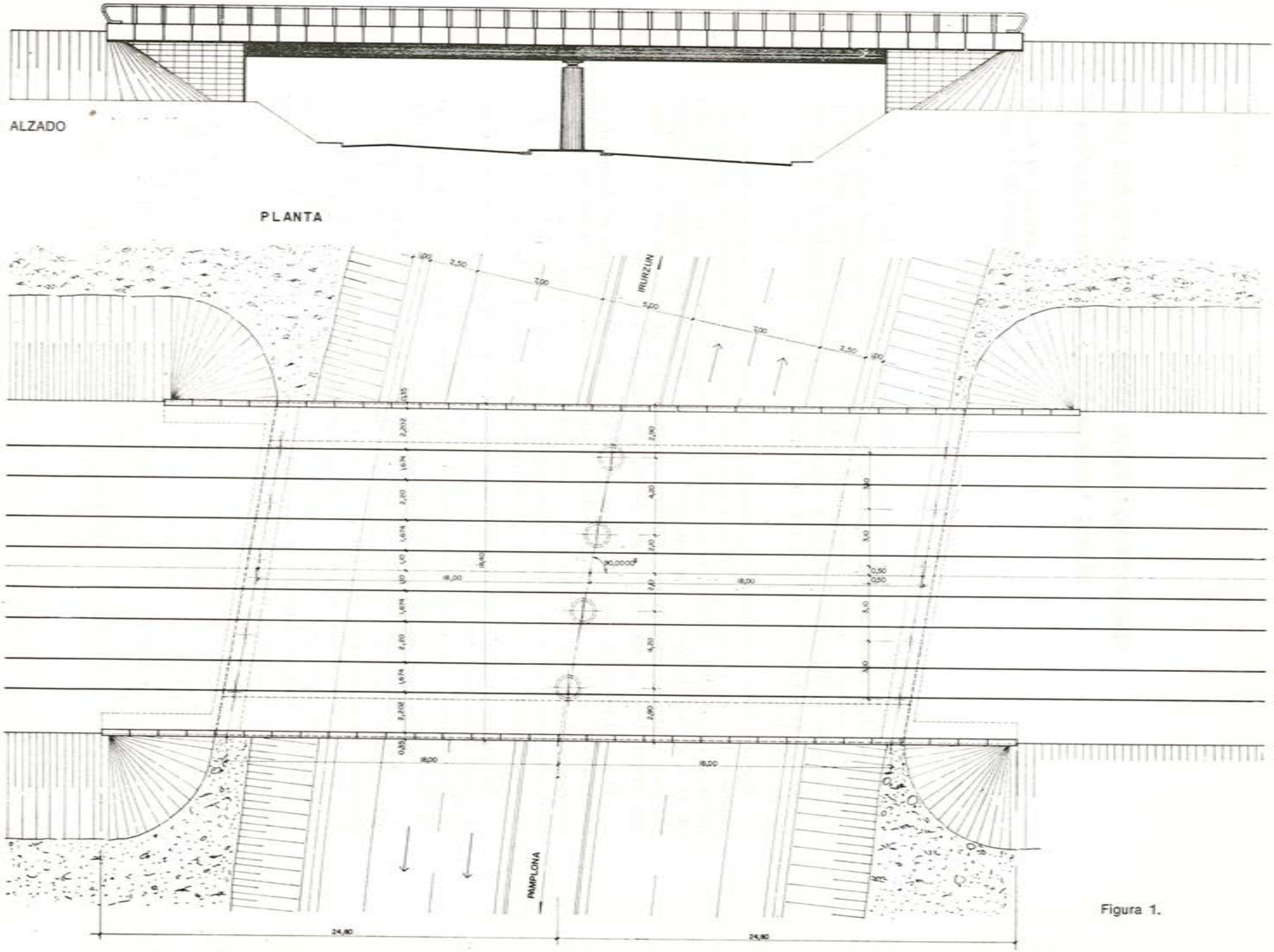


Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

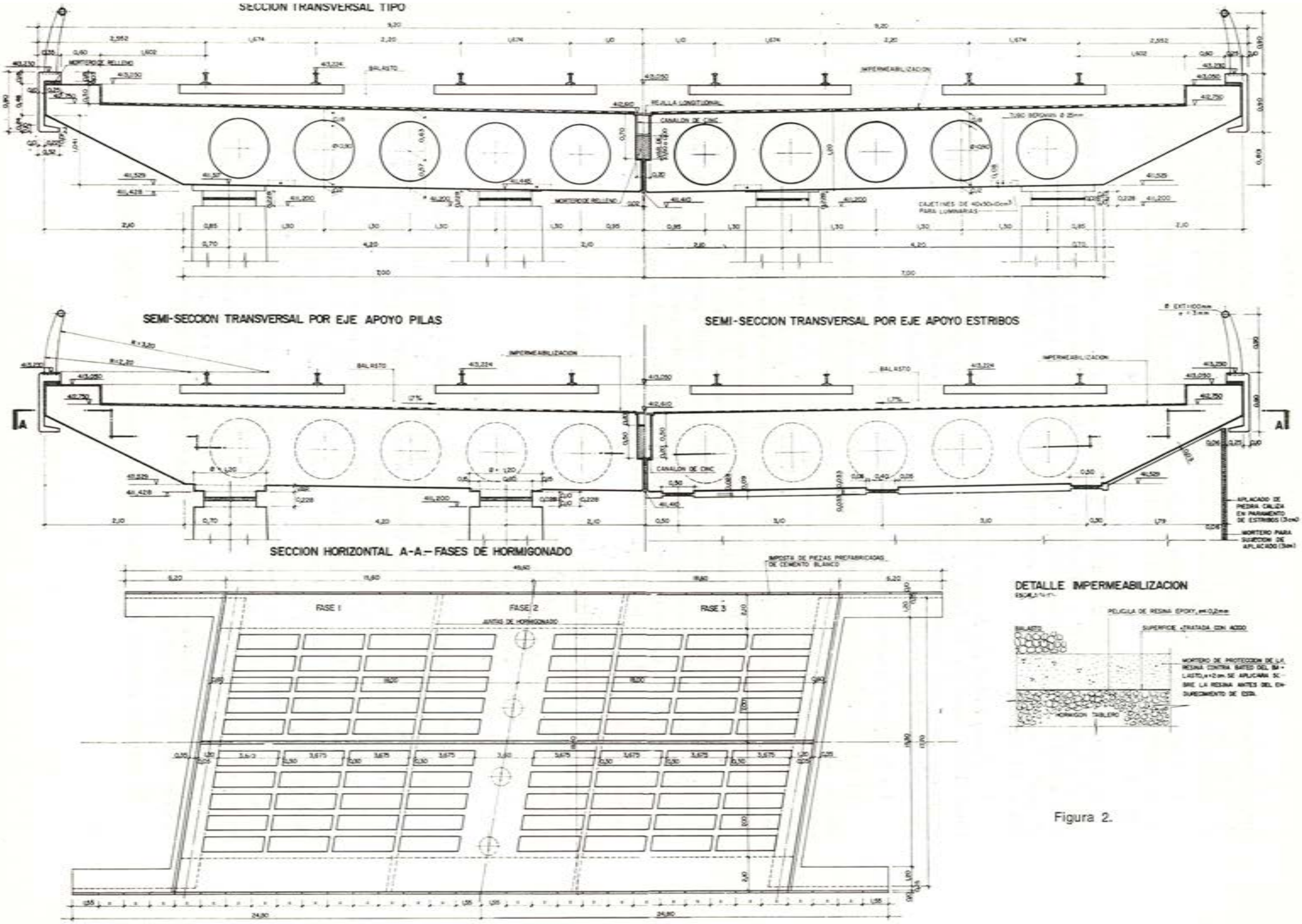


Figura 2.

longitudinalmente en el eje, en un rebaje existente entre ellos, apoyado sobre un mortero de forma que permita dar la pendiente longitudinal adecuada. El canalón, cuya altura es variable, se cierra superiormente con una rejilla que impide la caída de balasto.

La consecuencia de la pendiente transversal es que los planos superiores e inferiores de las semilosas forman un ángulo diedro entre sí, y el espesor del balasto es variable entre 30 y 44 cm.

La impermeabilización del tablero se pretende mediante una película de resina epoxi aplicada sobre el hormigón estructural, una vez lavado éste con ácido para eliminar las sales solubles. Inmediatamente después de la aplicación de la resina se coloca una capa de mortero de 2 cm de espesor, cuya finalidad es proteger a aquélla de los impactos del bateo del balasto.

La estanqueidad del desagüe longitudinal es tema de gran importancia por el desastroso efecto visual que las fugas de agua producen en el intradós. Hemos tratado de asegurarla mediante membranas flexibles de neopreno embutidas en el hormigón de la losa e introducidas con juego libre en el canalón longitudinal.

En la figura 2 pueden verse los detalles del tablero aquí descrito.

El tablero dispone de pretensado longitudinal, compuesto por cables corridos en todas las almas (cuatro en las almas centrales y dos en las laterales), y pretensado transversal en el macizado de pila, en las riostras de estribo y en los diafragmas intermedios. El criterio seguido para su dimensionamiento ha sido la ausencia total de tracciones en ambas direcciones, longitudinal y transversal, bajo las condiciones pésimas de servicio (si bien considerando siempre secciones resistentes reales en cada etapa de introducción de solicitaciones). El principal problema planteado hace referencia al pretensado transversal y consiste en lograr un trazado adecuado para el cable medio que pueda obtenerse con cables reales cuyos anclajes activos sean accesibles para el tesado por zonas no vistas en la obra terminada. Se evitan de este modo las manchas que en los paramentos suponen los cajetines de anclajes sellados. En la figura 3 puede verse el pretensado transversal del tablero.

La cuantía de materiales del tablero por metro cuadrado del mismo es:

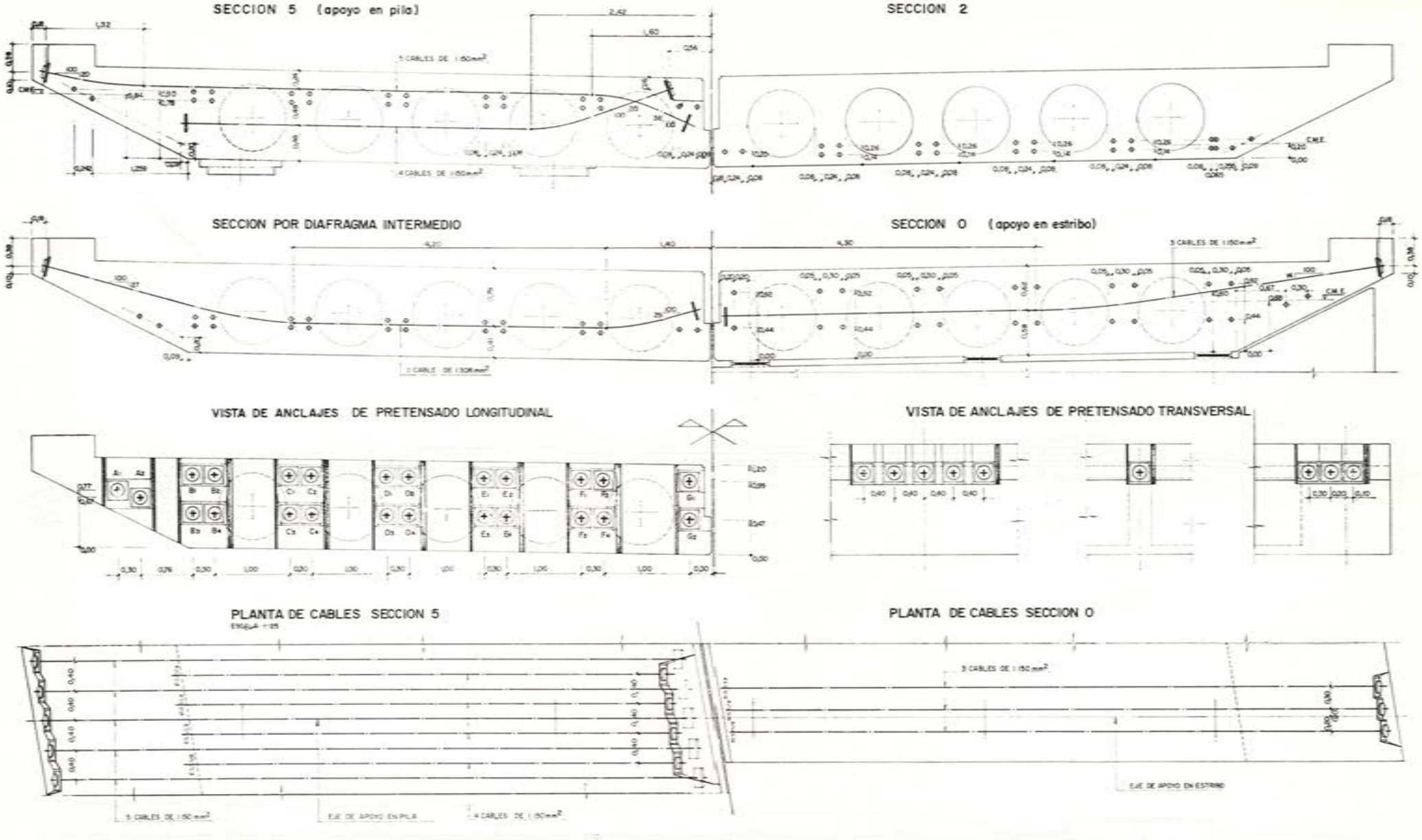
— Hormigón H-315: 0,84 m^3/m^2.
— Acero pasivo AE-46: 44,6 kg/m^2.
— Acero activo de pretensado longitudinal: 24 kg/m^2.
— Acero activo de pretensado transversal: 4,9 kg/m^2.

No puede decirse que el diseño de esta obra responda a criterios de máxima racionalidad estructural. Ni el tablero tiene una distribución de inercia longitudinal que la concentre bajo las vías, ni las pilas tienen forma óptima para soportar la acción de frenado, ni la distribución de los apoyos puntuales de éstas está pensado para producir la flexión transversal más económica. Por el contrario, dado que las luces de esta obra son poco importantes, y dada su ubicación en zona urbana, con un tránsito previsible muy fuerte por debajo de la misma, hemos concedido prioridad a la búsqueda de calidad plástica del conjunto de la obra, que en el caso concreto de la distribución de los fustes de apoyo en mediana nos ha conducido a disponerlos con igual separación entre sí, buscando un ritmo agradable para el usuario de la autovía. Aun a sabiendas de que éste es tema de difícil defensa entre ingenieros, pensamos que en ocasiones como esta el desarrollo de la tecnología puede y debe servir para llegar a soluciones no óptimas desde el punto de vista estructural puro (tampoco absurdas y rechazables), pero deseables, en cambio, por otros factores.

El segundo viaducto es también una obra situada en zona urbana, exigida por el

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025



NOTAS SOBRE EL PRETENSADO TRANSVERSAL

1- Se disponen:

En diafragma de apoyo estribo: 3 cables de 1.154 mm² de sección. Peso = 9,06 kg/ml. Longitud cables ≈ 8,85 m.
En diafragma de apoyo pila central: 9 cables de 1.154 mm² de sección. Peso = 9,06 kg/ml. Longitud cables ≈ 8,85 y 6,55 m.
En cada diafragma intermedio: 1 cable de 1.308 mm² de sección. Peso = 10,27 kg/ml. Longitud cables ≈ 8,85 m. Vaina Ø 54/60 mm. Anclaje activo en un extremo y fijo de placa final en el opuesto.

2- Características acero pretensado:

Ver notas Pretensado Longitudinal.

3- Puesta en tensión:

A realizar antes del tesado definitivo de cables longitudinales, siempre que el hormigón tenga $\bar{f}_{ck} \geq 300$ kg/cm². Orden de puesta en tensión que respete simetría en cada diafragma. Tensión de anclaje = 85 kp/mm². No se han contado pérdidas por penetración de anclaje. Alargamiento previsto, con E_p = 20.000 kg/mm².

Cables de longitud: 8,85 m: Δl = 48 mm
6,55 m: Δl = 34 mm

4- Inyección:

Ver notas Pretensado Longitudinal.

Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

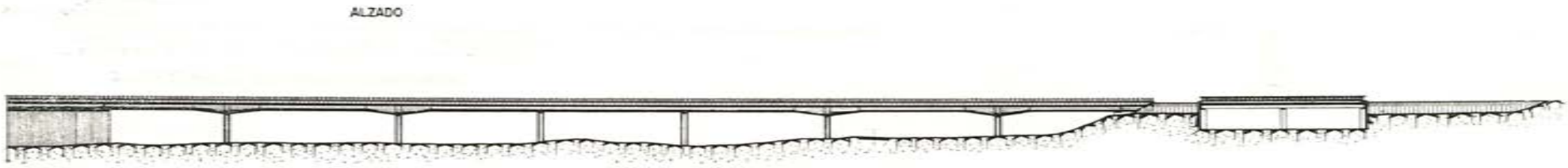


Figura 4, *a*.

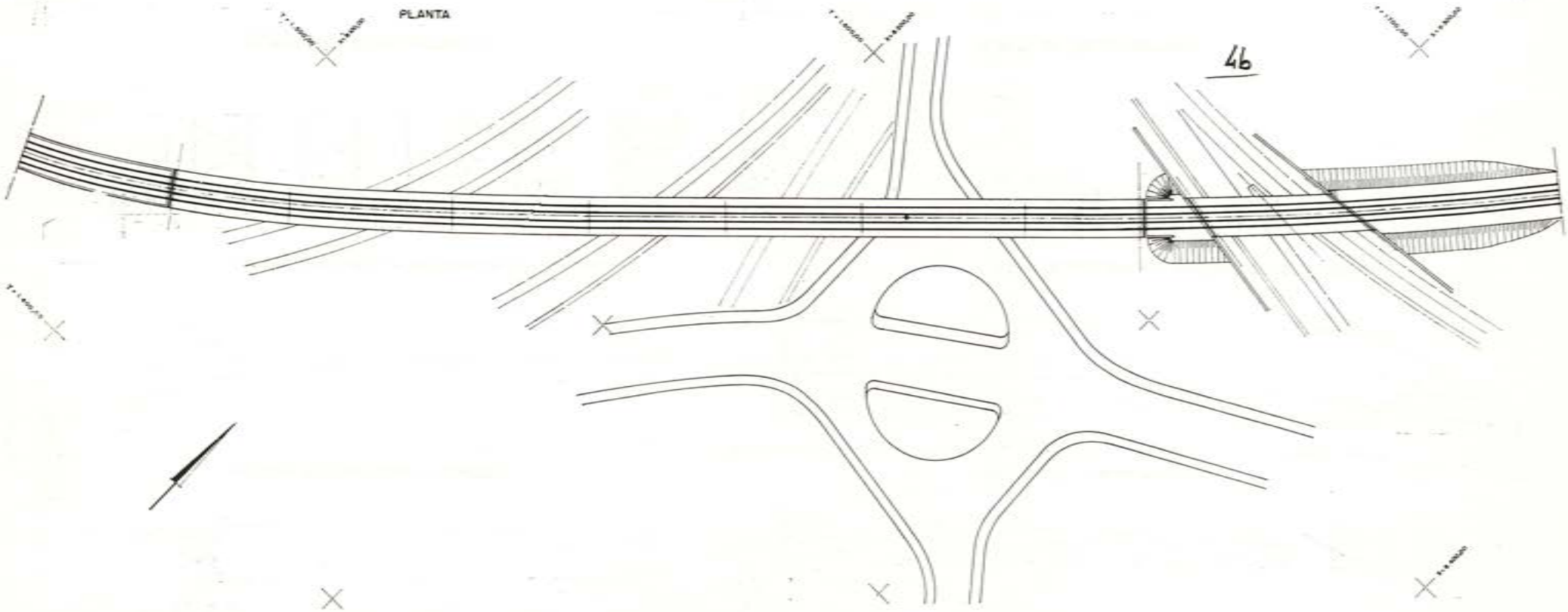


Figura 4, *b*.

cruce de la vía férrea con un enlace de carreteras. El ferrocarril discurre a unos 10 m por encima del terreno y el viaducto se ha limitado exclusivamente a la longitud requerida por los cruces con la red viaria. La oblicuidad de algunos ramales ha impuesto dos vanos de 42,50 m de luz, con lo que el tablero ha quedado configurado como tramo continuo de siete vanos de luces $30 + 42{,}50 + 3 \times 35{,}50 + 42{,}50 + 30$ m.

En la figura 4 puede verse el alzado, la planta general y la sección longitudinal del viaducto.

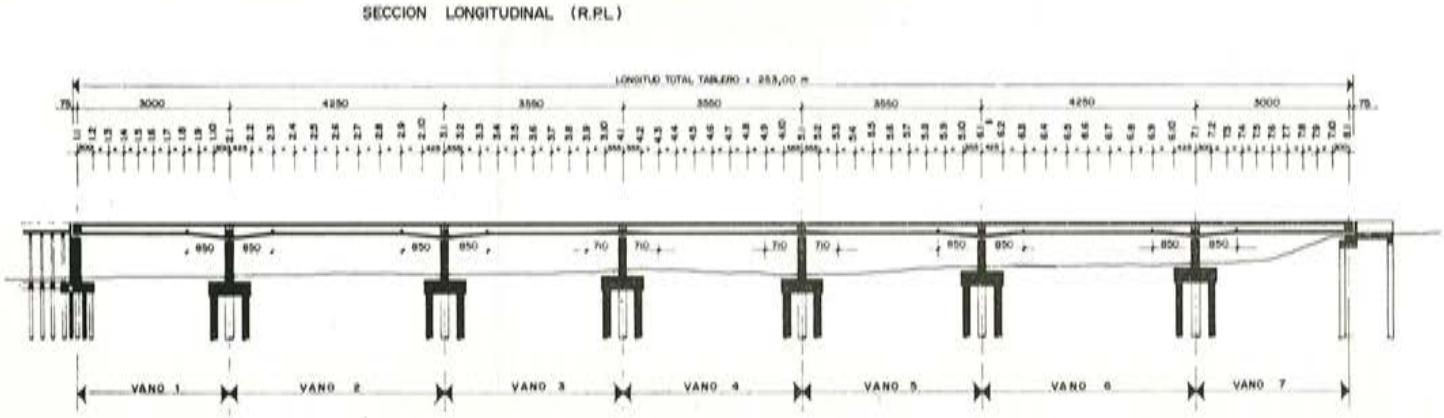


Figura 4, *c*.

El tablero es único para vía doble, lo que representa hacer frente a esfuerzos máximos de flexión y corte sin prácticamente torsión cuando ambas vías están sobrecargadas, y a esfuerzos menores de flexión y corte combinados con torsión importante, cuando sólo una vía está sobrecargada. El esfuerzo de torsión, caro de resistir, podría haberse evitado disponiendo doble tablero con junta longitudinal, pero ello hubiera conducido a pilas más anchas que, en función del esviaje, hubieran obligado a aumentar las luces, ya muy fuertes para un viaducto ferroviario.

La sección transversal del tablero en forma de cajón tricelular, con almas robustas situadas bajo ejes de vías y almas laterales más delgadas, sin voladizos, está concebida como suma de elementos con misión estructural bien definida. Así las almas intermedias

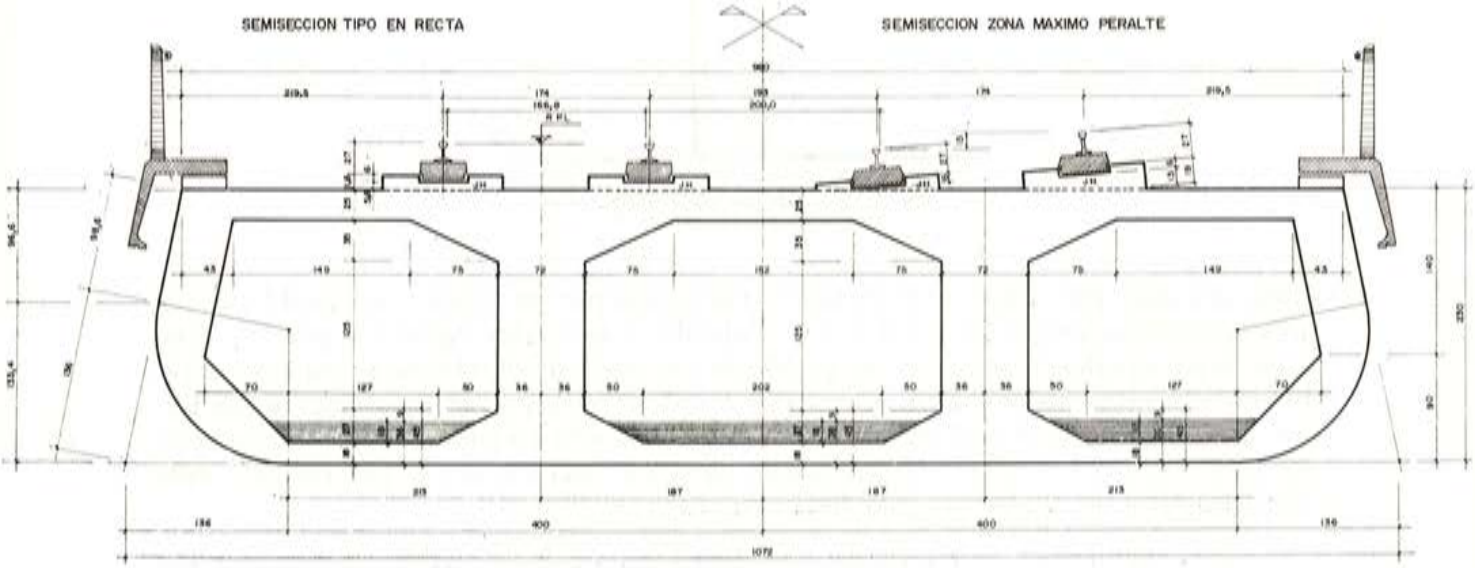


Figura 5, *a*.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

SECCION TRANSVERSAL TIPO

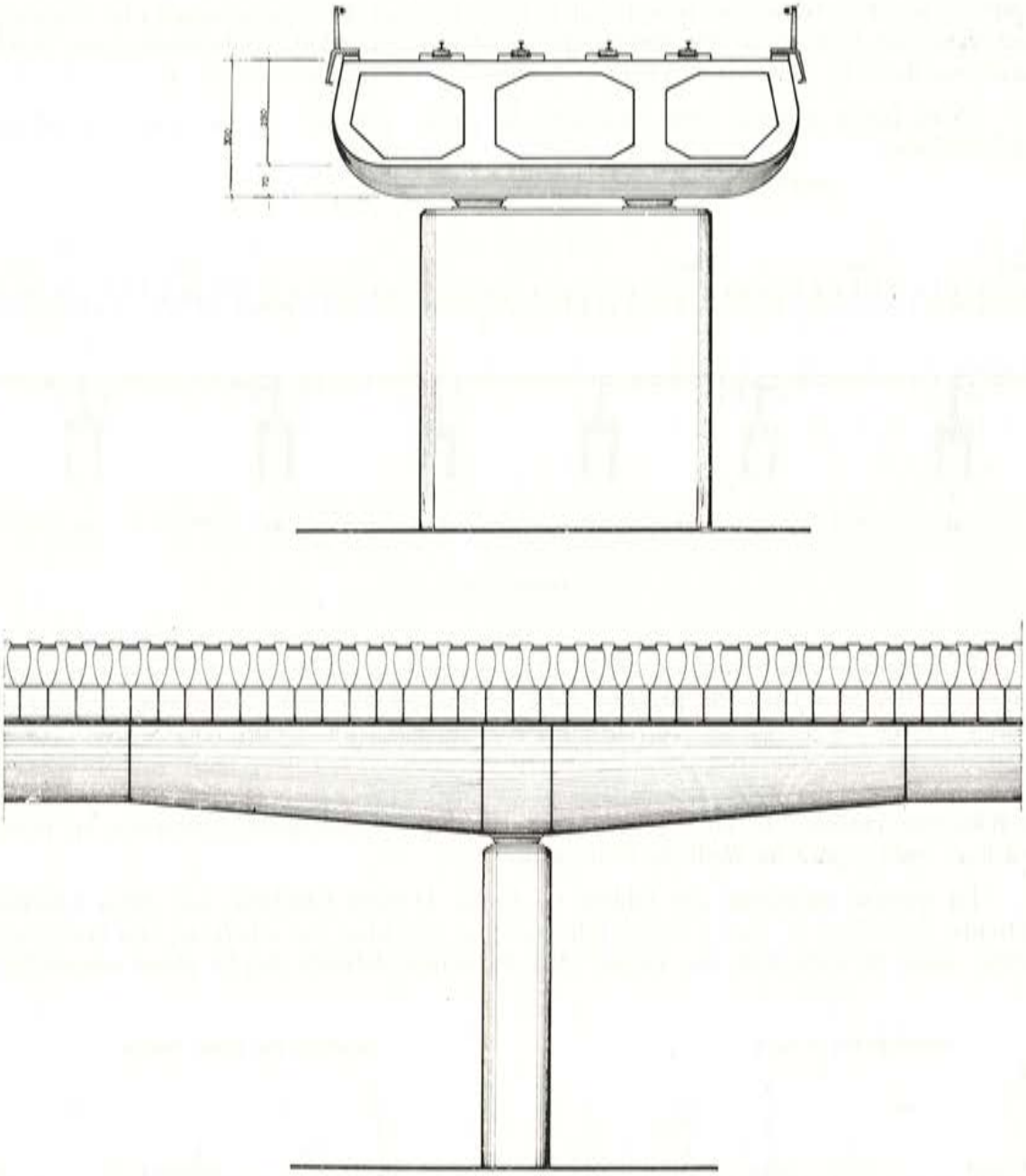


Fig. 5, *b*. — Alzado zona apoyo pilas.

están pensadas para soportar el cortante engendrado por los trenes y, en cambio, el circuito periférico, compuesto por las almas laterales y las tablas superior e inferior, tiene a su cargo soportar la torsión correspondiente a la hipótesis de sobrecarga asimétrica. Naturalmente, existe colaboración entre todas las almas para resistir el cortante de los trenes. Por ejemplo, en el caso de que ambas vías estén sobrecargadas (hipótesis simétrica) los porcentajes del cortante total absorbido por cada alma son del 41 por 100 para cada alma central y del 9 por 100 para cada alma exterior.

En la figura 5 pueden verse las secciones transversales del tablero por vano y por zona de apoyo en pila con canto recrecido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Este recrecido del canto se establece en las pilas que limitan los vanos de 42,50 m de luz, pasando de 2,30 m a 3 m con variación lineal. En estas zonas las superficies externas de los bordes inferiores del tablero dejan de ser cilindros y se convierten en troncos de cono.

Un aspecto interesante de este proyecto es que se ha eliminado el balasto como elemento intermedio entre carriles y estructura. Y ello en base a la penalización económica que su peso representa en luces de esta importancia y al hecho de que existen hoy día sistemas de apoyo y sujeción del carril que cuentan ya con una experiencia de diez años, bastante satisfactoria al parecer. Nosotros hemos incluido en el proyecto, a título indicativo solamente, un sistema desarrollado por los ferrocarriles holandeses, en algunos tramos de los cuales presta servicio, y que concretamente, está instalado desde el año 1965 en un viaducto, en Delft, de 800 m de longitud. Este sistema, denominado de triple elasticidad por sus creadores, dice absorber en mejores condiciones que el balasto los impactos y vibraciones del tráfico rápido, reduciendo así las acciones dinámicas sobre la estructura y también el ruido, factor muy importante en zona urbana.

Esencialmente consta de tacos de hormigón prefabricados, de calidad mínima H-400, de 400 × 580 × 145 mm, que se disponen yuxtapuestos en ranuras lingitudinales creadas en el tablero mediante bordillos de hormigón de forma, evitándose el contacto del taco con el hormigón estructural mediante una resina elastomérica de corcho que se vierte líquida antes de la colocación de aquél y solidificada posteriormente. En estos tacos se disponen anclajes de fundición (embebidos en cajetines y sujetos mediante resina epoxi), los cuales reciben grapas metálicas de acero dulce, de 12 mm, que abrazan elásticamente al patín del carril, disponiéndose entre éste y el taco un cojín de apoyo de corcho elastomérico sólido. El resultado es, según sus creadores, un sistema de sujeción con elasticidad vertical, longitudinal y transversal. En la figura 6 puede verse un detalle del sistema descrito.

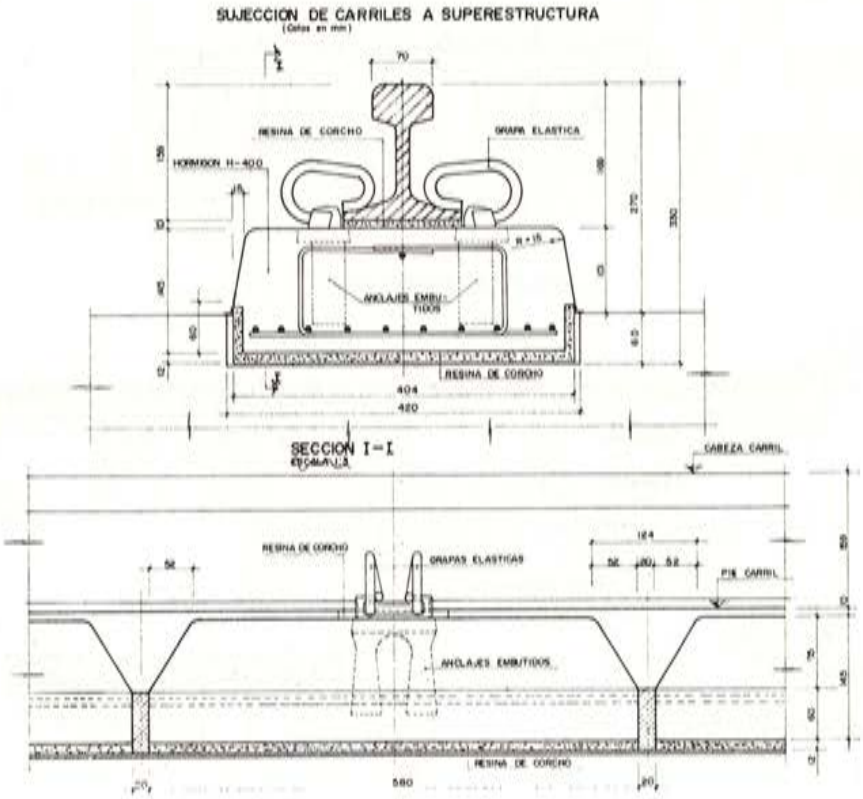


Figura 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Quizá el mayor inconveniente de este sistema sea que, al aumentar la rigidez del enlace longitudinal entre carril y estructura, la capacidad para absorber corrimientos diferenciales, respecto al balasto, disminuye (la rigidez de este enlace parece ser tres a cuatro veces mayor que la del balasto). Ello obliga a limitar la longitud máxima del tablero continuo a algo así como 30 m si se quiere establecer carril soldado sin interrupciones entre el terraplén y la estructura, y ello en base a los tres criterios siguientes:

a) Máximo desplazamiento relativo admisible entre carril y estructura igual a 2,8 mm (valores mayores producen tensiones excesivas en las grapas de fijación).

b) Máxima compresión de carriles en la junta de estructura y terraplén, por elevación de la temperatura ambiente, limitada por el riesgo de pandeo de aquéllos.

c) Máxima tensión de tracción, suma de la debida al paso del eje del tren y al descenso térmico ambiental, limitada a un cierto valor admisible.

La consecuencia es que si se va a longitudes mayores de estructura continua es preciso disponer juntas de carriles en las mismas secciones que en el tablero. Así hemos tenido que proceder en este proyecto, sin gran pena, por otro lado, ya que se trata solamente de dos juntas de carril espaciadas 250 m.

Otro punto interesante puede ser el sistema de protección del hormigón estructural y el de recogida y evacuación de aguas de lluvia. Hemos dispuesto un hormigón de forma H-250, armado con malla electrosoldada, aislado del tablero mediante un mástic asfáltico de 1 cm de espesor, con pendientes transversales para acometer a las bajantes que comunican con los tres desagües longitudinales, uno en cada célula del mismo, los cuales terminan en una única bajante vertical dispuesta en el eje de cada pila, según puede verse en la figura 7.

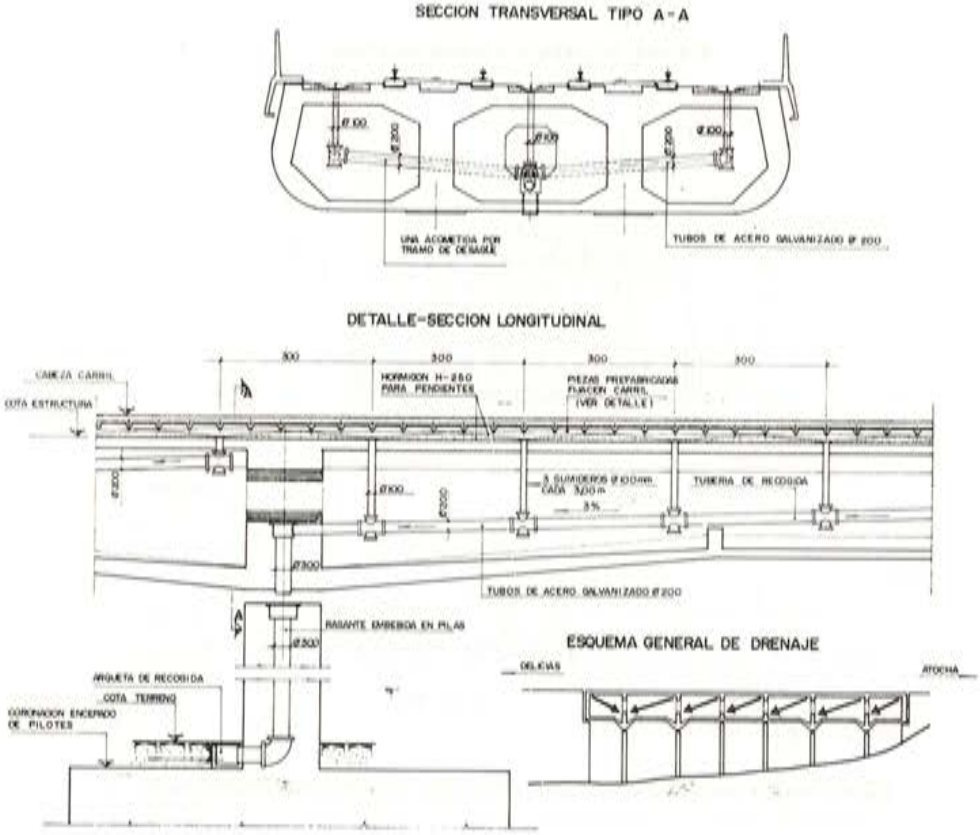
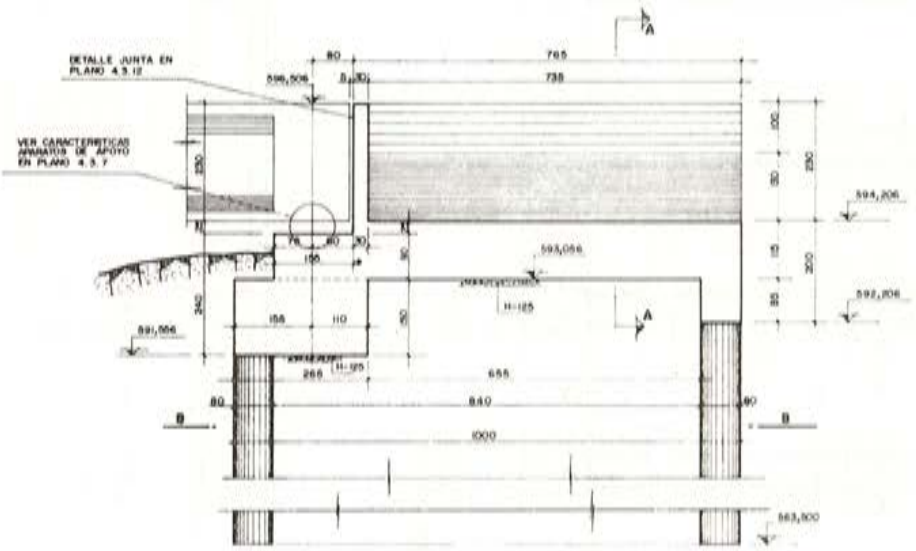


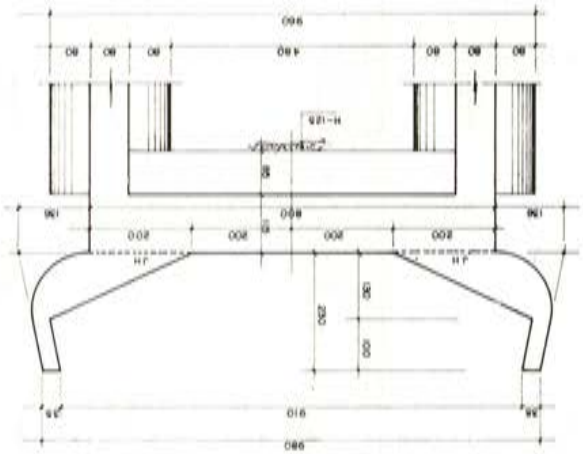
Figura 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

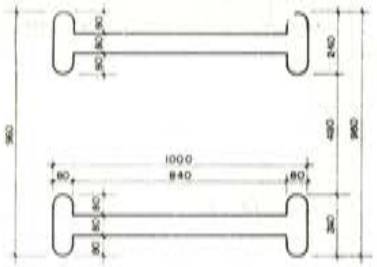
Comentaré también el sistema de sujeción longitudinal del tablero frente a esfuerzos de frenado. El apoyo sobre pilas se realiza mediante sendos aparatos de neoprenoteflón deslizantes unidireccionales. De este modo la pila recibe las acciones debidas a fuerza centrífuga y viento, dejando libertad de movimiento longitudinal al tablero. El apoyo fijo se establece en el estribo derecho, el cual debe absorber una fuerza horizontal suma de la de frenado más la de rozamiento de todos los apoyos deslizantes. Hemos dispuesto entonces una rótula plástica armada con barras a 45°, para garantizar la transmisión de una fuerza que alcanza las 570 t, y hemos concebido el estribo como una gran ménsula empotrada en el terreno firme (a unos 12 m de profundidad), sometida en cabeza a tal fuerza transversal. Por ello el estribo (fig. 8) se compone de dos pantallas excavadas de 10 m de longitud (o de canto), de sección doble T simétrica, capaces de soportar los esfuerzos de flexión y corte ejercidos por el tablero y de transmitir éstos al terreno a través de presiones normales de contacto y tangenciales de rozamiento. Ambas pantallas quedan arriostradas a nivel superior por una superestructura que forma el bloque de apoyo y el cuenco de continuidad del tablero.



Sección longitudinal (R.P.L.).



Sección A-A.



Sección B-B.

Figura 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

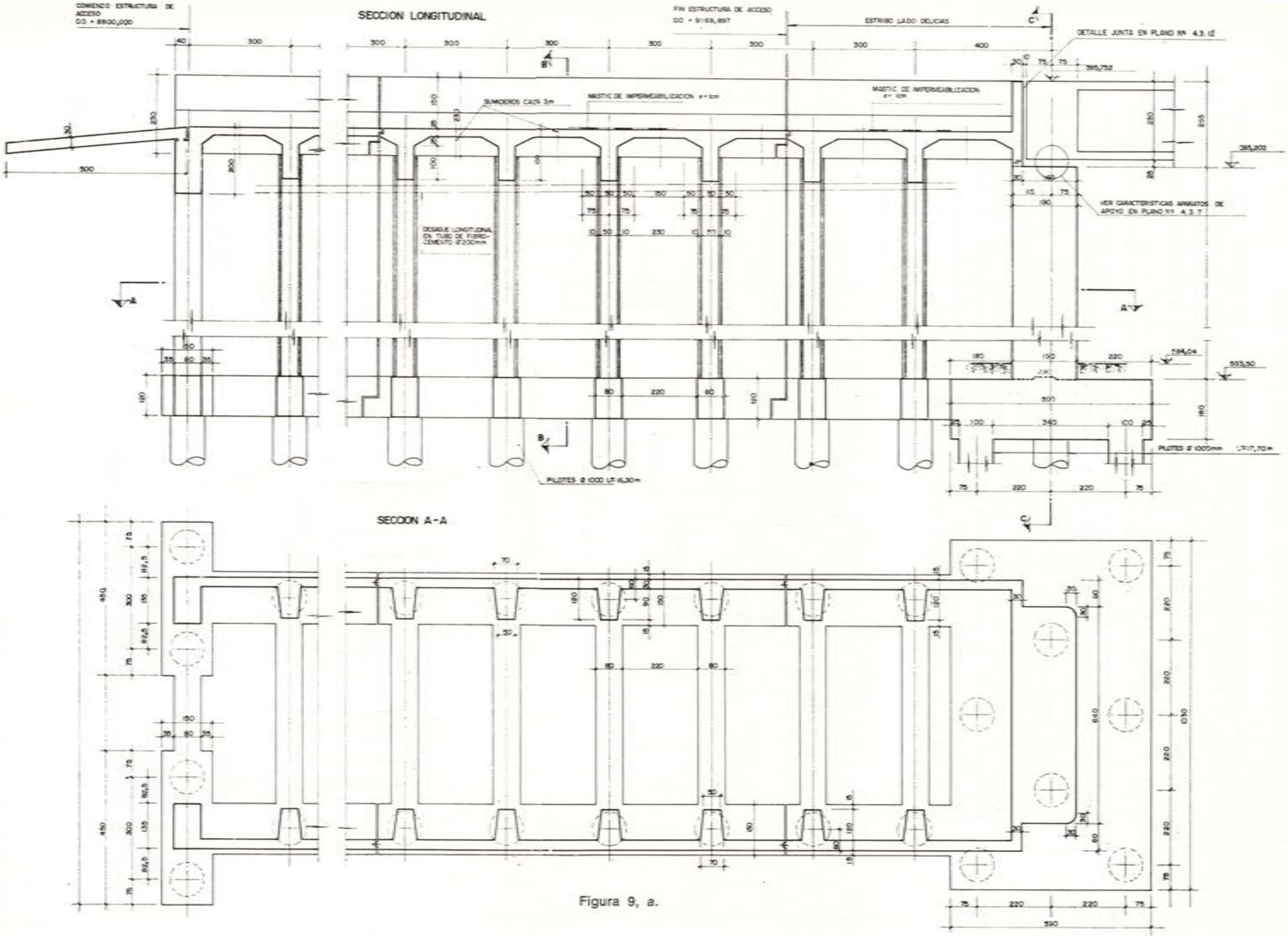


Figura 9, a.

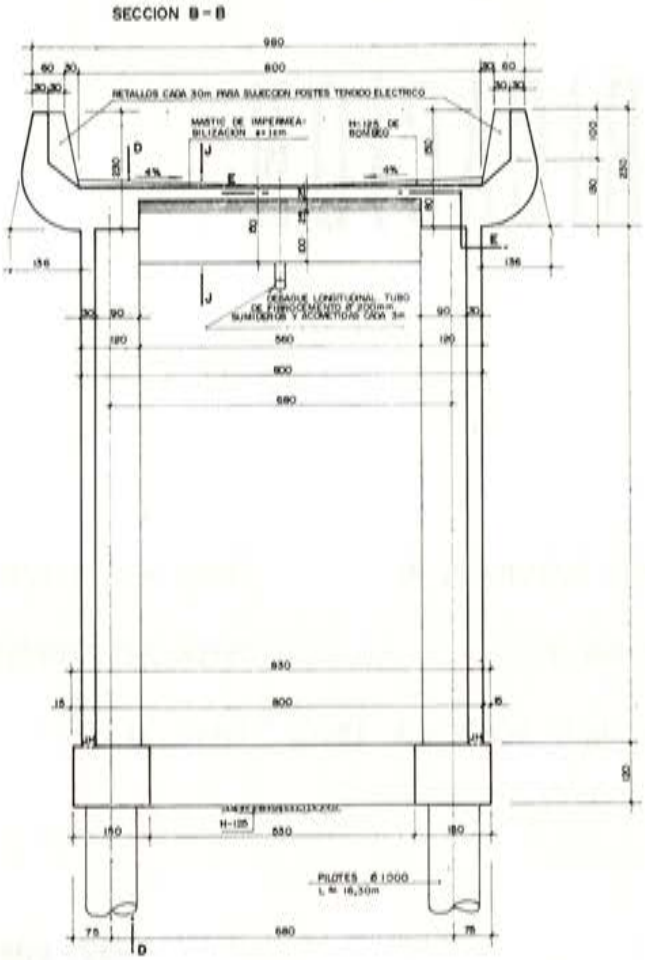


Figura 9, *b*.

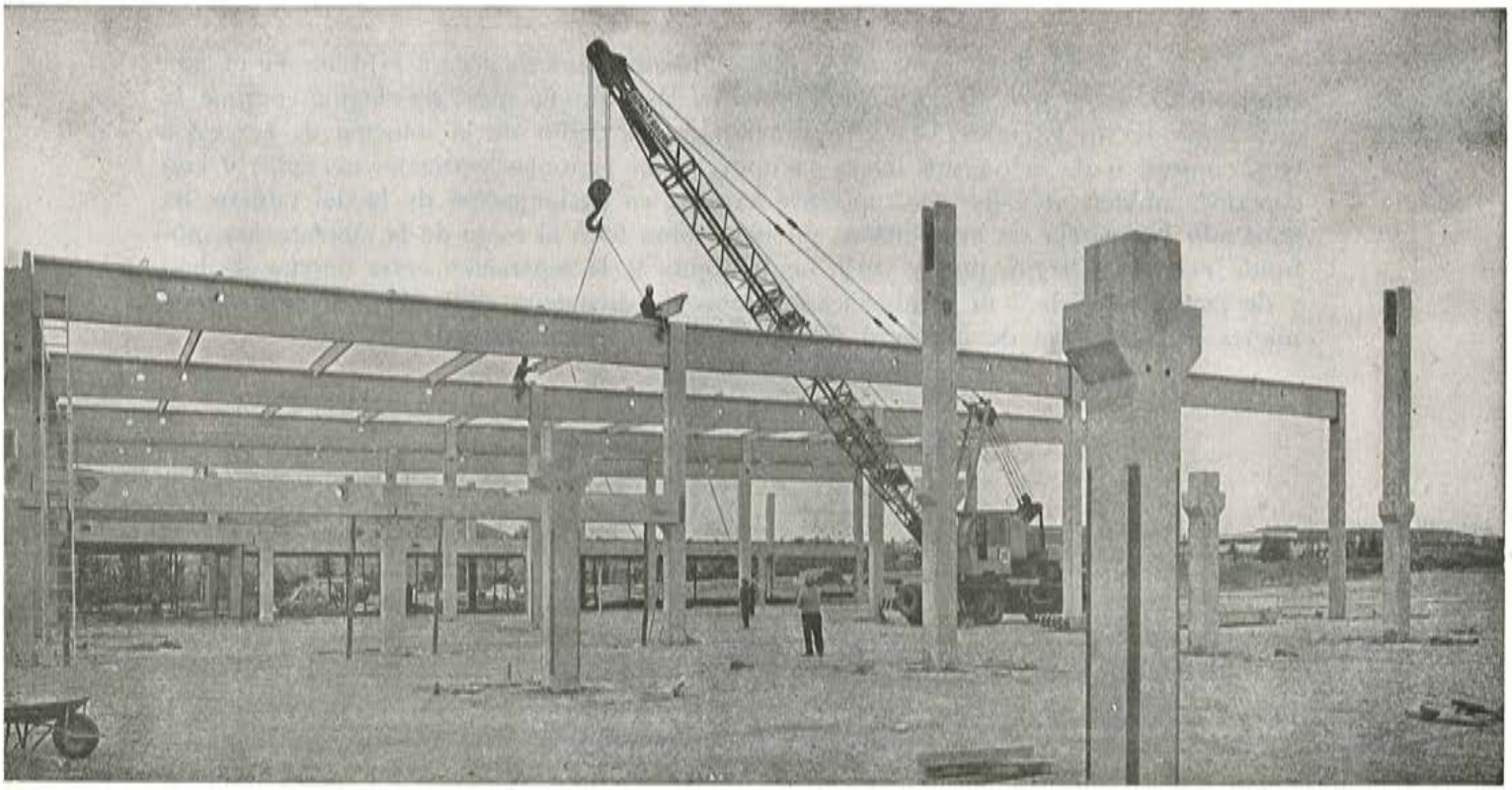
Voy a describir brevemente, por último, la estructura de acceso existente en el lado contrario al apoyo fijo. El costo prohibitivo de las expropiaciones ha exigido confinar la obra entre muros laterales. Una comparación de los costos de la solución de terraplén entre muros, o de estructura hueca compuesta por pantallas verticales nervadas y losa superior también nervada con superficie externa en prolongación de la del tablero, ha mostrado la ventaja de esta última, en base sobre todo al costo de la cimentación profunda necesaria. Según puede verse en la figura 9, la separación entre nervios de losa y de pantallas es de 3 m, estableciendo juntas de dilatación cada 12 m y disponiendo pilotes de 1.000 mm de diámetro debajo de cada soporte vertical.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

PREFABRICACION

MADRID	MONTE ESQUINZA, 30	TELEF. 4 19 24 12/16	CADE
BARCELONA	GERONA, 2	TELEF. 2 25 30 02/2 25 94 38	PIMOSA
SEVILLA	Avda. de la BORBOLLA, 13-15	TELEF. 23 61 17	PRESUM

NAVE PREFABRICADA POR CADE



Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

puente de los Consorios

RAMON DEL CUVILLO
Dr. Ing. de Caminos

El puente o paso inferior de los Consorios pertenece a una familia de quince puentes y ocho pasos inferiores que fue preciso construir en el tramo Figaredo-Campomanes, de la nueva carretera Oviedo-León. La longitud del tramo citado es de 14,7 kilómetros, y nos da idea de la importancia que tienen las obras de fábrica el que casi el cincuenta por ciento del presupuesto del proyecto era para dichas obras. Los puentes de carretera fueron tipificados en lo posible yendo a luces relativamente pequeñas, del orden de los veinticuatro metros, por razones fundamentalmente de gálibo.

Como es lógico, el puente de ferrocarril que nos ocupa, resulta una estructura singular bajo todos los aspectos: acciones de ferrocarril, oblicuidad y gálibo.

Aunque el proyecto del nuevo tramo se ha ejecutado sólo para dos carriles está previsto un futuro desdoblamiento, por lo que pareció conveniente construir el puente para la futura autopista. La sección total, como puede observarse en la figura 1, es de 26 metros, y el ángulo entre los ejes de carretera y ferrocarril es de 27°.

Se disponía de poco espacio bajo las vías de ferrocarril, ya que, como ocurre normalmente en este tipo de cruce, el gálibo ha de obtenerse bajando la rasante de la carretera, rasante limitada en este caso a cotas mínimas por la posibilidad de avenidas del río. La sección debía ser de tablero inferior con los inconvenientes ya conocidos que este tipo de sección trae consigo; dentro de este tipo elegimos el de almas inclinadas, con lo que se consigue un ancho mínimo de la base y una mayor amplitud y mejor disposición en lo que se refiere a la propia infraestructura del ferrocarril (balasto y traviesas especialmente). En este último aspecto nos impusimos la conveniencia de ir a una altura de la estructura sobre la vía lo menor posible, lo que significa ir a canto total mínimo. En la parte superior había que disponer como mínimo de un paseo de servicio; por simetría se proyectaron dos paseos que estructuralmente constituyen la cabeza de la viga, de forma que en flexión longitudinal puede asimilarse su comportamiento a uno doble T; estas alas superiores cumplen también su función resistente en el plano horizontal.

Respecto del puente en planta podríamos haber dispuesto dos vanos de 30 m, quizá isostáticos, pero con apoyos en oblicuidad respecto al eje del tablero; tras unos tanteos este esquema resultaba desfavorable en comparación con aumentar dichas luces (en un 10 por 100) e ir a un tablero continuo con dos vanos de 33 m, aprovechando al máximo la mediana y disponiendo los estribos al borde del arcén exterior.

La pila resultó casi instintivamente de sección octogonal con planos paralelos a los dos ejes (carretera y ferrocarril) y chaflanes respecto a la misma carretera. En la pila se dispuso, por simetría, el apoyo fijo de la estructura y sus dimensiones estaban casi supeditadas a la separación y dimensiones mínimas de los dispositivos de apoyo necesarios para soportar una carga máxima del orden de 1.300 t.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

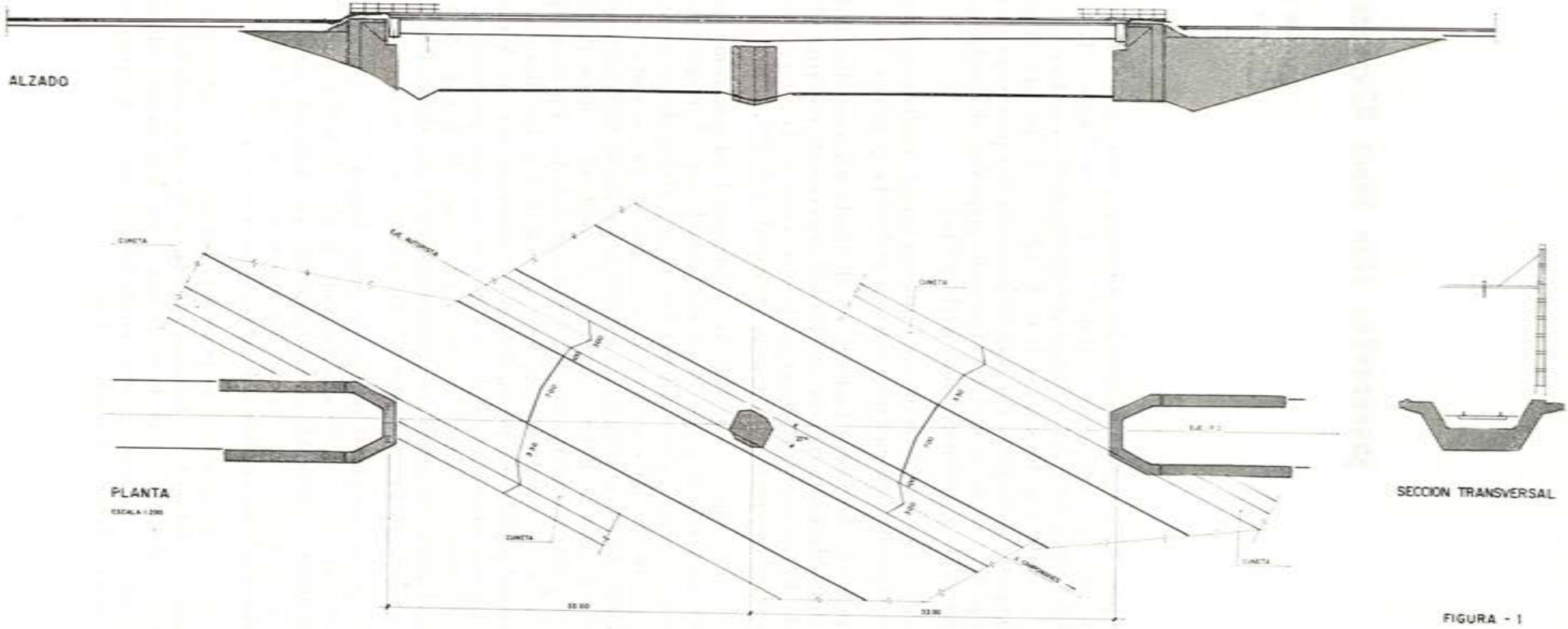


Fig. 1. — Planta y alzado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

A los estribos se les dio forma de "proa" para intentar disminuir el efecto de "masa" que en este caso por su proximidad a la calzada resulta importante. En estos estribos debíamos disponer de un ancho mayor que en la pila para separar los apoyos deslizantes, entre otras razones por equilibrio lateral del tablero.

La cimentación se efectuó con pilotes de 60 cm de diámetro y una profundidad media de 10 m, disponiéndose 16 pilotes en la pila central y 27 pilotes en cada estribo.

A fin de fijar con mayor precisión la forma y dimensiones de la sección del tablero, se consideraron y tantearon los tres tipos fundamentales siguientes:

— Losa inferior maciza y de espesor constante.

— Losa inferior de espesor constante, pero aligerada en tres círculos de 60 cm de diámetro.

— Losa inferior maciza de espesor variable con mínimo de 30 cm en estribos y máximo de un metro en pila central.

— Losa inferior maciza de espesor variable con mínimo de 60 cm en estribos y máximo de un metro en pila central.

Para cada solución se tantearon diversas dimensiones especialmente en el ancho de las alas superiores.

La solución elegida fue la indicada en el último lugar con canto total variable de 1,8 a 2,2 m, lo que supone una esbeltez máxima sobre la pila central de 1/15 y mínima de 1/18 sobre los estribos.

Se eligió, como es lógico cuando se va a cantos mínimos, una solución en hormigón pretensado. Nos parece un canto admisible, estéticamente considerado, y por tanteos con otro tipo de material también más económico.

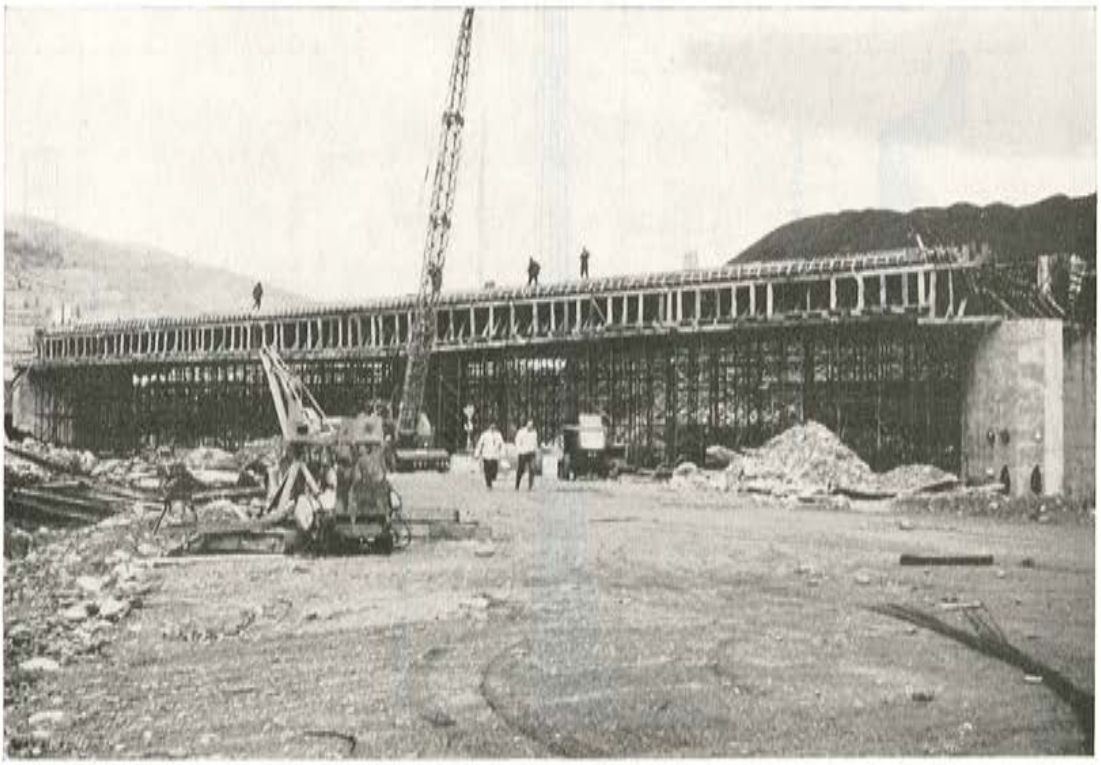


Fig. 2.—Cimbra y encofrado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

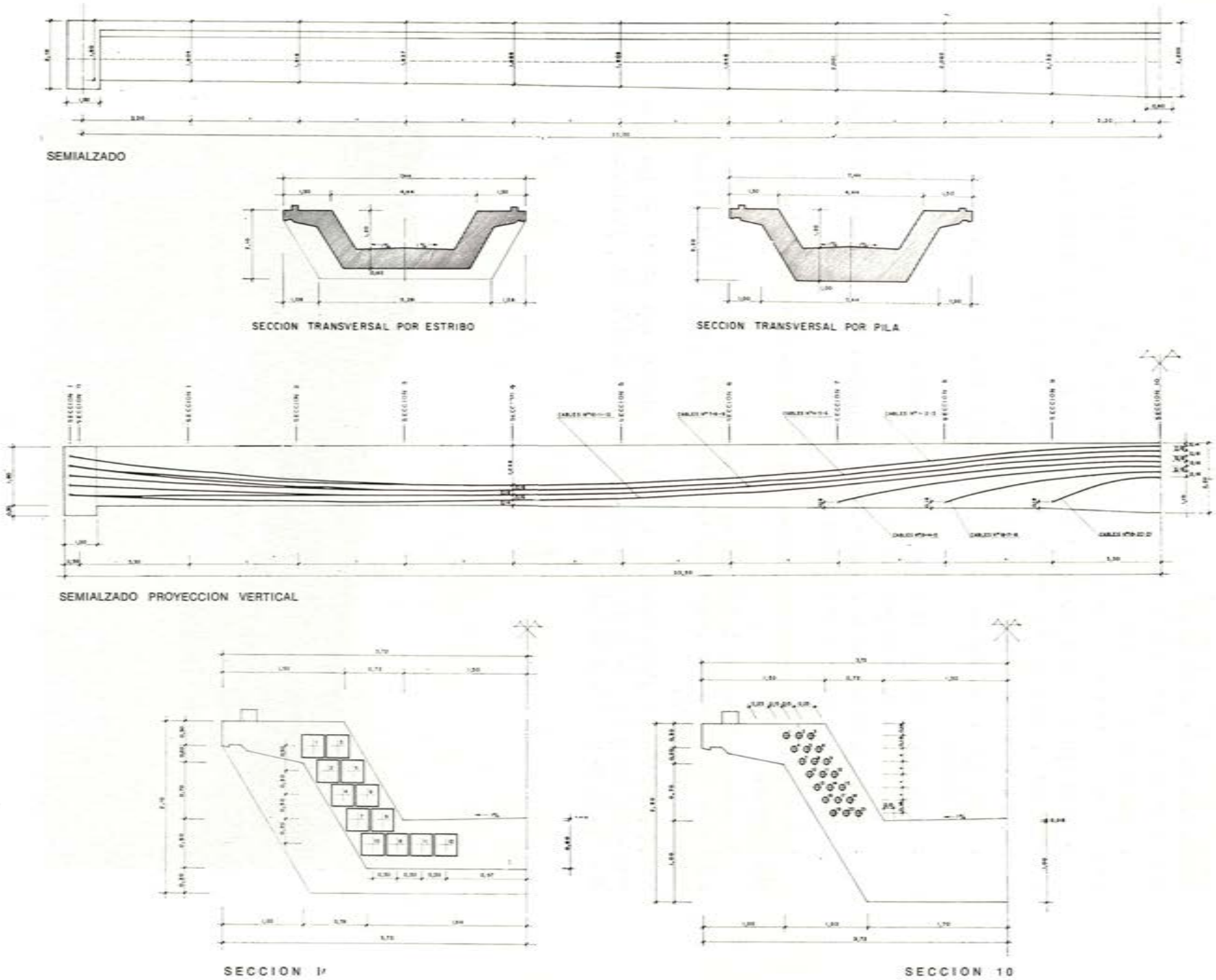


Fig. 3.—Plano de secciones y pretensado.

Conviene recordar que en casos de poco gálibo, como ya se ha indicado al principio, la cimbra por su simplicidad resulta económica (fig. 2).

El pretensado (fig. 3) está formado por 12 tendones en cada alma, siendo cada tendón 12 ∅ 0,5"; a estos tendones de estribo a estribo se le añaden seis "tendones-sombrero" de igual potencia y características que los principales. Con el fin de poder hacer frente a cualquier eventualidad que pudiera ocurrir durante el tesado de las armaduras, se proyectó con una carga inicial de tesado de sólo 158 t, lo que supone un 70 por 100 de la carga de rotura especificada (226 t).

En el cálculo se tuvo en cuenta la vigente instrucción de 1956, tanto en lo que se refiere a trenes tipo e impacto correspondiente a obras de hormigón con balasto, como a frenado, viento y demás acciones.

El cálculo del tablero se desarrolló en dos hipótesis estructurales distintas:

— Cálculo como viga continua de sección variable.
— Cálculo como losa plegada.

Como es normal en este tipo de estructuras, el pretensado proyectado sitúa a la estructura en lo que respecta a la flexión longitudinal, en la denominada clase I. La armadura pasiva longitudinal dispuesta responde a la idea de cuantía mínima, después de haber hecho las comprobaciones a rotura correspondientes. El pretensado resultante puede considerarse del tipo concordante dado el relativamente pequeño valor de los esfuerzos hiperestáticos obtenidos en el cálculo como viga.

Como tensión máxima de compresión de cálculo obtuvimos 140 kg/cm² y como mínima también de compresión 4 kg/cm².

El fuerte pico de la ley de momentos flectores sobre la sección de pilas obligó a disponer "tendones-sombrero". Debíamos haber evitado estos tendones ya que, aparte de no ser económicos, los cajetines que es necesario disponer para alojar los anclajes y realizar las operaciones de tesado resultan de dimensiones tales que debilitan las secciones transversales de las losas y obligan a disponer la armadura pasiva en forma sencillamente molesta de ejecutar y colocar.

Ante la posibilidad de que pudieran aparecer tensiones normales francamente distintas a las calculadas por distribución no uniforme en sentido horizontal, así como para estimar los esfuerzos en los ángulos de la sección, se procedió al cálculo como losa plegada.

Para ello se tomó una sección media, uniforme para todo el tablero y se dividió dicha sección en tres losas: superior horizontal, losa inclinada y mitad de losa inferior. A todos los efectos se consideró la estructura con simetría. Este cálculo sólo era posible realizar-

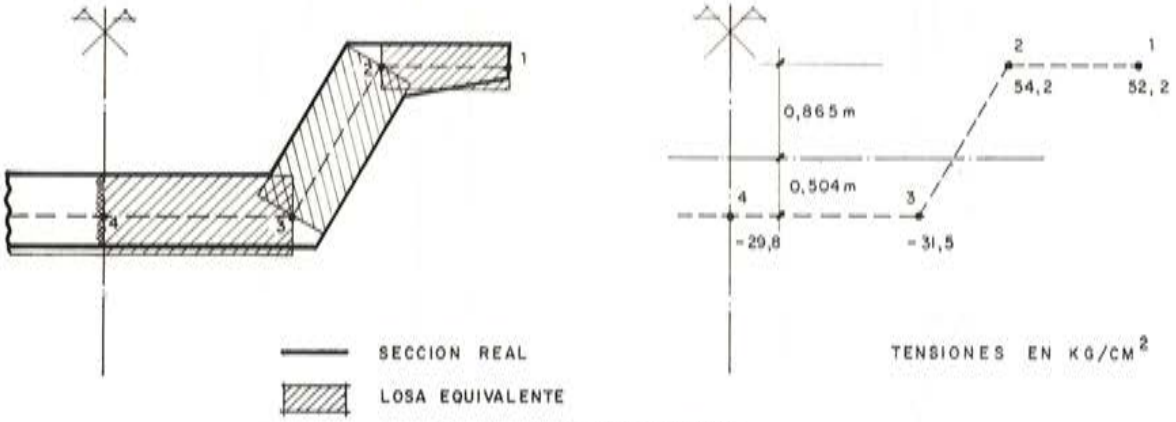
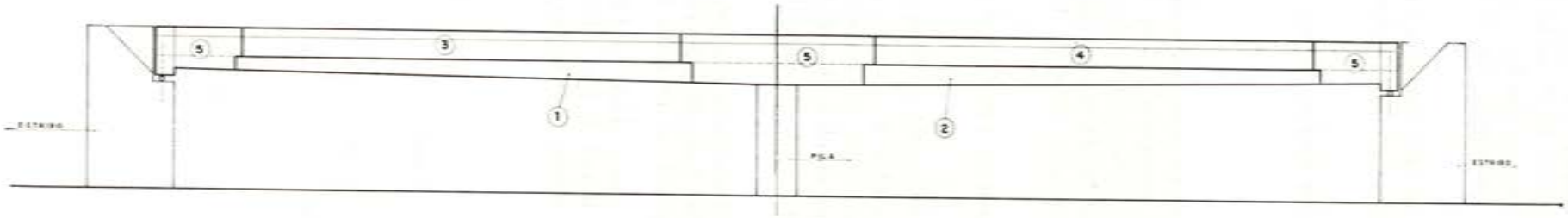


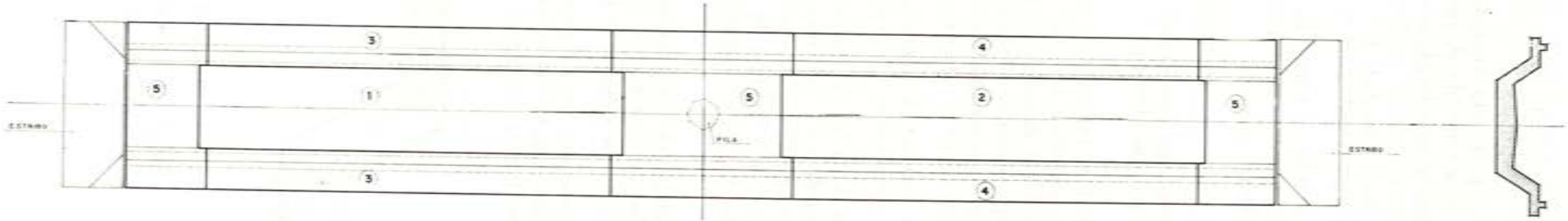
Fig. 4. — Tensiones normales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025



ALZADO



PLANTA

SECCIÓN

Fig. 5. — Fases de hormigonado.

lo como tramo isostático, por lo que se introdujo la reacción de la pila central como carga exterior.

En la figura 4 tenemos como ejemplo la distribución de tensiones normales deducidas de este cálculo para la sección 4, correspondiente a la hipótesis teórica de peso propio. A partir de estas tensiones teóricas se obtiene un momento flector $M = 1.090$ t a comparar con el obtenido por el cálculo como viga de $M = 953$ t. Esta diferencia, del orden del 13 por 100, podemos considerarla como admisible dadas las simplificaciones e hipótesis hechas en los cálculos. Las diferencias entre los valores de tensiones en horizontal pueden considerarse mínimas.

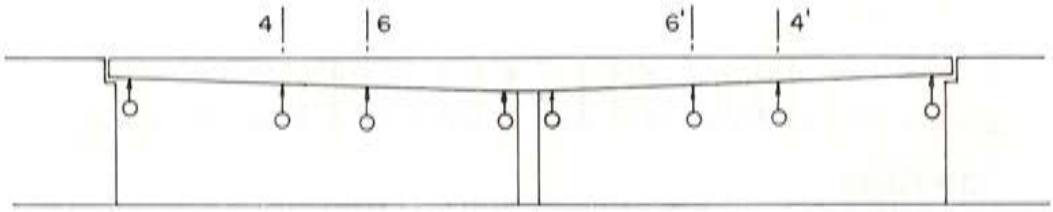
Respecto a esfuerzos cortantes, la concordancia respecto al cálculo como viga puede considerarse también como aceptable, excepto en la sección de apoyo, en la que por la forma de introducción de la carga debida a la reacción, los resultados del cálculo resultan sensiblemente distintos.

Fue posible también, como era objeto del cálculo, verificar la acción local del tren de 90 t (tres ejes de 30 t) con su correspondiente impacto en diversas posiciones. Por último, se introdujo el pretensado: cargas aplicadas en los extremos y carga repartida en la losa inclinada suponiendo una tensión media uniforme.

La ejecución se realizó in situ, con cimbra de tubos y encofrado de madera. El hormigonado se realizó en cinco fases, a fin de disminuir los efectos secundarios (fig. 5).

El hormigón, no obstante su consistencia y la densidad de armaduras existente en algunas zonas, se colocó y vibró debidamente, sin mayores problemas.

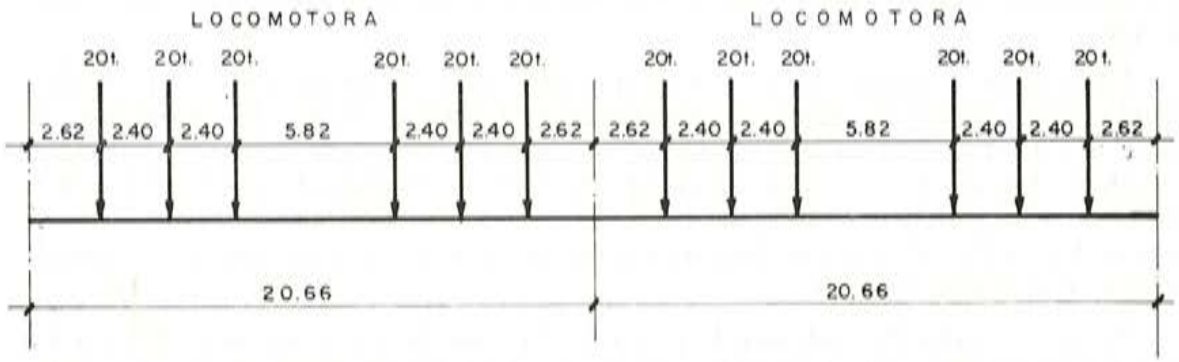
El tesado de las armaduras se inició en abril según programa de tesado simétrico y simultáneo para los tendones de extremo a extremo, consiguiéndose los alargamientos calculados con errores mínimos.



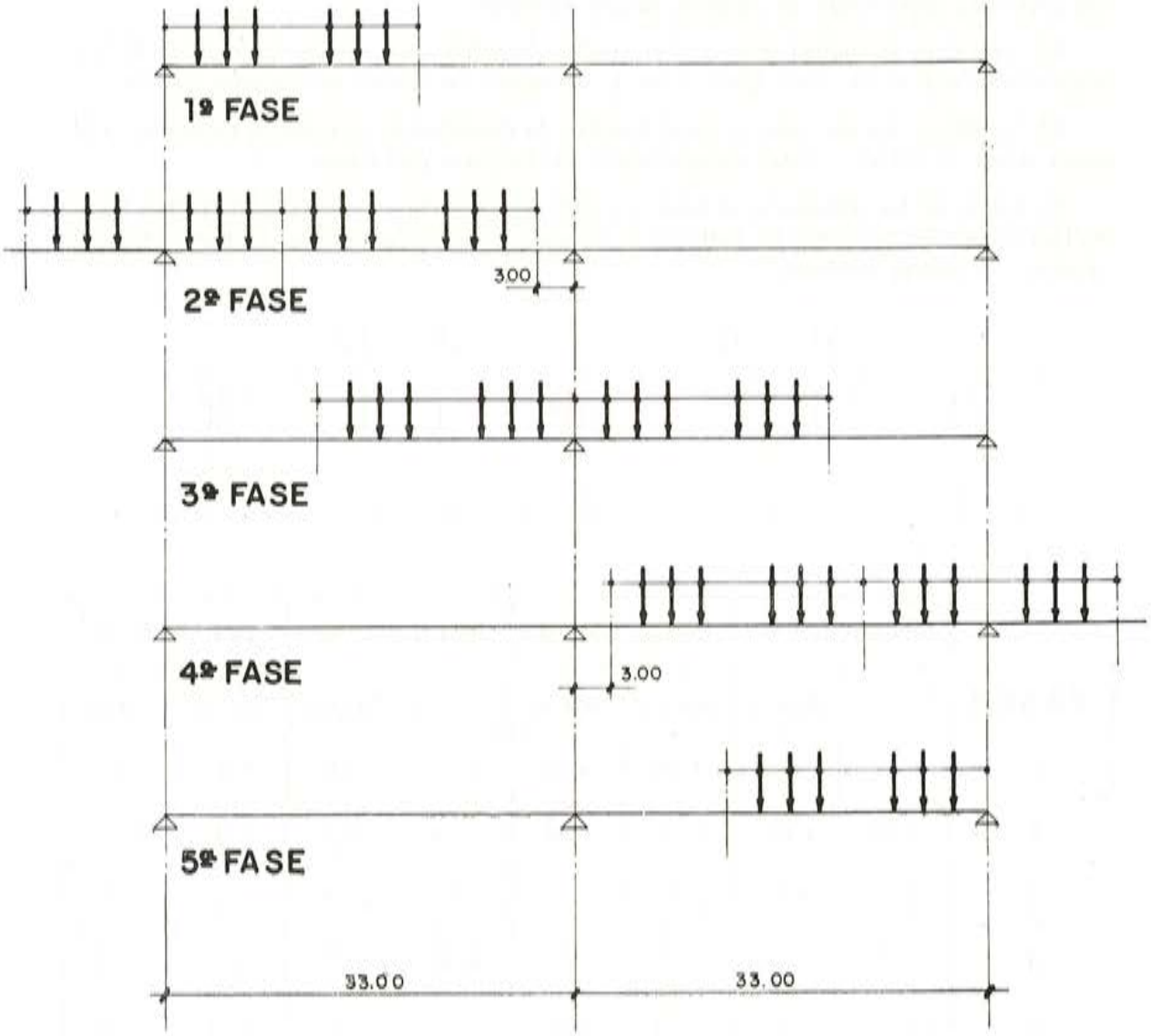
	SECCION - 4		SECCION - 6		SECCION - 6'		SECCION - 4'	
FASES	CALCULO	PRUEBA	CALCULO	PRUEBA	CALCULO	PRUEBA	CALCULO	PRUEBA
1	5,18	5,08	4,20	4,24	-2,22	-1.68	-2,00	-1.70
2	9,26	8,07	8,38	7,24	-4,34	-3,42	-3,96	-4,16
3	3,14	3,17	2,56	2,21	2,56	2,26	3,14	1,65
4	-3,96	-2,59	-4,34	-3,71	8,38	6,91	9,26	6,88
5	-2,00	1,34	-2,22	2,18	4,20	4,16	5,18	4,09

Fig. 7. — Flechas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025



TREN DE CARGAS



FASES DE CARGAS

Fig. 6. — Prueba de carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

La obra se terminó en junio y el día 2 de septiembre se procedió a la prueba de carga. Para dicha prueba pudimos disponer de dos locomotoras de 120 t facilitadas por RENFE, cuyas características de carga aparecen en la figura 6. La prueba se preparó para realizarla en cinco fases, siendo las dos últimas simétricas de las dos primeras. Estas fases están indicadas también en la figura 6.

El cálculo de flechas se realizó en la hipótesis de viga para las secciones 4 y 6, así como sus simétricas. En la figura 7 se muestra el esquema del puente con la posición de los flexímetros, así como las flechas calculadas y las medidas en la prueba.

En la figura 8 puede apreciarse una vista del puente durante las pruebas.

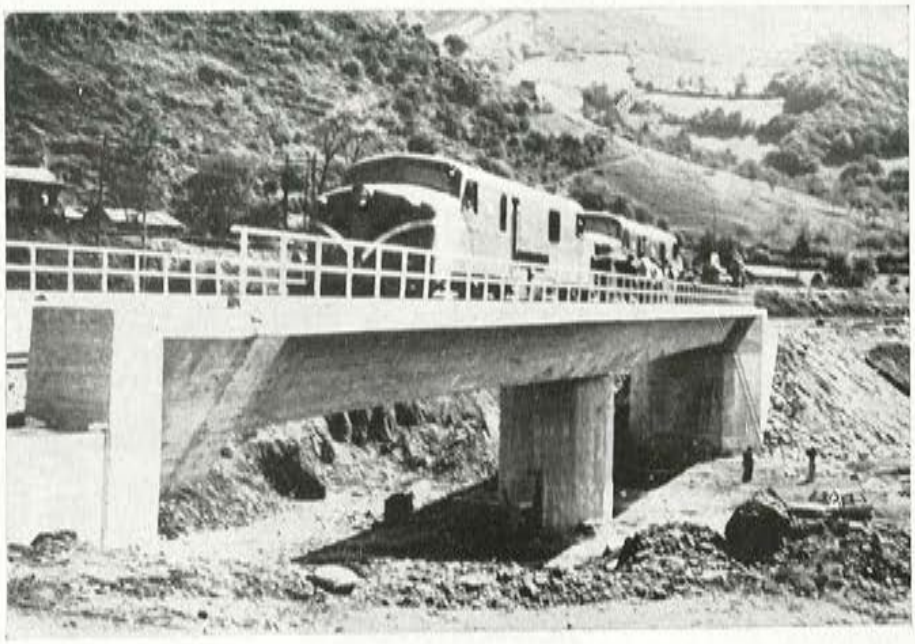


Fig. 8.—Vista del puente durante la prueba de carga.

El puente se puso en servicio en el mes de octubre, una vez electrificada la variante.

La dirección de la obra estuvo a cargo de don Alejandro Checa Ledrón, auxiliado por don Francisco Javier Alvarez García, del Servicio de Construcción de la Segunda Jefatura Regional de Carreteras.

Por parte de la empresa constructora, Construcciones Civiles, S. A., actuó de jefe de las obras don Amós Blanco Díaz.

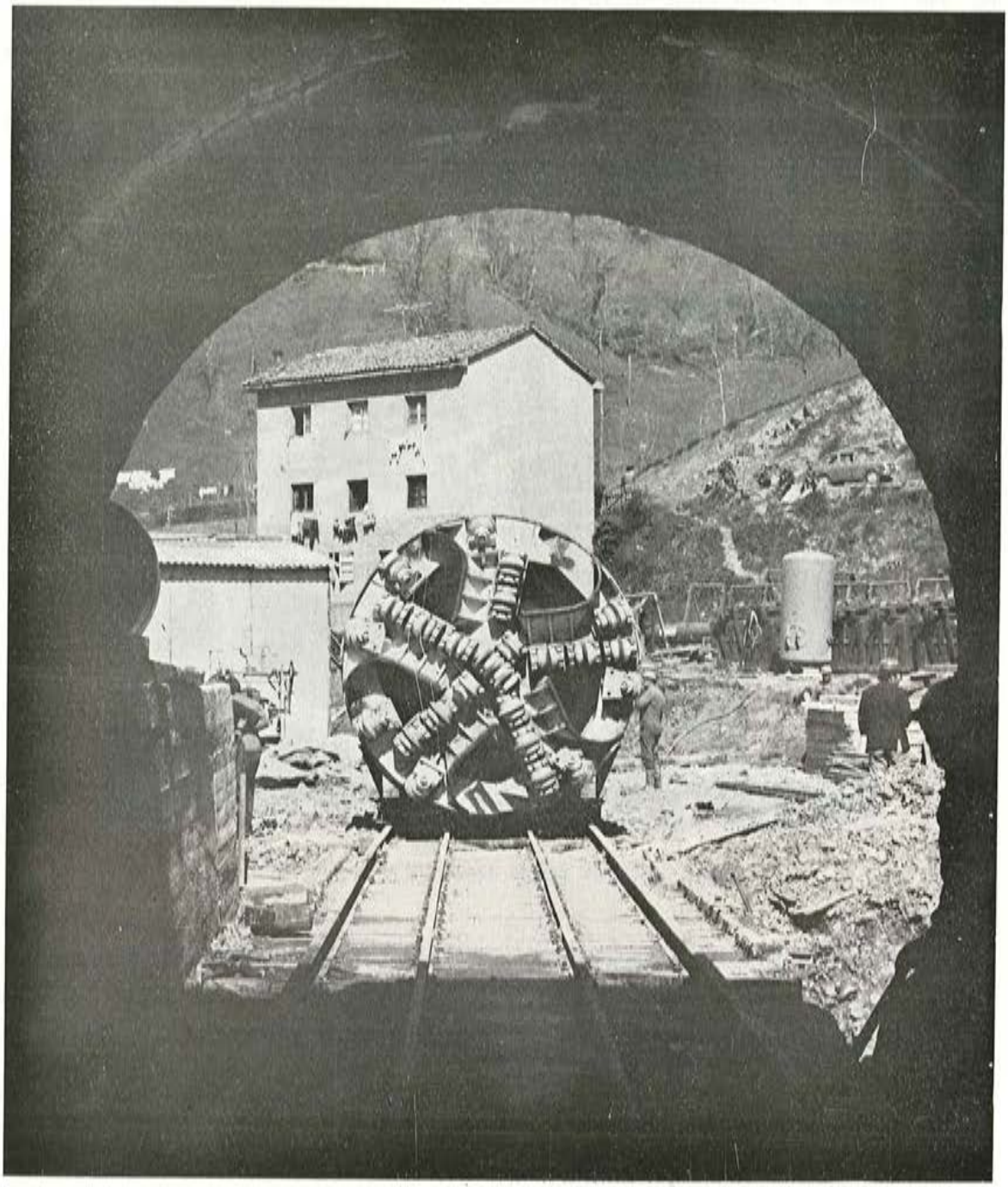
El sistema de pretensado utilizado fue Barredo.

Los datos principales del tablero son los siguientes:

Hormigón (f_{ck} = 350 kg/cm²)	385 m³
Acero (f_y = 4.600 kg/cm²)	41 t
Acero de pretensado ($f_{máx}$ = 226 t)	18 t
Superficie del tablero	500 m²
Encofrado	860 m²

Las fechas indicadas se refieren al año 1974.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025



CONSTRUYE:

ENTRECANALES
Y TAVORA, SA

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

591-2-80

apoyos elastoméricos en viaductos, puentes ferroviarios y estructuras

JUAN CARLOS LASFUENTES
Director técnico de Inbadelca, S. A.

Como todos sabemos, en el sentido más general, el soporte o apoyo es el aparato destinado a cumplir con los requisitos de los valores límite exigidos en los proyectos, a fin de que permitan con el mínimo esfuerzo los movimientos a que está destinada una estructura.

Hasta hace unos años se utilizaban como soportes aparatos de acero, tanto en la variedad de fijos como móviles.

Todos estos apoyos metálicos se han caracterizado porque las fuerzas de apoyo son transmitidas por superficies de contacto muy reducidas, para permitir los movimientos deseados con el mínimo esfuerzo.

La alta concentración de estas líneas de fuerza implica siempre un considerable "desgaste" del material.

Las altas presiones en las superficies curvadas de contacto fijan calidades especiales en cuanto al material y a su acabado.

Por ello, las nuevas tendencias que han provocado el uso de los elastómeros, intentan utilizar elementos elásticos de gran deformabilidad y recuperación, evitando estas concentraciones de las fuerzas del apoyo y consiguiendo la transmisión de fuerzas en grandes superficies.

Asimismo, se ha conseguido, al utilizarlos, evitar toda mano de obra de mantenimiento durante el transcurso de su función.

A fin de una mejor comprensión del sistema, expliquemos en un principio qué es un elastómero.

El elastómero es un material que posee unas grandes cualidades de elasticidad y recuperación a cualquiera de las acciones a que se le someta, tracción, compresión, cizallamiento, etc.

A este tipo de materiales naturalmente responden los cauchos, los cuales pertenecen a la clase de sustancias conocidas como altos polímeros de gran longitud de cadena molecular. Estas cadenas moleculares son flexibles y, una vez reticulados, tienen la capacidad de deformarse elásticamente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Debemos de clasificar dentro de la denominación de cauchos dos variantes:

1. Caucho natural.
2. Caucho sintético.

El primero, obtenido de la Naturaleza, y el segundo, derivado del petróleo y obtenido químicamente, del cual se han formado una serie de variantes destinadas a una mayor especialización en las propiedades y características ofrecidas.

Podemos resumirlas en el cuadro que insertamos en la página siguiente.

Naturalmente, y aun dentro de cada tipo de caucho, existen otras muchas variantes que aún perfilan más las características que ofrecen en cuanto a proceso, propiedades, etcétera.

La base de utilización de los apoyos de elastómeros está en razón a la facilidad de deformación de éstos a cualquiera de las solicitaciones requeridas, cuales son: esfuerzos de compresión, desplazamiento y giro.

Ahora bien, lógicamente su utilización depende de unos límites máximos, cuyos coeficientes han sido especificados en normas editadas a tal efecto, después de haber realizado un estudio completo de las limitaciones del material en el transcurso de su vida.

Por ello, y como complemento, se puede decir que:

— El esfuerzo de compresión suele ser inferior a 150 kg/cm² de la superficie del apoyo.
— El desplazamiento, menor al 0,7 de la altura neta del apoyo.
— El giro, menor al coeficiente: dos veces la deformación por anchura del apoyo.

Sin más, estos coeficientes definen, como hemos dicho, las limitaciones del apoyo, previniendo de un posible envejecimiento en el transcurso del tiempo, pero no determinan en absoluto la resistencia instantánea del mismo.

Es conveniente indicar que existe una notable diferencia en el concepto de resistencia de un elemento metálico y los elastómeros. Mientras que en un elemento metálico el coeficiente de seguridad de uso se limita normalmente en 1,33, en el elastómero es realmente superior a 10, lo que da una mayor seguridad instantánea en su empleo.

Lógicamente ello es función de una mayor garantía y más aún cuando en el caso de los apoyos nunca la rotura es instantánea, sino que en caso de sobrepasar cualquier límite, se produciría mucho antes y durante un tiempo muy prolongado:

a) Unas deformaciones plásticas.

b) Unas pequeñas grietas que alertarían en un principio, dando un tiempo suficiente posterior a un asentado análisis y, si se estima, posibilidad lenta de recambio.

En ensayos realizados en nuestros laboratorios hemos comprobado que:

1. A esfuerzos de compresión, y con valores superiores a 1.600 kg/cm², un apoyo convencional no presenta en absoluto, después de dicho ensayo, modificación de su estructura.
2. Con esfuerzos de cizalladura superiores a tres veces la altura neta del apoyo tampoco presenta ninguna modificación.

Todo esto ratifica la seguridad de uso del apoyo elastomérico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

	Tipos de caucho		Propiedades físicas	Deformación remanente	Envejecimiento a			Resistencia al frío	Resistencia a disolv.	Resistencia a abosrc. de agua	Permeabilidad a los gases	Precio
					Ozono	Luz solar	Calor					
SINTETICOS	NR	Caucho natural	Excel.	Buena	Pobre	Pobre	Buena	Excel.	Pobre	Muy buen.	Regular	Bajo
	SBR	Butadieno-estireno	Excel.	Buena	Pobre	Pobre	Buena	Excel.	Pobre	Muy buen.	Regular	Bajo
	IR	Poli-isopreno	Excel.	Buena	Pobre	Pobre	Buena	Excel.	Pobre	Muy buen.	Regular	Medio inf.
	NBR	Butadieno-acrilonitrilo	Buena	Regular	Regular	Regular	Buena	Buena	Excel.	Regular	Regular	Alto
	IRR	Isopreno-isobutileno	Buena	Pobre	Muy buen.	Muy buen.	Muy buen.	Excel.	Pobre.	Excel.	Excel.	Medio inf.
	BR	Polibutadieno	Buena	Muy buen.	Pobre	Pobre	Buena	Muy buen.	Pobre.	Muy buen.	Regular	Bajo
	EPDM	Etileno-propileno	Buena	Regular	Excel.	Excel.	Excel.	Muy buen.	Pobre.	Muy buen.	Muy buen.	Medio sup.
	CR	Policloropreno	Excel.	Buena	Excel.	Excel.	Excel.	Buena	Excel.	Muy buen.	Muy buen.	Alto
	CSM	Polietileno clorosulfonado	Muy buen.	Pobre	Superior	Superior	Superior	Excel.	Excel.	Superior	Superior	Muy alto
		Poliacrílico	Muy buen.	Regular	Regular	Regular	Superior	Regular	Muy sup.	Buena	Buena	Muy alto
	FPM	Vitón	Excel.	Muy buen.	Muy sup.	Muy sup.	Muy sup.	Superior	Muy sup.	Muy buen.	Muy buen.	Medio sup.
		Silicona	Pobre	Pobre	Muy sup.	Muy sup.	Superior	Muy sup.	Regular	Buena	Buena	Superior

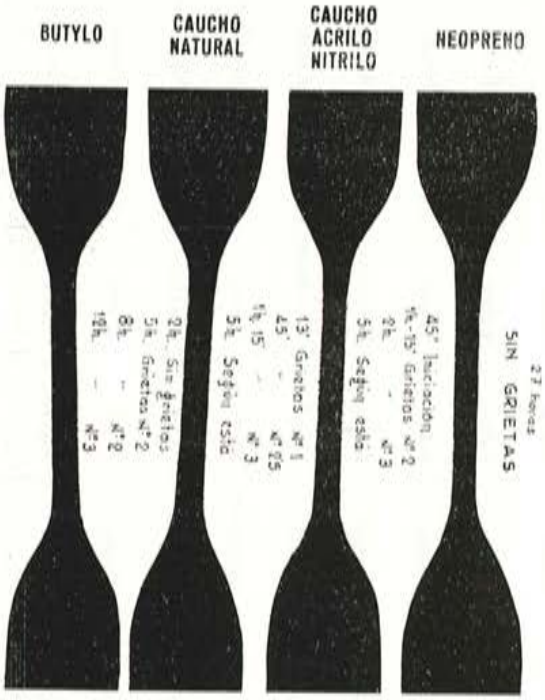
Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Como es sabido, las características de los apoyos elastoméricos están basadas en las normas A.A.S.H.O. (American Association of State Highway Official), las cuales las tenemos enumeradas en el catálogo número 3, anexo 1, de INBADELCA, y aprobada desde el año 1957 en la mayoría de los países europeos.

Es conveniente resaltar, después de las explicaciones anteriores, que de todas estas características exigidas a los apoyos, si se desea analizar uno de ellos en ensayos de corta duración y rápidamente, las que realmente interesan a efectos de importancia son las propias de envejecimiento, posible deformación remanente y módulo de elasticidad en frío. Esto se puede explicar, puesto que si con un solo ensayo el apoyo puede resistir esfuerzos físicos de más de diez veces el solicitado, no será válido un ensayo de este tipo, como hemos apreciado que muchas veces se realiza.

Por lo tanto, vamos a analizar la importancia del envejecimiento, deformación remanente y módulo de elasticidad en frío.

El envejecimiento se define en un elastómero como la rotura molecular de su estructura y se caracteriza de dos formas: *a*) por un endurecimiento del material y *b*) por lo más característico, que es una formación de grietas en su exterior.



Envejecimiento por ozono.
Concentración 2.300 P P H M.
Alargamiento 20 %

El envejecimiento es provocado en el elastómero por una combinación del esfuerzo físico a que está sometido el apoyo y el químico que es el ambiente que le rodea, en este caso: ozono, rayos ultravioletas, lluvia, etc.

Las normas indican para su análisis dos tipos de envejecimiento:

a) Aire caliente con circulación forzada.

Modificación de características físicas después de setenta horas a 100° C:

— Dureza: + 15 puntos.
— RT: ± 15 puntos.
— AI: — 40 puntos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

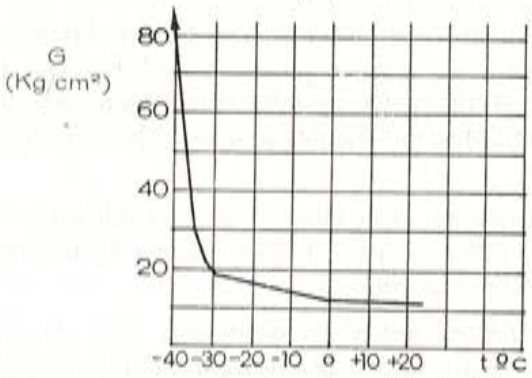
b) Ozono, concentración de 1 p.p.m. de aire, con un 20 por 100 de alargamiento, 38º C.:

No produce grietas.

En nuestros laboratorios este análisis es utilizado por sistema doble en cada una de las mezclas utilizadas.

La deformación remanente consiste en averiguar el comportamiento a la posible deformación del apoyo en función de la carga y del tiempo, y se calcula provocando en una probeta una deformación determinada conjuntamente con envejecimiento del material según normas A.S.T.M. para elastómeros. De esta forma, se puede predecir sin problemas el comportamiento a esta solicitación del apoyo, en una relación a una compresión continuada y al cabo del tiempo.

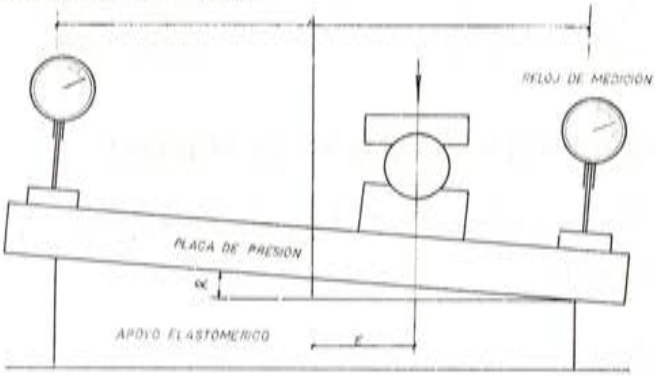
El módulo de elasticidad a bajas temperaturas es conveniente resaltarlo, puesto que si basamos que los apoyos se realizan en el material denominado cloropreno, y éste, según el tipo utilizado, puede ser más o menos cristalizable, entonces pueden ser empleados aquellos tipos que para conseguir un mejor precio, sin embargo, demuestran una tendencia a la cristalización a esas temperaturas, originando un aumento en el módulo que influye notablemente en la rigidez del apoyo.



Además de estos ensayos que caracterizan la calidad del apoyo existe otro que realmente puede extremar la seguridad de empleo, cual es la prueba dinámica de duración con carga excéntrica, y que también explicamos en el catálogo número 3, anexo 1, de INBADELCA, el cual, por nuestra parte y como fabricantes, hemos realizado en el Lehrstuhl und Institut für Bau von Landverkehrswegen, de Munich, bajo la dirección del doctor J. Eisenmann.

Esta ensayo determina:

1. La resistencia dinámica del apoyo en función de:
   1.a. La carga.
   1.b. La excentricidad de ella.
2. Comportamiento del adhesivo.



Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Por lo tanto, y resumiendo, estimamos que si se pretende realizar, para su comprobación, el análisis o la idoneidad de un apoyo, se deberá en principio obtener las resistencias que hemos considerado importantes, es decir:

1) envejecimiento;
2) deformación remanente;
3) módulo de elasticidad en frío,

ya que de esta forma se ha conseguido clasificar netamente la resistencia del apoyo como tal. Esto, naturalmente, en un tiempo "record", puesto que como máximo necesitarán setenta y dos horas de ensayo.

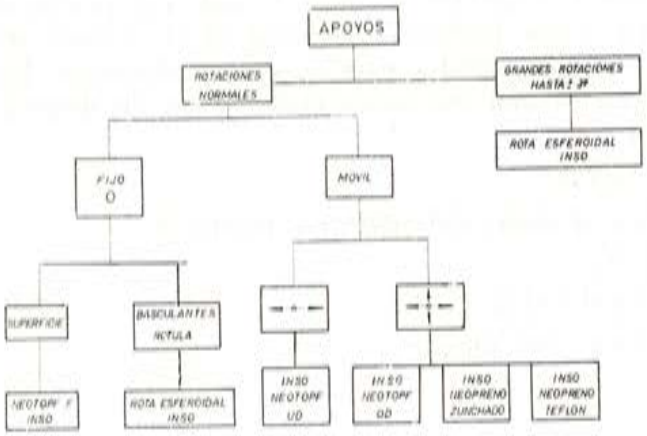
Si además lo complementan con el resto de ensayos que se enumeran en las normas, se conseguirá, naturalmente, una seguridad plena del ensayo.

Volvemos a insistir que un ensayo físico (por ejemplo, de compresión) no indica nada en absoluto respecto a su resistencia, puesto que cualquier otro elastómero y con características muy inferiores puede resistirlo perfectamente, debido al gran margen de seguridad que ofrecen los elastómeros para estos esfuerzos únicos, ya que el problema del caucho no es una rotura inmediata, sino su degradación al cabo del tiempo.

Dentro de los elastómeros, el caucho que definen las normas A.A.S.H.O. es netamente el cloropreno; solamente en un principio en Francia e Inglaterra fueron utilizados apoyos de caucho natural, pero esto ha sido prácticamente desestimado, debido a algunos problemas presentados en cuanto a su envejecimiento y a su destrucción bacteriológica.

Debemos de pensar que en el ensayo de envejecimiento en ozono se someten a concentraciones que corresponden a más de cien años a la intemperie y, por lo tanto, ya definen el tipo de elastómero a emplear.

Analicemos de una forma rápida los diferentes tipos de apoyos elastoméricos utilizados y fabricados por nuestra firma, puntualizando en sus características más peculiares y en los detalles que estimamos más importantes.



APOYOS CONVENCIONALES NEOPRENO ZUNCHADO

Estos apoyos, en que conjugan tres elementos cuales son:

1) caucho cloropreno;
2) adhesivo;
3) parte metálica,

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

deben ser calculados adecuadamente a fin de conseguir la composición ideal para el esfuerzo que se les solicita.

Anotamos, según nuestra experiencia, que a veces se cometen ciertos fallos en su cálculo y en su pedido que creemos es conveniente resaltar:

1. Los apoyos deben de presentar en su "sandwich" un espesor de capa de cloropreno entre chapa y chapa que varía en función de la carga y de la superficie del apoyo, es decir, en lo que llamamos factor de forma.

   Lógicamente con ello conseguimos mejorar el aparato de apoyo, haciéndole trabajar más correctamente en función del giro.

2. Los apoyos, a medida del aumento de factor de forma, podrán trabajar a esfuerzos de compresión más elevados. Por lo tanto, existirán apoyos que trabajen correctamente a 100 kg/cm² y otros que lo pueden a 200 kg/cm².

3. Las chapas de zunchado no serán siempre del mismo espesor, pues éste variará en función del factor de forma y como consecuencia del esfuerzo a compresión.

Así, pues, existirán apoyos en que el espesor de chapa podrá ser de 2 mm y otros de 6 mm.

La razón de esta diferencia será, además de la perfecta distribución de la carga, el que la chapa no doble cuando se produzca el máximo desplazamiento horizontal, ya que el caucho, debido a su resistencia a deformarse, hace una tracción a la chapa en el voladizo desplazado que si no ofrece cierta resistencia, la dobla totalmente.

Otro tema importante en este tipo de apoyos es el adhesivo, que reacciona químicamente al cloropreno y parte metálica.

Es fundamental la perfecta adhesión y su análisis, el cual explicamos en el informe número 3, anexo 1.

Por nuestra parte, hemos realizado análisis en la República Federal Alemana para comprobación de la efectividad del mismo, sometiendo no solamente a efectos dinámicos de posible despegue (Instituto de Munich), sino también provocando oxidaciones dentro del elemento metálico para favorecer la destrucción del mismo. Podemos indicar que hemos obtenido los mejores resultados, estando, por lo tanto, a la altura de las mejores firmas europeas.

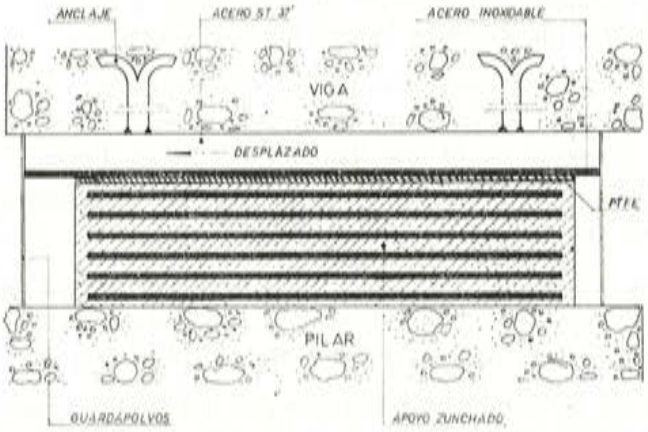
En este tipo de apoyos hemos conseguido fabricar apoyos que, según nuestras noticias y las expresadas por Du Pont de Nemours (firma que fabrica la materia prima del neopreno), son los más grandes fabricados hasta el momento, para 2.400 t, ± 40 mm de desplazamiento y 2 por 1.000 de giro, trabajando a esfuerzos de 210 kg/cm²; éste es el caso de los utilizados en la construcción de la estación de Sants, de Barcelona, por la firma CYDEA. La verificación de estos apoyos fue realizada en el Instituto de Munich, anteriormente referenciado, bajo unas condiciones severas, pues era la primera vez en la historia que a los apoyos se les sometía a esfuerzos de esta índole, dando los resultados netamente satisfactorios.

APOYOS DE NEOPRENO-TEFLON

Este tipo de apoyos realmente son basados en los anteriores, con la variante de que en su cara superior tienen reaccionado al neopreno una placa de teflón PTFE (politetrafluoretileno), polímero plástico que se caracteriza fundamentalmente por su resistencia química, alta capacidad de aislamiento eléctrico, alta resistencia a la intemperie y bajo

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

coeficiente de fricción en una gama de temperaturas entre —60 y +250° C aún sin lubricación.



El apoyo, pues, confeccionado de esta forma desliza sobre una placa metálica preparada a tal efecto, es decir, con superficie de acero inoxidable 18/8 pulido espejo.

El teflón utilizado es de color blanco (puro), cuyo coeficiente de rozamiento disminuye al ser sometido a grandes cargas y bajas velocidades de deslizamiento.

Así, pues, como datos orientativos, podemos significar los coeficientes de rozamiento o fricción entre diferentes variantes de teflón y en función de la carga.

Material de disco	Material de placas	Coeficientes de rozamiento o fricción		
		100 kg/cm²	300 kg/cm²	500 kg/cm²
Teflón-disulfuro molibdeno ...	Cromo duro	0,028	0,011	0,0085
	poliamida	0,018	0,0115	0,0095
Teflón blanco	Teflón blando	0,028	0,0135	—
Teflón blanco	Cromo duro	0,022	0,0165	0,010
	poliamida	0,016	0,0115	0,0095

En esta serie de aparatos conviene resaltar que es muy importante, además del dimensionado del apoyo:

1. La calidad del teflón a emplear.
2. Sistema de unión teflón-neopreno, que siempre tiene que ser por adhesión mediante reticulación.
3. La placa superior metálica, que debe de presentar la cualidad de ser acero inoxidable pulido espejo.

Asimismo, podemos decir, según nuestra experiencia, que es muy importante en este apoyo el trato en obra, puesto que al tener superficies fácilmente dañables es necesario darles un trato especial a fin de evitar cualquier anormalidad.

Del mismo modo, creemos que, aunque para el desplazamiento, nosotros en fábrica damos una seguridad de sobredimensionado en el posible recorrido, en obra hay que dar, en el momento de colocación, las consideraciones oportunas para que el apoyo se coloque desplazado según el criterio del proyecto y según el momento de colocación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

También es muy importante la colocación del guardapolvos para proteger del polvo y suciedades.

APOYOS NEOTOPF

Este apoyo es realmente importante en la realización de grandes obras, permitiendo una seguridad de empleo al mismo tiempo que ofrece una serie de cualidades difíciles de igualar.

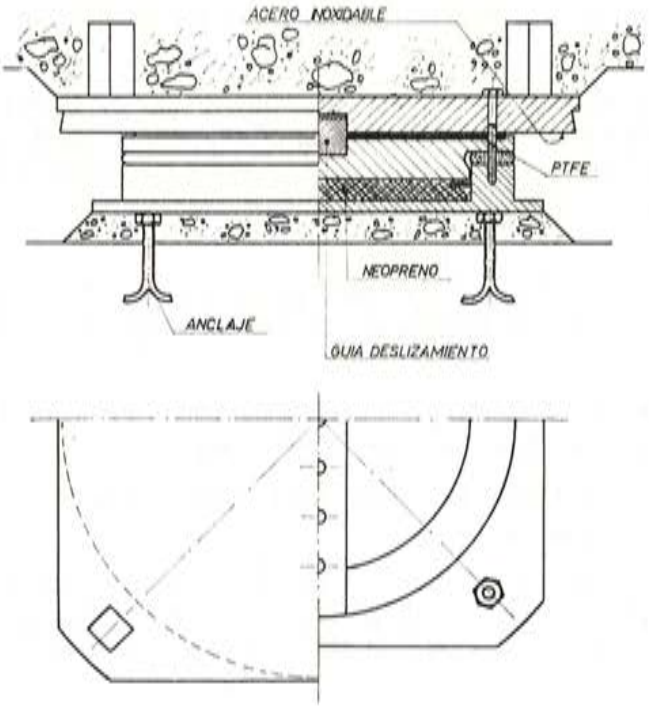
Se puede presentar tanto en la variedad de:

— fijo,

— unidireccional,

— omnidireccional,

pudiendo ser utilizado en cualquiera de los tres casos, dimensionándolo convenientemente incluso con esfuerzos muy elevados.



El primero que se colocó data del año 1961 en la República Federal Alemana; sin embargo, nuestra firma lo hizo para un puente de ferrocarril sobre la autopista Lugones a Oviedo, en el año 1969, habiendo realizado hasta ahora en numerosos puentes y estructuras, y siendo el mayor el utilizado en el viaducto del Azufre (León) con M.Z.O.V., el tipo unidireccional de 1.600 t.

Este apoyo permite esfuerzos muy superiores a los convencionales; por ejemplo, el cloropreno trabajará normalmente a 225 kg/cm², y el PTFE, de 300 a 400 kg/cm², y al mismo tiempo un giro de un 1 por 100, consiguiendo su desplazamiento bajo los coeficientes de fricción o rozamiento inferiores a 0,03.

Realmente este apoyo ha sustituido plenamente a los rodillos en los casos de puentes para ferrocarril, puesto que, al ser un elemento de caucho el que realiza la amorti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

guación de las vibraciones, hace que la estructura no sufra en absoluto aquellas acciones que desarrolla la trepidación.

Estimamos esta cualidad como muy importante, puesto que es similar al sistema empleado de amortiguación en los propios ferrocarriles; tal es el caso del Metro de esta capital.

En el Metro hay amortiguaciones de las cajas-vagón, que antiguamente eran metálicas, pero debido:

1. A las grandes variaciones de carga en tiempos realmente cortos.
2. A las grandes variaciones de energía desarrollada en curvas, frenazos, etc., originaban una fatiga dinámica que en un momento imprevisible se efectuaba la rotura del amortiguador metálico. Esto, naturalmente, suponía una anulación inmediata del citado locomóvil que producía serios trastornos económicos; por ello, se estudió la posibilidad de utilizar amortiguaciones elásticas, que son las que actualmente se utilizan y que ofrecen las propiedades siguientes:

   a) No retransmiten los efectos de las vibraciones a los vagones.

   b) Absorben de una manera más delicada las acciones de la energía desarrollada.

   c) Permiten un mejor mantenimiento, puesto que la rotura no es instantánea, sino progresiva, de tal forma que el engrasador pueda apreciarla unos meses antes de que el amortiguador presente un peligro acuciante, permitiendo con ello el estudio del emplazamiento.

Por lo tanto, el apoyo Neotopf es el ideal para estos menesteres, pues, además de absorber cualquier frecuencia de trepidación, ofrece una rigidez en su estructura que lo hace irreemplazable.

Además permite el reforzarle para cualquier acción transversal de tal forma que podemos dirigirle en el sentido que requiera el estudio.

Asimismo, para su colocación no hace falta ningún detalle especial, pues sale de fábrica con su forma dispuesta.

Referente a su estudio, lo pueden ustedes observar en el catálogo número 3, anexo 1, de la firma INBADELCA, S. A., siendo sus materiales empleados los mismos que hemos utilizado en los anteriores apoyos. Todos estos apoyos en nuestra fabricación son perfectamente ensayados.

APOYOS ROTULA

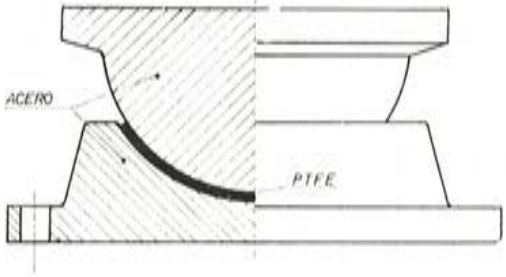
La nueva concepción de estos apoyos está destinada a emplearlos solamente en estructuras de grandes giros, por lo que su uso es realmente excepcional.

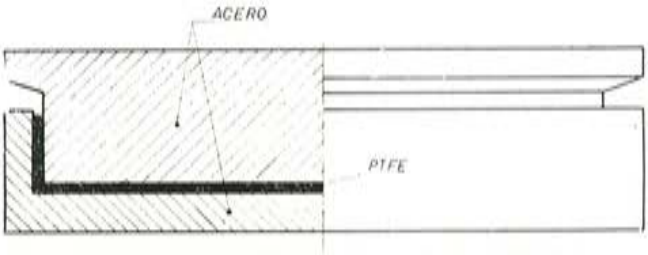
En la actualidad hemos fabricado varios como, por ejemplo, la estructura metálica sobre la plaza de las Glorias, en Barcelona.

Se aprovechan las cualidades de rozamiento del teflón con superficies metálicas de cromo duro e inoxidable, permitiendo giros y deslizamientos con un mínimo esfuerzo.

Estos apoyos también explicamos su detalle en el catálogo número 3, anexo 1, anteriormente mencionado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025



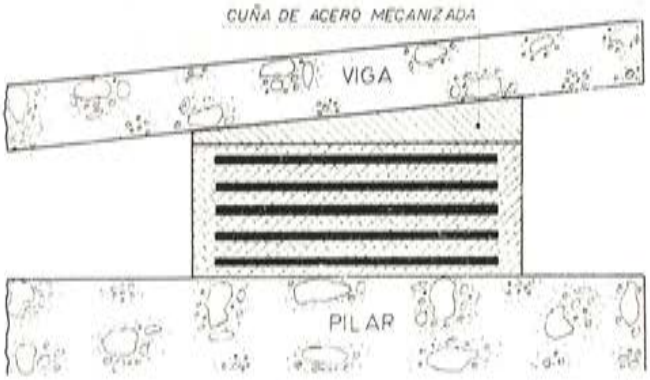


APOYOS ESPECIALES. NUEVAS TECNICAS

Nuestra firma puede considerarse como el fabricante nacional más antiguo de estos aparatos de apoyo y en su desarrollo ha procurado ofrecer productos nacionales dentro de las más modernas técnicas de construcción, realizando innumerables ensayos en sus productos y continuos análisis en el mercado internacional, por ello ofrece la gama más completa de apoyos que se encuentra en cualquier mercado internacional, siempre, claro está, dentro de las especificaciones exigidas.

Hasta el momento nuestra experiencia es realmente importante, lo que ha creado el confeccionar apoyos especiales, de los cuales somos los primeros en su fabricación y desarrollo.

Este es, además del caso ya explicado de la estación de Sants, el apoyo INSO denominado "cuña".



Este apoyo viene a suplir a la cuña de epoxi que se realiza en los puentes con inclinación, permitiendo una facilidad de montaje y una economía realmente importante.

Consiste en utilizar un apoyo convencional de neopreno con una de las caras inclinadas según la pendiente requerida, la cual ha sido conformada por la intersección en el apoyo de una cuña metálica de la inclinación referida.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Antes de ser lanzado este apoyo al mercado, se realizaron muchas pruebas de comportamiento elástico, distribución de cargas, estabilidad, etc., dando resultados netamente satisfactorios.

Por ello, y desde el año 1970, está siendo utilizado este tipo de apoyos en:

— Paso sobre el ferrocarril en Burgos.

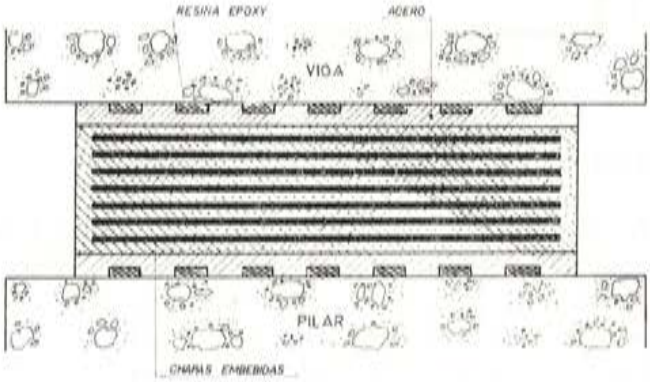
— Supresión pasos elevados RENFE.

— Autopistas diversas.

Asimismo, otro tipo de apoyos ha sido puesto en fabricación, cuales son para evitar posibles desplazamientos en zonas enmarcadas con movimientos sísmicos, los cuales pueden presentar:

a) Ranuras superficiales para adhesión mediante resina epoxi.

b) Bulones para el anclaje de los mismos.



Podemos decir que hasta el momento actual hemos resuelto todos los casos presentados y que ningún apoyo por nosotros fabricado bajo la marca INSO ha tenido problema alguno, detalle importante para valorar nuestro sistema.

Todo esto hace que nuestro ímpetu en el trabajo nos permitirá continuar el desarrollo de estos elementos.

Una vez más ofrecemos a ustedes toda nuestra colaboración y esperamos nos presenten sus problemas para, de esta forma, al pretender solucionarlos, provoquen en nuestro ánimo un sentido mayor de superación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

591-2-81

últimos puentes de ferrocarril de hormigón pretensado

MANUEL DIAZ DEL RIO
Dr. Ing. de Caminos

Aunque en Europa los primeros puentes ferroviarios en hormigón pretensado no comienzan hasta 1943, RENFE no los adopta hasta mediados los años sesenta, con la realización de los puentes de San Pedro y Sancti Petri en la línea de Sevilla-Cádiz.

Ha sido razonable que en su día las Administraciones ferroviarias hayan puesto reservas a la construcción de nuevos puentes pretensados, por dos razones: la importancia del impacto y el desconocimiento que se tenía entonces de la fatiga de los materiales metálicos en tensión.

Desde un punto de vista técnico, estos recelos han desaparecido al ver los buenos resultados de las realizaciones carreteras, y de ahí la razón de que hoy en día el puente pretensado sea en todos los países adoptado en ferrocarriles prácticamente sin reservas.

Es curioso observar que los primitivos puentes pretensados de ferrocarril alcanzaron ya luces importantes, y buena prueba de ello son los viaductos de La Voulte, con vanos de 60 m, y de Abidjan, capital de la Costa de Marfil, con tablero doble para carretera y ferrocarril, superpuestos con vanos de 46,50 m.

Donde realmente ha tenido el pretensado para ferrocarril una extensión importante ha sido en Rusia, donde para tableros superpuestos de carretera y ferrocarril metropolitano se ha llegado antes de 1955 a luces de 108 m.

Es lógico que estos precedentes hayan sido tenidos en cuenta por RENFE a la hora de decidirse por el empleo sistemático de puentes de hormigón pretensado.

Sin embargo, debe hacerse la salvedad que los puentes pretensados para líneas de nueva construcción son, normalmente, mucho más recomendables que en el caso de sustitución de puentes de líneas en explotación.

Está claro que la sustitución de un puente metálico por uno de hormigón pretensado no puede hacerse en la misma alineación por razones de complejidad de construcción del puente pretensado, requiriendo, cuando la solución pretensada es la elegida, la constitución de una variante que lleva consigo un costo adicional y unas lesiones en la fluidez del tráfico ferroviario, donde la circulación de trenes con precaución es regla de buena práctica.

El impacto del costo de realización de esta variante en muchos casos ha eliminado la solución pretensada por demasiado onerosa.

La aparición, hace pocos años, de los aceros resistentes a la corrosión, ha representado para la sustitución de puentes metálicos antiguos por otros pretensados la presen-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

cia de un claro competidor, pues los aceros Cor-Ten y similares, no necesitan conservación alguna, al igual que los puentes pretensados.

Vamos a concentrarnos en las realizaciones de RENFE en los últimos años:

PUENTES DE SAN PEDRO Y SANCTI PETRI

Estos puentes, puestos en servicio hace más de diez años, han representado el primer paso en la técnica del pretensado en RENFE, y su comportamiento en zonas de ambiente muy agresivo y complejísima cimentación ha dado un resultado hasta hoy inmejorable.

Fig. 1. — Puente de San Pedro.

Fig. 2. — Puente de Sancti Petri.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

El puente de San Pedro, el más importante de los hechos en aquella época, consta de tramos de 15 y 30 m, isostáticos, constituidos por cinco vigas en doble T, cosidas transversalmente (fig. 1).

La cimentación se realizó por pilotaje de resistencia por fuste, en una zona de fangos deleznables de al menos 15 m de espesor, situados sobre las arcillas del sur del Guadalquivir.

PUENTES DE ALCONETAR Y LA PLATA, EN LA LINEA MADRID-VALENCIA DE ALCANTARA

Estos puentes, muy similares entre sí, son en realidad puentes mixtos de ferrocarril y carretera, y su construcción en 1967 corresponde a la variante del ferrocarril y de la carretera, con motivo de la construcción del salto de Alcántara.

Los puentes principales a los que nos vamos a referir aquí comprenden solamente la solución de puentes mixtos, habiendo a ambos extremos de cada puente unos accesos para la circulación carretera.

Los puentes van cimentados sobre pizarras cámbricas de estratificación vertical y algo fisuradas.

La sección adoptada es en cajón, de 5,8 m de ancho interior por 6,85 m de altura interior, con 0,35 m de espesor de paredes verticales.

Por el interior circula el ferrocarril apoyado sobre la solera de la caja, formada por una losa de 0,25 m de espesor, apoyada sobre vigas transversales, separadas 1,30 m entre ejes de sección trapecial de 0,30 × 0,50, y 0,40 m de altura.

Sobre la parte superior del cajón circula la carretera, con 10 m de anchura, de los cuales 8 m son de calzada.

El puente de Alconétar (fig. 3) tiene 342 m de longitud, con un vano central de 85 m, dos contiguos de 65 m, otros dos contiguos a éstos de 50 m y dos finales de 13,5 m. El puente de La Plata (fig. 4) tiene luces muy similares.

Para asegurar la ventilación del interior del cajón se disponen orificios de 25 cm dispuestos en dos filas, una superior y otra inferior, distando aquéllos 2 m.

Las pilas sobre las que se apoya la superestructura son de sección uniforme en doble T, de 4,50 × 0,50 de alma y 3,80 × 1 m en cada cabeza. La cimentación se hace por zapatas, dada la excelente calidad del terreno de cimentación.

Los hormigones empleados son de 450 kg/cm² de carga de rotura mínima y los aceros para pretensar son de los que corresponden al sistema Dywidag. Con cables de 26 mm se alcanza una tensión admisible de 30,17 t y con cable de 32 mm se alcanza un esfuerzo admisible de 46,6 t.

Las cargas mínimas de rotura son de 50 kg/mm², con límite elástico de 42 kg/mm² y alargamiento del 18 por 100.

Primero se construyó, partiendo de los estribos, una pieza de 15 m de largo aproximadamente, ejecutada sobre cimbra, y se montó el carro auxiliar de avance. Después se prolongó la estructura hasta la pila dos, con el sistema Dywidag de voladizos sucesivos, con ayuda de dos puntales auxiliares montados en dicho tramo.

Después de haber alcanzado la superestructura la pila dos, se construyó el segundo tramo según el sistema de voladizos sucesivos mediante puntal auxiliar. El tramo central

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

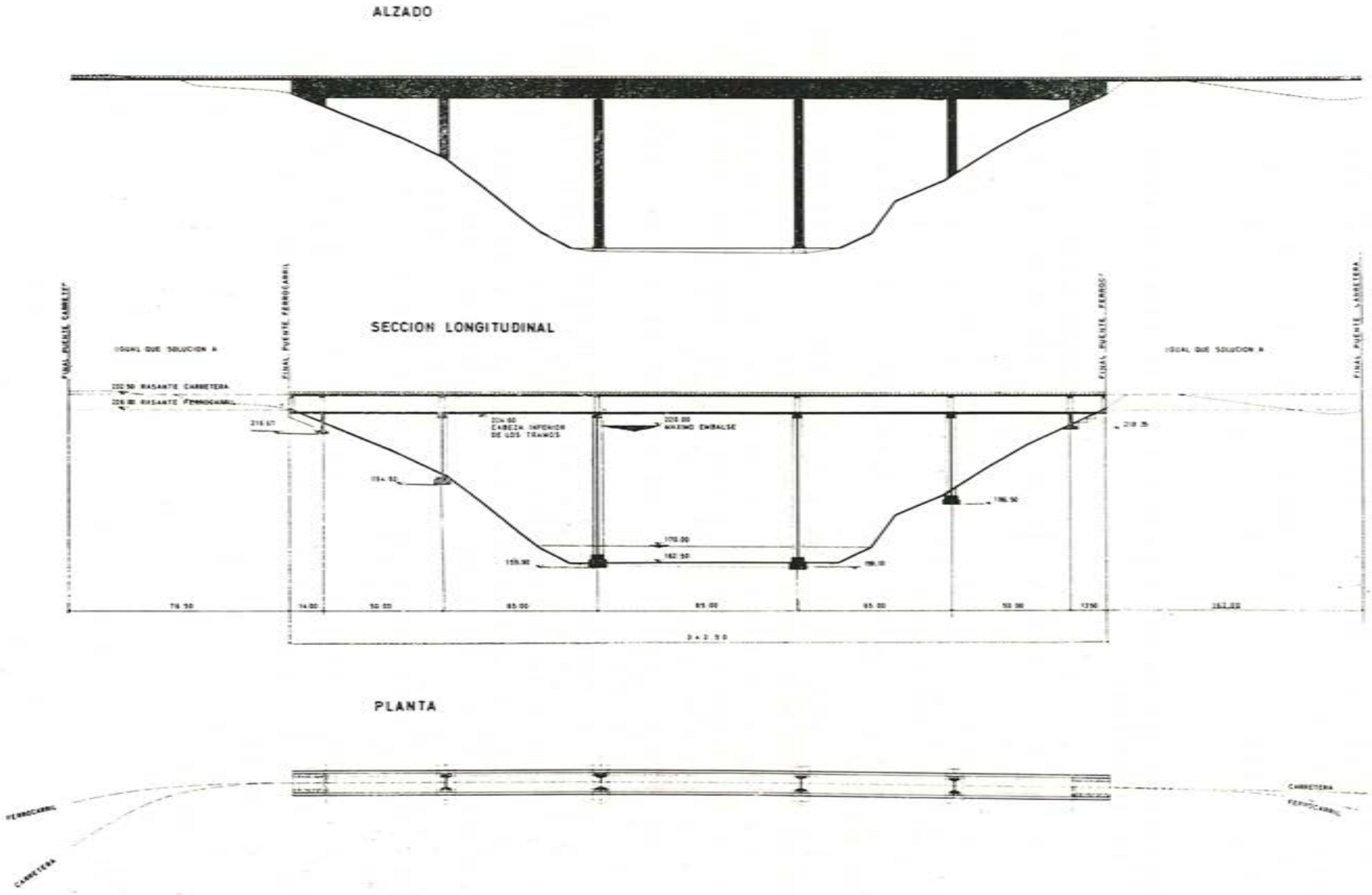


Fig. 3. — Puente de Alconétar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Fig. 4. — Puente de La Plata.

se construyó entonces sin puntal auxiliar, según el sistema por voladizos sucesivos, hasta el centro del vano. La segunda mitad del puente se ejecutó de la misma manera, partiendo del otro estribo, y luego se cerró la superestructura en el centro del puente.

Gracias a este método de construcción, la superestrcutura se construyó completamente independiente del terreno partiendo de los estribos.

PUENTE DE ANDARAX

El puente pretensado de Andarax se encuentra en la línea de Linares-Almería, en las inmediaciones del pueblo de Santa Fe, y está construido realmente como una variante del trazado anterior del ferrocarril (fig. 5).

La sección adoptada es en cajón que presenta rigideces longitudinales importantes, al tener una relación de canto-luz de 1/9 en los tramos isostáticos y de 1/16 en el tramo de viga continua. De esta forma, los fenómenos vibratorios y los giros de los aparatos de apoyo son pequeños. En la parte curva se prefirió hacer varios tramos isostáticos para que de esta manera las cimentaciones correspondientes se pudieran hacer directas, con un gran ahorro de longitud de pilotes.

Los tramos isostáticos son seis, con luz teórica de 31 m, siendo el tramo hiperestático de viga continua de seis tramos con luces comprendidas entre 34 (las dos extremas) y 42,50 las restantes centrales.

En total se tienen, pues, dos estribos y 11 pilas intermedias, con una longitud total de 435,10 m. Las pilas se han dimensionado en forma de cajón hueco de hormigón armado, con el lado menor paralelo al eje del puente y de dimensión exterior de 2,50 m. El lado mayor varía desde un mínimo de 4 m en coronación, siguiendo taludes 1 : 25 a cada lado. Las paredes tienen un espesor de 1,25 m. Los tableros son de sección en cajón rectangular de 2,80 m de canto y 3,60 m de ancho interior.

El pretensado se realiza con 13 cordones de 12 ∅ 1/2, dispuestos seis por cada alma, con trazado parabólico de un extremo a otro del tablero y otro recto por la cara inferior del tablero, y sin llegar hasta los extremos del mismo.

A diferencia del tramo isostático, el hiperestático se cimenta sobre cuatro pilotes de 1,50 m de diámetro con una profundidad media de 20 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

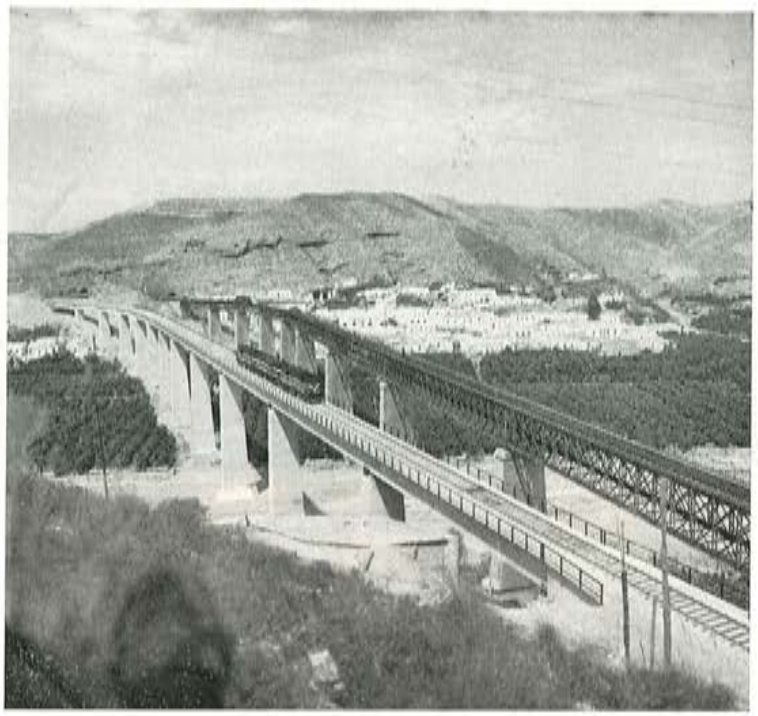


Fig. 5. — Puente de Andarax.

La separación entre pilotes es de 6 m en el sentido longitudinal y de 8 m en el transversal.

El estribo tiene que absorber unos grandes esfuerzos horizontales, debido al frenado. Estos esfuerzos se transmiten al estribo por medio de unas bielas metálicas ancladas al tablero y al estribo por medio de cuatro cordones pretensados.

Las operaciones para ejecutar el tablero hiperestático fueron las siguientes:

a) Preparación de la zona de prefabricación. Se hizo una excavación 0,80 m más baja que la prolongación de la cara inferior del tablero. En la misma, y en dirección a Almería, se dispuso de los siguientes elementos:

— Un apoyo provisional con cimentación directa y provisto en su parte superior de bloques de apoyo prefabricados para el deslizamiento.
— Una estructura metá ica de soporte de la losa de fondo, con su correspondiente arriostramiento horizontal y montada sobre unos dispositivos de cuña.
— Encofrados laterales abatibles.
— Un encofrado interior retráctil y rodante de forma que se pueda extraer fácilmente de la zona hormigonada.
— Una zona de preparación de la armadura del tablero.

b) Forma de efectuar el deslizamiento. Las placas de acero inoxidable dispuestas en cada apoyo llevaban sus extremos redondeados. Entre dichas p'acas y el tablero se interpusieron láminas de neopreno con una superficie de teflón en contacto con el acero inoxidable, de forma que fueran arrastradas por el movimiento del tablero.

c) Hormigonado y lanzamiento de la primera dovela. Una vez hormigonada la dovela, se tesaron los primeros cordones longitudinales y se sujetó a su extremo izquierdo un pescante metálico de 17 m de longitud que tenía por objeto disminuir las flexiones producidas al avanzar el tablero en voladizo. El otro extremo de la dovela apoyaba directamente sobre la estructura metálica de soporte. Por medio de unas barras sujetas al

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

pescante y de las que se tiró con los dispositivos hidráulicos dispuestos en el estribo y se hizo avanzar el conjunto pescante-dovela, que deslizó, por una parte, sobre el pescante, y por otra, sobre la estructura metálica.

d) Hormigonado y lanzamiento de la segunda dovela. Una vez completado el hormigonado de la dovela y tesados sus cordones longitudinales se sujetó la barra de tiro a la dovela anterior y se accionaron los gatos hidráulicos de lanzamiento. Al ser el rozamiento hormigón-acero mayor que el acero-bronce de los dispositivos de cuña, se arrastró en el movimiento toda la estructura de soporte y, al descender, quedó la dovela en voladizo. Una vez terminado el ciclo de lanzamiento, la estructura de soporte se hizo retornar a la posición original por medio de unos gatos que actuaban en sentido horizontal.

e) Llegada del pescante a la primera pila. Debido al avance del voladizo el extremo del pescante llegó sobre la pila más bajo que el aparato de apoyo. Por ello se habían previsto en su extremidad unos gatos hidráulicos que al apoyar sobre la pila enrasaron la parte inferior del pescante con la superficie de deslizamiento.

f) Pretensado provinsional. Cuando el pescante había rebasado la primera pila se hizo un pretensado provisional excéntrico en la parte delantera del tablero.

g) Llegada del pescante a la última pila. Se hallaba preparada la cimbra para el último tramo isostático. Pasado el pescante sobre la pila, se apoyó el tramo provisionalmente en un voladizo anclado a la cabeza de la misma y se desmontó el pescante.

PUENTE DE GUADALIMAR

Situado en la línea Linares-Almería, el cauce ha obligado a cuatro luces con una segunda luz de 54 m que se encuentra entre otras dos de 38 m y una cuarta igual a éstas (fig. 6).

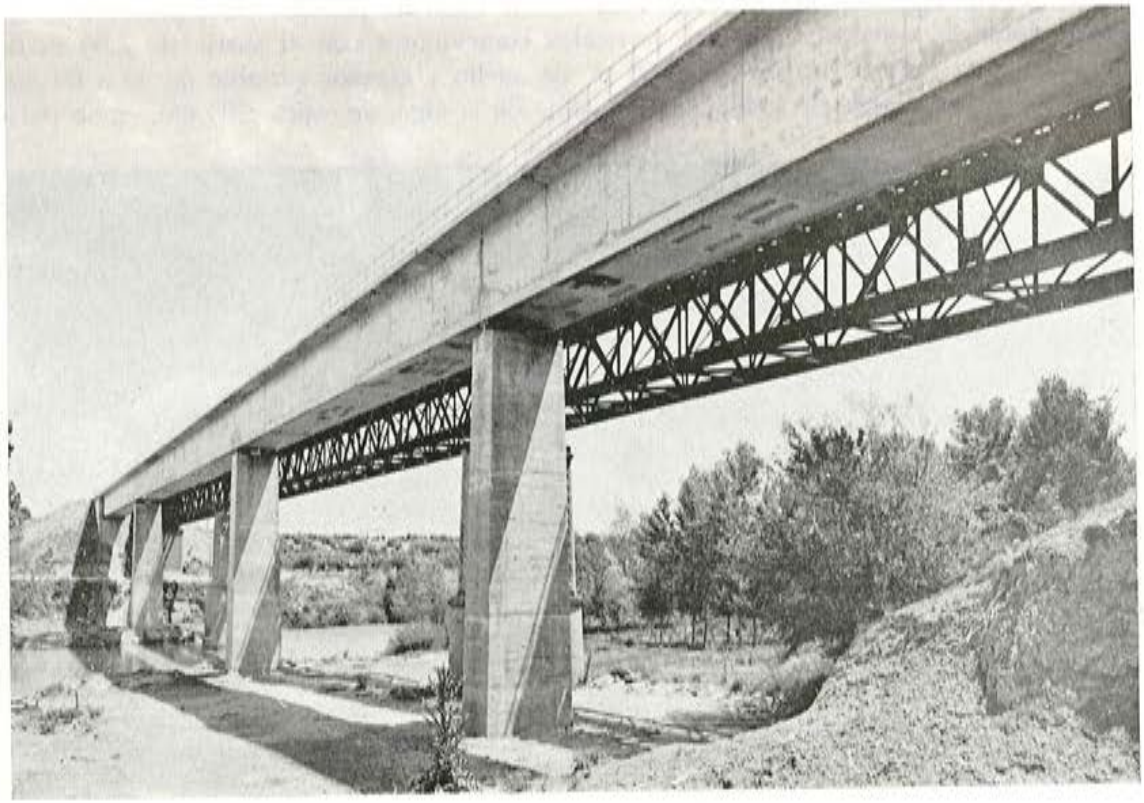


Fig. 6. — Puente de Guadalimar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Las cimentaciones son simples, pues se han hecho sobre roca franca o acarreos muy compactos, observándose cimentaciones directas. El sistema adoptado es el de construcción sucesiva de secciones del puente en un taller montado en obra, en la alineación definitiva y en contenido monolítico, cuyo conjunto se va empleando para dejar sitio en el taller, a la sección siguiente, trasladándose todo el conjunto construido, mediante deslizamiento sobre los pilares definitivos, con ayuda de un pescante metálico que evita el trabajo excesivo en ménsulas del extremo delantero. El sistema de deslizamiento está basado en el empleo de teflón con coeficiente de rozamiento extraordinariamente bajo.

La armadura del dintel (armadura activa) es de 12 cables de media pulgada (150 t), disponiéndose un número variable de siete a doce, pasando de la zona inferior en el centro del vano a la superior sobre los apoyos.

La armadura pasiva se realizó a base de emparrillados metálicos de redondos ordinarios.

Las pilas son de hormigón armado y sección en cajón rectangular. La cabeza superior tiene una planta de 3 × 2,50 m, siendo ataludadas las cuatro caras. El espesor de las paredes es de 0,30 m.

Como es habitual, se ha realizado el puente por medio del sistema de variante.

PUENTE DEL HACHO

Características del puente.

La nueva estructura del puente Hacho, en la línea Linares-Almería, consta de veinte tramos de 30,30 m de longitud cada uno (fig. 7).

El tablero de cada uno de estos tramos está formado por dos vigas pretensadas de sección doble T asimétrica, de ejes verticales coincidentes con el carril, de 2,50 m de canto, con una cabeza superior de 1,50 m de ancho y espesor variable de 30 a 60 cm; debido a los cartabones de enlace con el alma de la viga, de espesor 25 cm, en su parte

Fig. 7. — Puente del Hacho.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

inferior se ensancha, también mediante cartabones, para formar la cabeza inferior, de 1 m de ancho.

Las vigas están pretensadas mediante seis tendones, cuatro de ellos formados por 54 cables de 7 mm y los dos restantes por 42 cables, también de 7 mm, todos ellos de acero de alta resistencia. Estos seis tendones discurren mediante disposición parabólica de extremo a extremo de la viga.

Estas vigas son construidas y tensadas en un parque dispuesto en las cercanías del estribo, lado Almería, y posteriormente, y mediante una cimbra de lanzamiento, colocada en su posición definitiva.

Las pilas, de gran esbeltez y elegancia, son macizas, de hormigón armado, de forma troncopiramidal, de alturas comprendidas entre 15 y 50 m; el ancho (cara normal al eje del ferrocarril) es constante, de valor 4,20 m (dimensión mínima necesaria para apoyar en cabeza la cimbra de lanzamiento), y su canto varía con la altura entre 2,20 y 3 m.

Estas pilas se proyectaron para ser ejecutadas mediante hormigonado continuo con auxilio de un molde deslizante.

Los estribos, en forma de caja, con muros en vuelta, se apoyan en el terreno mediante una placa rígida de cimentación, que consigue un buen reparto de cargas.

En cuanto a la cimentación de las pilas, y dadas las caractreísticas del terreno, se adoptó como más idónea la constituida por un pilotaje "in situ" de gran diámetro, 1,20 m; su profundidad fue determinada de acuerdo con los sondeos y ensayos de penetración realizados en la ubicación de cada una de las pilas; la longitud del pilotaje varía entre 14 y 21 m, y el número de pilotes por pila varía entre 9 y 12.

Este pilotaje fue encepado mediante zapatas de planta rectangular de hormigón armado de 3 m de espesor.

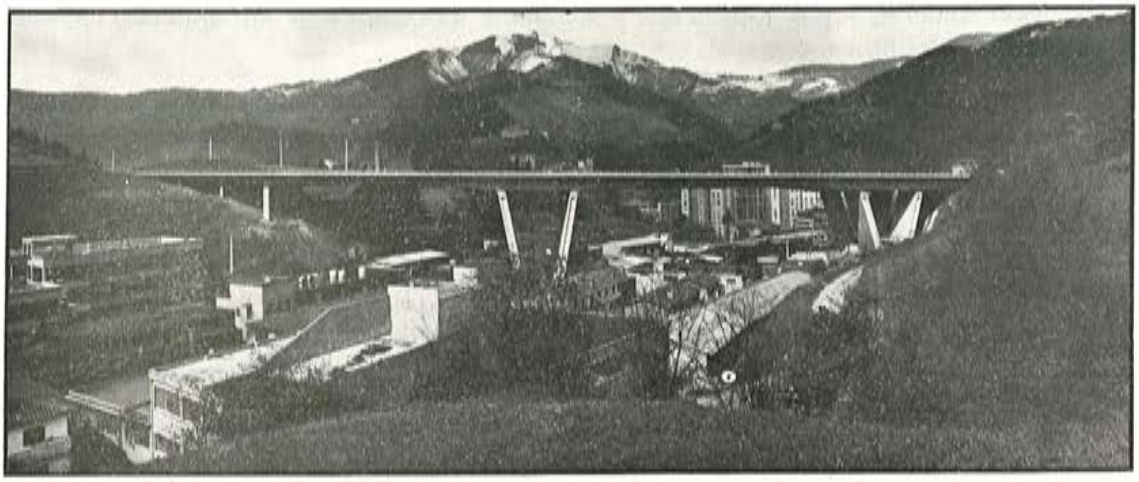
El dimensionamiento de este pilotaje fue confirmado mediante la ejecución de dos pruebas de carga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Autopista: Bilbao-Behobia

VIADUCTOS DE: Chonta, Zarauz, Subiberri, Orio

ferrovial



ferrovial

EMPRESA CONSTRUCTORA

Lagasca, 84 - Madrid-1

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

construcción, puesta en servicio y desplazamiento transversal de un puente con tramos de 30 m y 500 t de peso por tramo

JESUS MARTINEZ COLLIGA
Doctor Ingeniero de Caminos

"Señores: Voy a hablarles sobre la construcción de un puente de ferrocarril sobre el río Mijares. Está situado en la provincia de Castellón, término municipal de Villarreal de los Infantes, sobre el kilómetro 64,540 de la línea de Valencia a Tarragona.

En el año 1972 se estaba completando la modernización de la citada línea de ferrocarril y todos los puentes existentes se revisaron y adaptaron a las mayores cargas por eje de las nuevas locomotoras. La superestructura metálica de estos puentes, en general de mediana importancia en cuanto a luces, fue reforzada convenientemente sin necesidad de una renovación total.

El puente sobre el río Mijares se encontraba en peor estado de conservación; lo constituían cuatro tramos metálicos continuos de 35 m de luz y su refuerzo se consideraba muy costoso debido a sus dimensiones. Esto, unido a la socavación que se presentaba en dos de las pilas, hizo que la Administración se decidiese por la construcción de un nuevo puente.

Antes de abordar el tema de la construcción examinaremos el proyecto y los condicionantes que nos llevaron a adoptar la solución realizada. Como suele ser general a esta clase de obras, era imprescindible respetar el emplazamiento y mantener el tráfico durante la construcción. Estas dos condiciones se presentaban muy difíciles de conseguir, por tratarse de una línea con vía única y no existir posibilidad de un desvío.

En principio, en el proyecto, se situaban tres pilas metálicas provisionales, separadas unos 10 m en sentido transversal a la vía y en la misma alineación de las existentes, y otras dos, de igual manera, próximas a los estribos. Se trasladaba a estas pilas el puente metálico, se desviaba por allí la línea, y ya sin ningún obstáculo se procedía a la construcción del nuevo puente. Este tendría cinco tramos de 28,55 m, cada uno de ellos formado por dos vigas pretensadas de 2,5 m de canto y tablero superior de 5 m de anchura que proporcionaba la plataforma necesaria.

Bajo el punto de vista constructivo se nos presentaba el problema de realizar una cimentación adecuada a estas pilas provisionales, máxime si tenemos en cuenta su situación en el cauce del río, que, aunque normalmente con poco caudal, debido a su régimen torrencial podría presentarse una avenida, con el consiguiente peligro de interrupción completa de la línea. Este mismo inconveniente se presentaba en los estribos, donde el relleno de tierras necesario podría ser fácilmente erosionado por una crecida del río.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

La decisión, por parte de la Administración, de construir las pilas para doble vía, aunque no así el tablero (fig. 1) (por mucho que insistimos), nos hizo pensar en la construcción del tablero en la mitad de la pila que quedaba libre y, una vez terminado, trasladarlo transversalmente a la alineación de la línea. La construcción de nuevos estribos, que podría traer consigo descaices de la vía por desprendimientos en el terraplén durante la ejecución de las excavaciones, se solucionó adaptando los existentes. Esta adaptación consistió en un refuerzo total, tanto de la cimentación como de los alzados, así como su preparación para la operación de ripado a efectuar.

La modulación de vanos se eligió de forma que las nuevas pilas quedasen lo más alejadas posible de las existentes, con el fin de que la cimentación de estas últimas no se viese

Figura 1.

afectada por la excavación necesaria durante la construcción. De esta forma proyectamos un puente con tres vanos centrales de 30 m y dos laterales de 26 m. Al tablero se le dio una altura de 2,50 m y una sección transversal en forma de cajón que fuese adecuada para soportar los esfuerzos transversales producidos por el ripado y los propios de la sobrecarga una vez puesto en servicio. Los cinco tramos se hicieron independientes, con el fin de proceder al ripado de uno en uno, debido a su peso, aunque también permitía, como así se hizo al final, el proceder a un traslado total sin más que cortar los raíles sobre cada junta entre tableros (fig. 2).

Las cuatro pilas, de unos 12 m de altura, son idénticas y de forma exterior rectangular, aligeradas interiormente y terminadas en tajamares en la dirección de la corriente.

Geológicamente la zona pertenece al Cuaternario superior y alternan los limos y conglomerados de origen marino, presentándose estos últimos en capas de considerable potencia que afloran en superficie en la margen izquierda del río.

Las pilas se cimentaron directamente en el lecho del río, una vez profundizado lo suficiente para atravesar las capas sueltas de bolos y arrastres y encontrar los conglomerados con la consistencia suficiente para prevenir cualquier erosión. Estas profundidades oscilaron entre los 4 y 6 m. En los estribos la excavación fue mucho menor por aparecer en ambos el terreno firme. La presión media admitida fue de 5 kg/cm^2.

Los tableros se construyeron sobre cimbra y en orden correlativo avanzando desde el lado Tarragona al lado Valencia. Cada uno va pretensado por 10 cables de 44 alambres de 7 mm, excepto los dos extremos, que tienen únicamente ocho cables. El esfuerzo

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

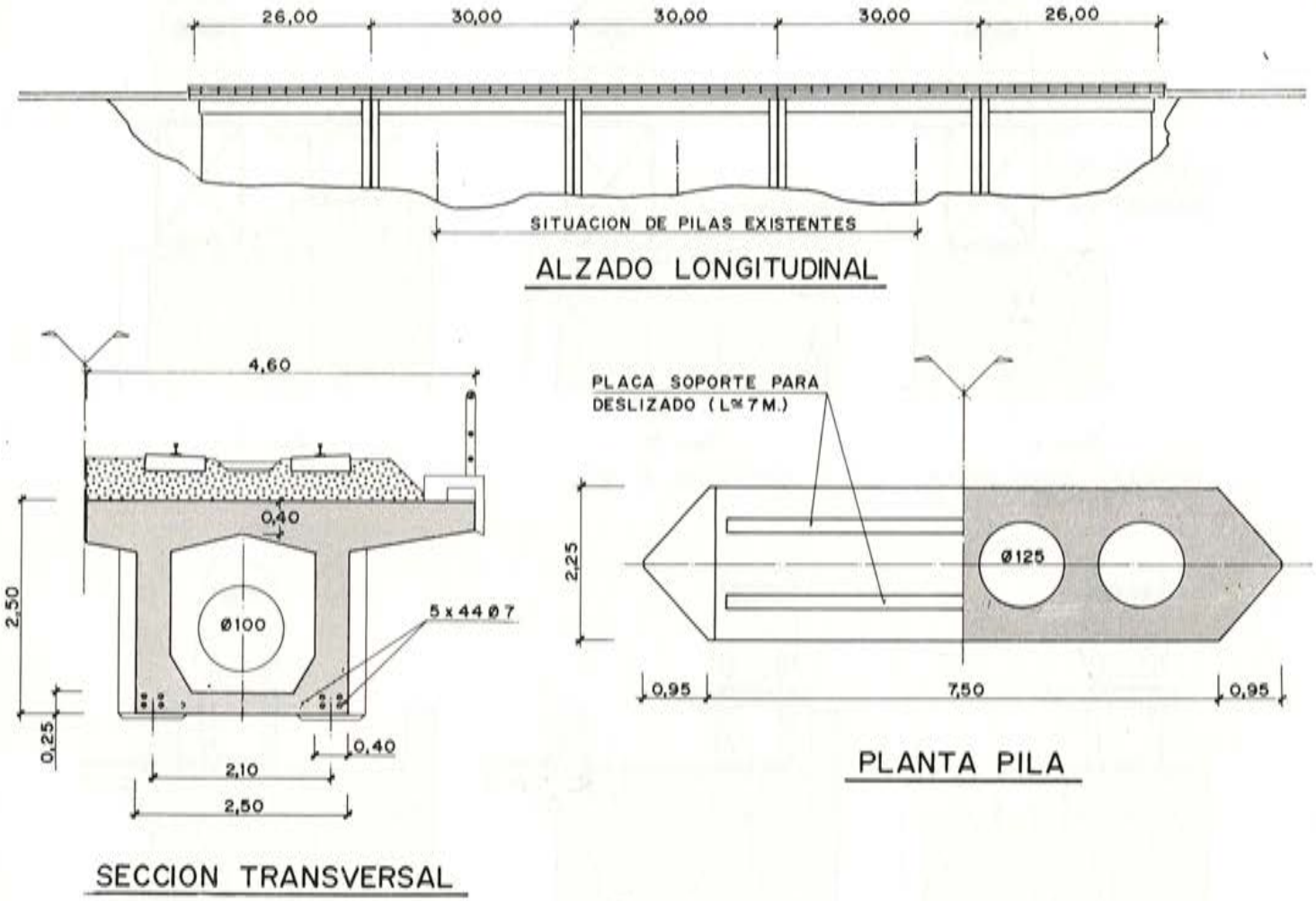


Figura 2.

inicial de pretensado fue de 220 t por cable para bajar y anclar a 200 t por cable. El sistema de pretensar Stronghold fue el utilizado. La tensión se efectuó siempre desde un extremo, por quedar el otro inaccesible en contacto con el tablero terminado anteriormente. El ritmo de construcción fue de un tablero por mes aproximadamente. Al hormigón se le exigió una resistencia de 300 kg/cm², y al acero empleado como armadura pasiva, 4.200 kg/cm² de límite elástico. Las máximas tensiones en el hormigón se producen en la fibra inferior y son de 85 kg/cm² en vacío y de 6 kg/cm² al paso de la sobrecarga máxima de cálculo, ambas de compresión.

Las cantidades por metro cuadrado son:

— Hormigón: 0,95 m³.
— Acero pretensado: 27 kg.
— Acero para armar: 30 kg.

Terminada la construcción, quedaba el trasladar transversalmente los tableros en unos 4 m aproximadamente hasta dejarlos en la alineación de la vía. Para ello se habían diseñado unos apoyos que nos facilitasen esta labor (fig. 3).

Según vimos en el esquema constructivo, no se podía efectuar el ripado sin antes hacer el desvío por el nuevo puente, por lo que estos apoyos no podían ser rodillos u

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

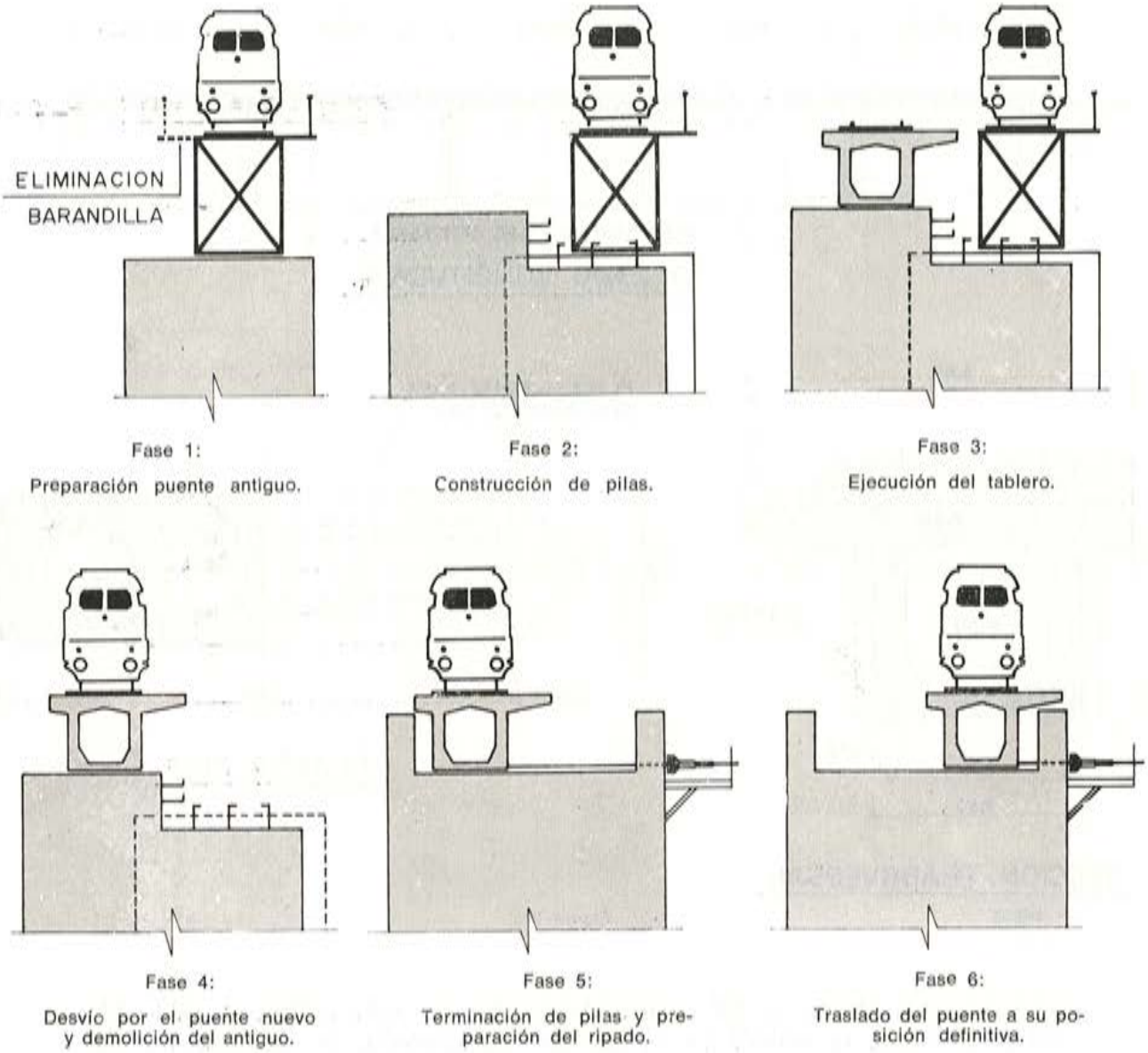


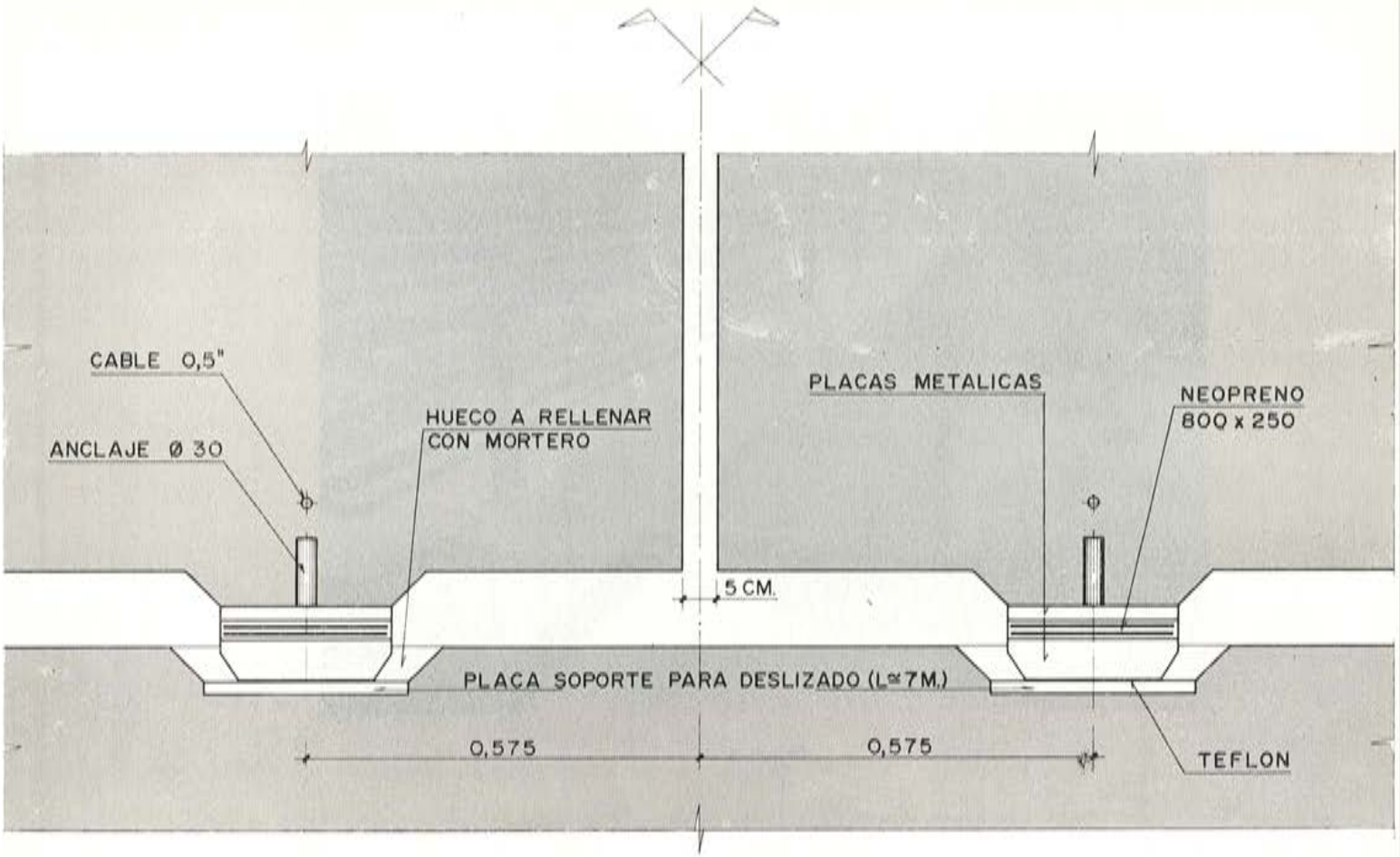
Figura 3.

otros provisionales por tener que estar sometidos durante un período de tiempo a los esfuerzos y giros impuestos al paso de las sobrecargas. Esto nos llevó a dimensionar el tipo de apoyo que vamos a ver a continuación (fig. 4).

Se dejó adherido al hormigón, y sobre cada apoyo, un cable de 0,5″, sobre el que se ejercería el tiro necesario para el ripado.

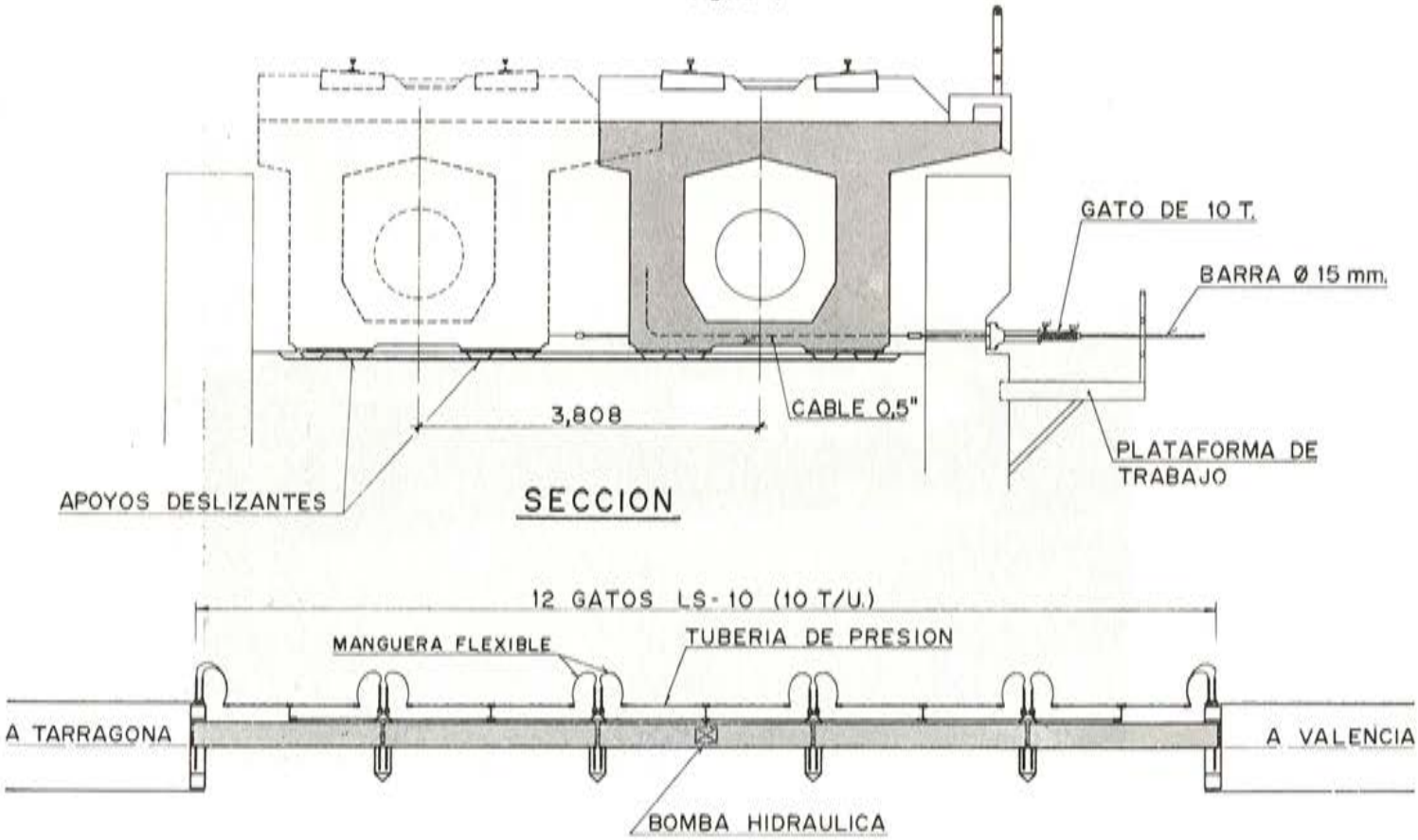
Así, pues, en el mes de febrero de 1973 se dio paso por la estructura reción construida y se procedió a la demolición del puente metálico y a la terminación y preparación de las pilas para la operación de ripado. Esta operación se decidió hacerla conjunta para los cinco tramos aplicando unos gatos de los utilizados para barras de trepa en encofrados deslizantes. El número de éstos fue de 12, movidos por bomba única y coordinados de forma que todo el puente, con sus 142 m, deslizase a la misma velocidad. El peso por tramo, estructura, más vía, más balasto, se estimó en 445 t. Supuesto un rozamiento del 3 por 100, deberíamos ejercer 6,5 t de fuerza horizontal por gato.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025



DETALLE DE APOYOS

Figura 4.



PLANTA

Figura 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Figura 6.

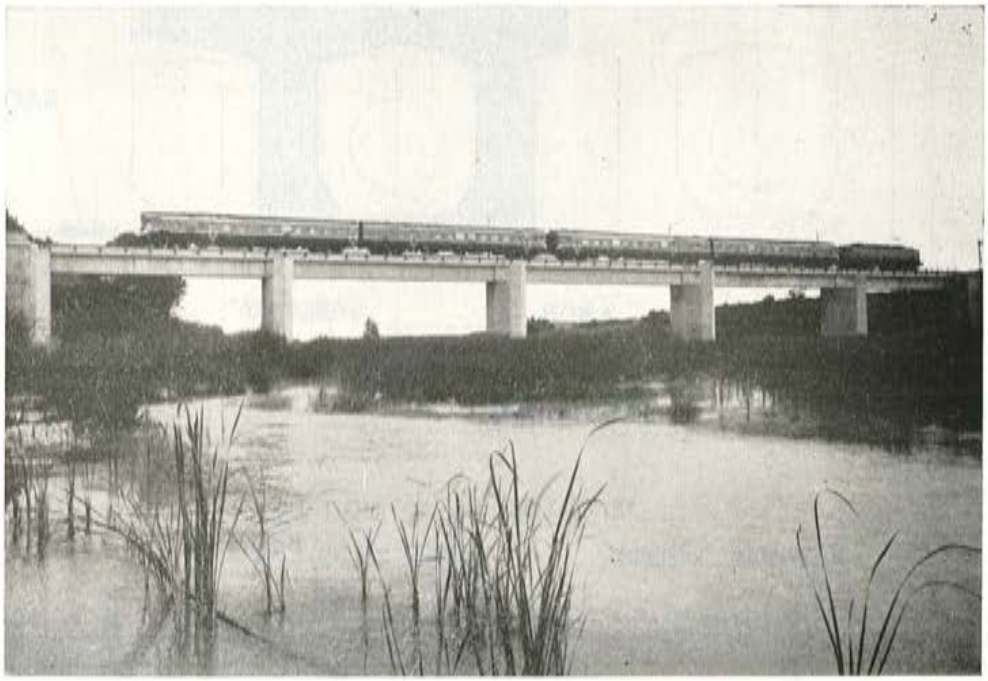


Figura 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Este esfuerzo se comprobó mediante ensayos y coincidió muy sensiblemente, por lo que se eligieron unos émbolos con capacidad hasta de 10 t de fuerza por unidad y carrera máxima de 25 cm. Se calculó que el tiempo necesario para el ripado en 3,80 m sería en estas condiciones del orden de dos horas (fig. 5).

Así las cosas, un buen día pedimos un corte de vía de tres horas de duración y nos dispusimos a efectuar la operación final.

Efectivamente, el puente quedó en su alineación definitiva en poco más de hora y media, pero no este buen día, sino otro, indudablemente mejor. Ocurrió que la pri-

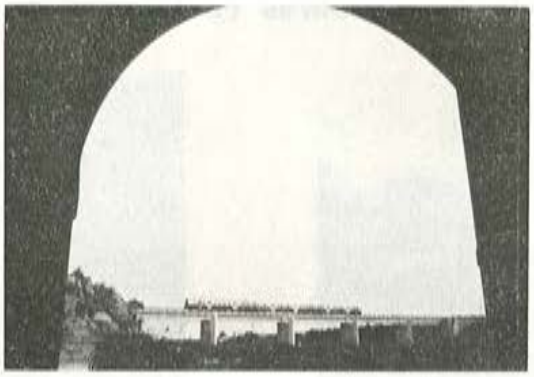


Figura 8.

mera vez, comenzada la operación, se produjo un enganche durante el arrastre en uno de los empalmes de las placas colocadas en la pista de deslizamiento, bajo el teflón. Estos empalmes, inevitables por la necesidad de construir las pilas en dos mitades, fueron cuidados al máximo; no obstante, y debido al fuerte peso a soportar, un imperceptible descenso, incluso elástico, pudo dar lugar al citado enganche. Levantamos uno a uno los tramos, se introdujeron chapas enterizas entre las existentes y los apoyos, y el sistema funcionó tal como se había previsto. Vean a continuación, desde algunos ángulos, el puente en su estado actual (figs. 6, 7 y 8).

Esto es todo. Muchas gracias por su atención."

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

S.A.E. BBR

Sistema para pretensar hormigón

Juntas de dilatación para puentes

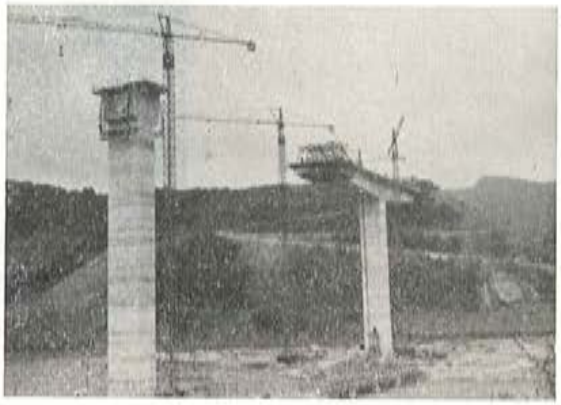
BBRV

RUB

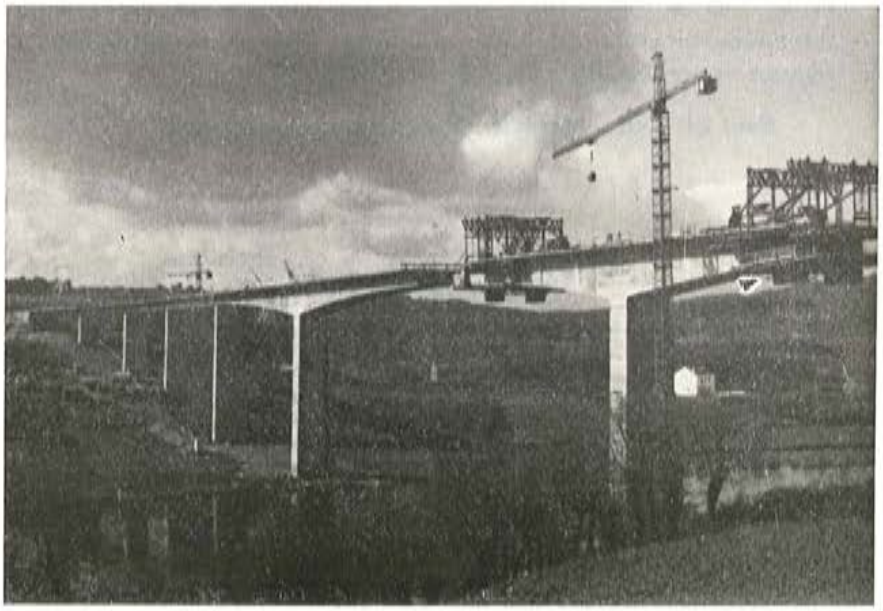
PUENTES EN CONSTRUCCION POR VOLADIZOS SUCESIVOS

Estado de las obras en febrero de 1974

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



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



Puente sobre el río Miño, en Lugo.
Luces: 36 + 3 × 45 + 54 + + 108 + 54 + 45 + 36 m.
Construye: Entrecanales y Távora, S. A.

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

puentes prefabricados para ferrocarril

J. ANTONIO LOPEZ JAMAR
Dr. Ing. de Caminos

Aunque a lo largo de nuestra vida profesional hemos proyectado e intervenido en diversos puentes pretensados para ferrocarril, nos vamos a concretar seguidamente a los tipos más recientes de puentes de este tipo, pero total o casi totalmente prefabricados en grandes factorías alejadas del emplazamiento.

TABLEROS

En los casos de puentes y pasos para ferrocarril con tramos de pequeña luz (entre 15 y 25 metros), resulta casi siempre muy conveniente la solución total o casi totalmente prefabricada, con tableros isostáticos. Estos puentes resultan de una gran economía.

En la figura 1 la sección está constituida por dos vigas en "T" disimétrica, con sus cabezas enlazadas entre sí; están arriostradas entre sí en sus extremos mediante dos diafragmas. El tablero de la figura 2 es similar, pero las vigas tienen sección en "T" simple, con los costados de sus almas ligeramente ataludadas para facilitar el desmoldeo vertical.

Estos dos tableros se completan lateralmente con los andenes de servicio, construidos con dos losas prefabricadas de hormigón armado, ancladas a las cabezas de las vigas.

El tablero de la figura 3 consta de una viga en cajón trapecial, completándose el tablero con unas losas superiores en su anchura total, también de hormigón armado.

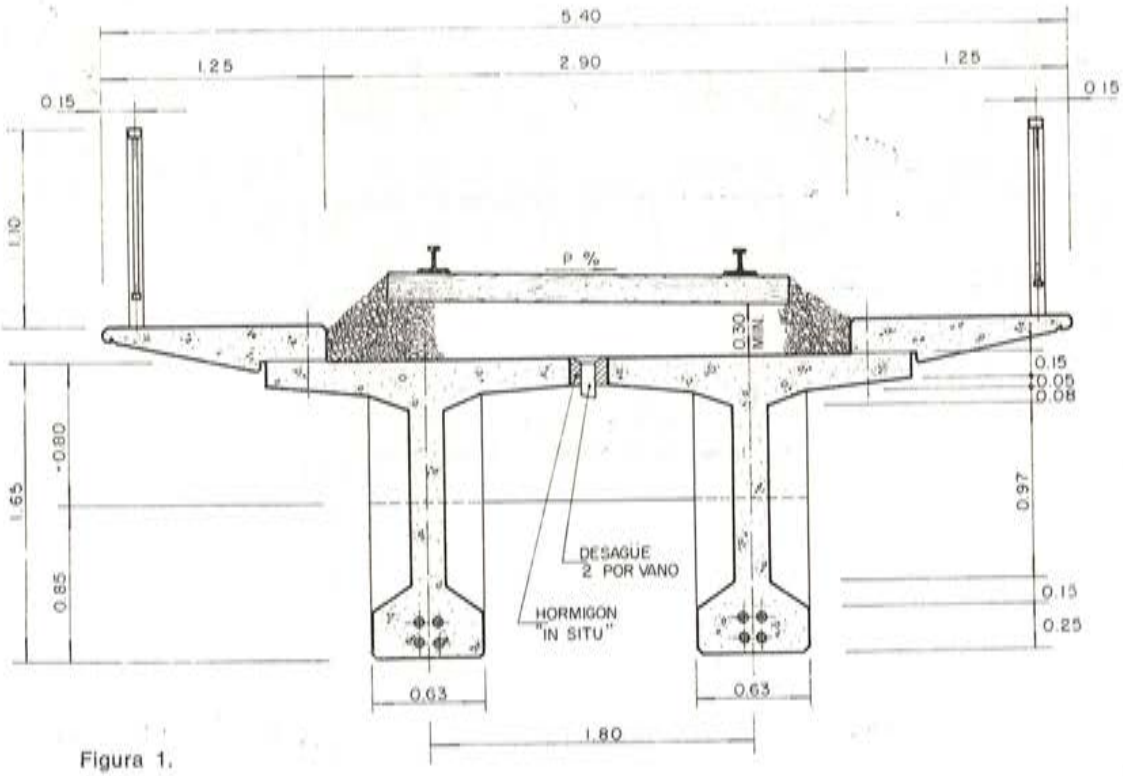


Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

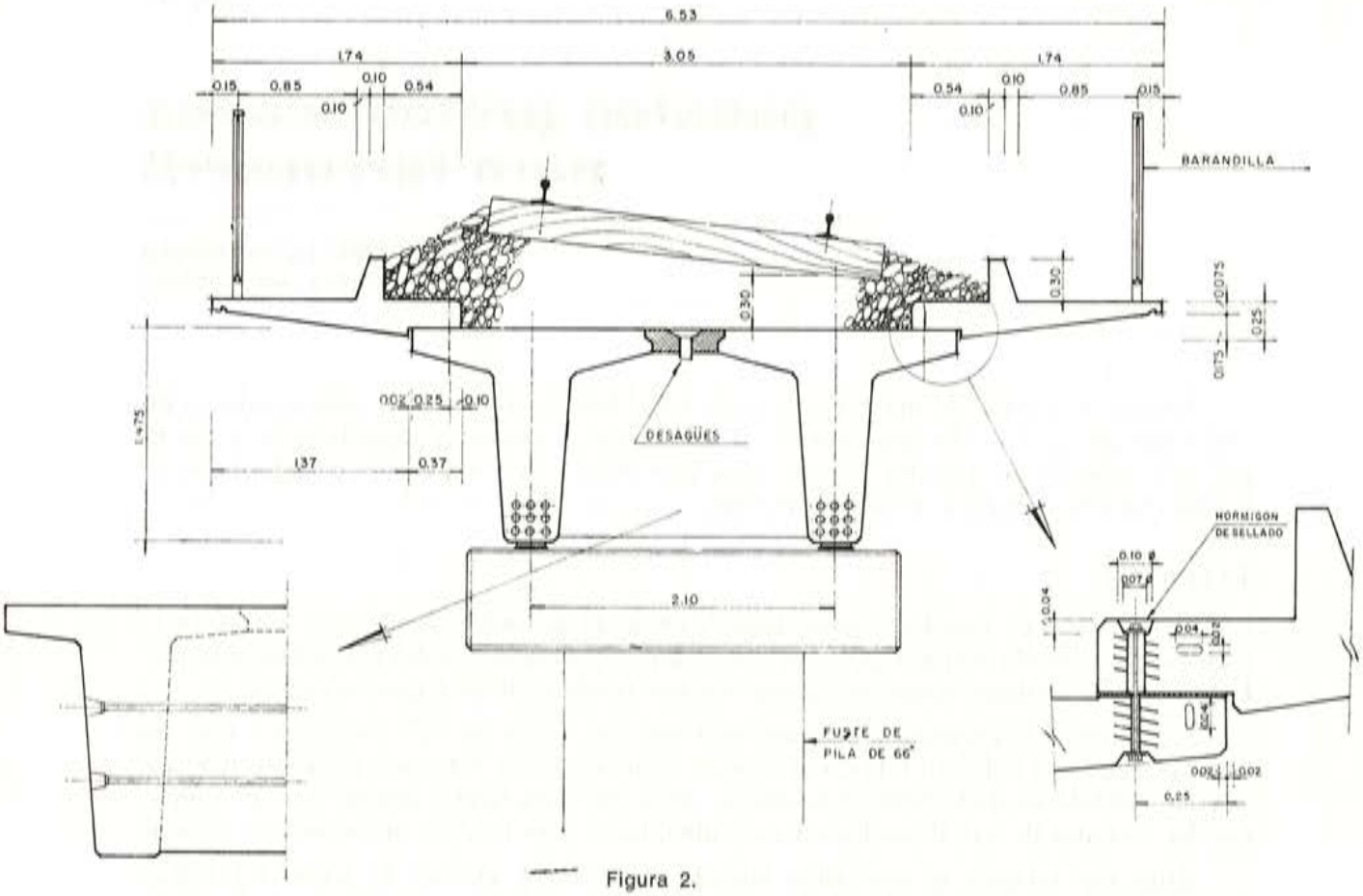


Figura 2.

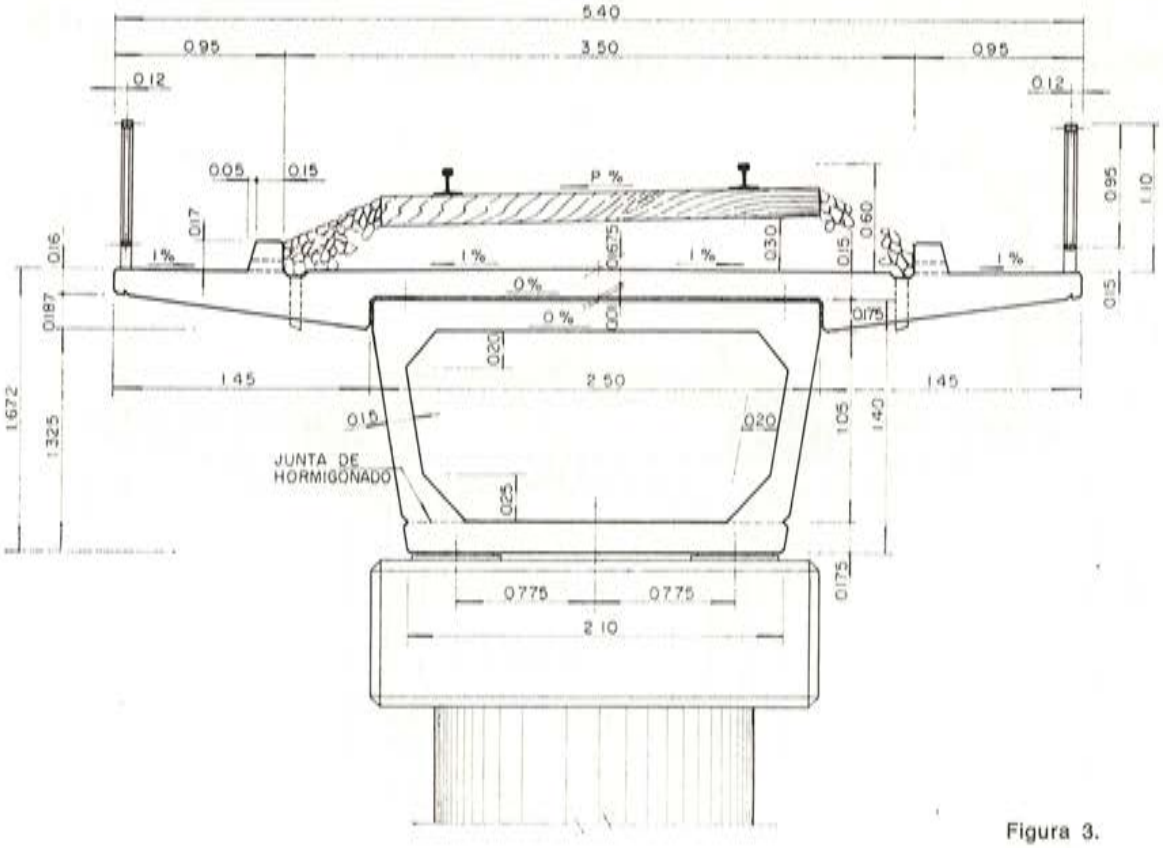


Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

PILAS Y ESTRIBOS

Según la calidad del terreno, las pilas, y a veces los estribos, pueden cimentarse sobre zapatas prefabricadas o sobre pilotes (más bien pilas-pilote).

En el caso de zapatas de hormigón armado, el empotramiento de los pilares puede efectuarse disponiendo en aquéllas unos pocillos que alojen los extremos inferiores de los pilares, rellenando el espacio que quede con hormigón de gravilla fina.

Otro tipo de zapata, también de hormigón armado, está prevista para empotrar los pilares tubu'ares por cosido postensado (fig. 4).

Figura 4.

En el caso de terrenos con el firme a mayor profundidad, las pilas están constituidas por pilotes hincados: la colocación e hinca se realiza con la ayuda de potentes grúas sobre orugas. En el caso de terrenos más duros, la perforación se realiza mediante sondas helicoidales o con corona. Este último sistema permite la cimentación sin zapata alguna dentro del fondo de ríos.

En el caso de pilotes hincados, las cabezas se cortan disponiendo manguitos encofrados para colocar sobre ellos el cabecero y hormigonar el enlace.

Los cabeceros, armados, pueden construirse, asimismo, para empotrarse con pilotes o pilas tabulares mediante enlace armado, o bien para ser cosidas por postensado sobre aquéllos (figs. 5 y 6).

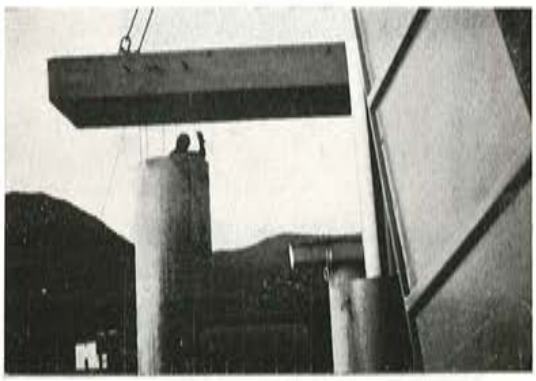


Figura 5.

Figura 6.

Los estribos —prefabricados o no— pueden ser del tipo "perdido", o sea, descansando sobre el terraplén. En el caso de que convenga evitar totalmente los asientos, los estribos pueden construirse de forma muy similar a las pilas (estribos-cabeceros).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

FABRICACION Y TRANSPORTE

La fabricación de elementos para tableros, pilas y estribos se realiza en grandes factorías, como la que vemos en la figura 7, establecida en Sagunto.

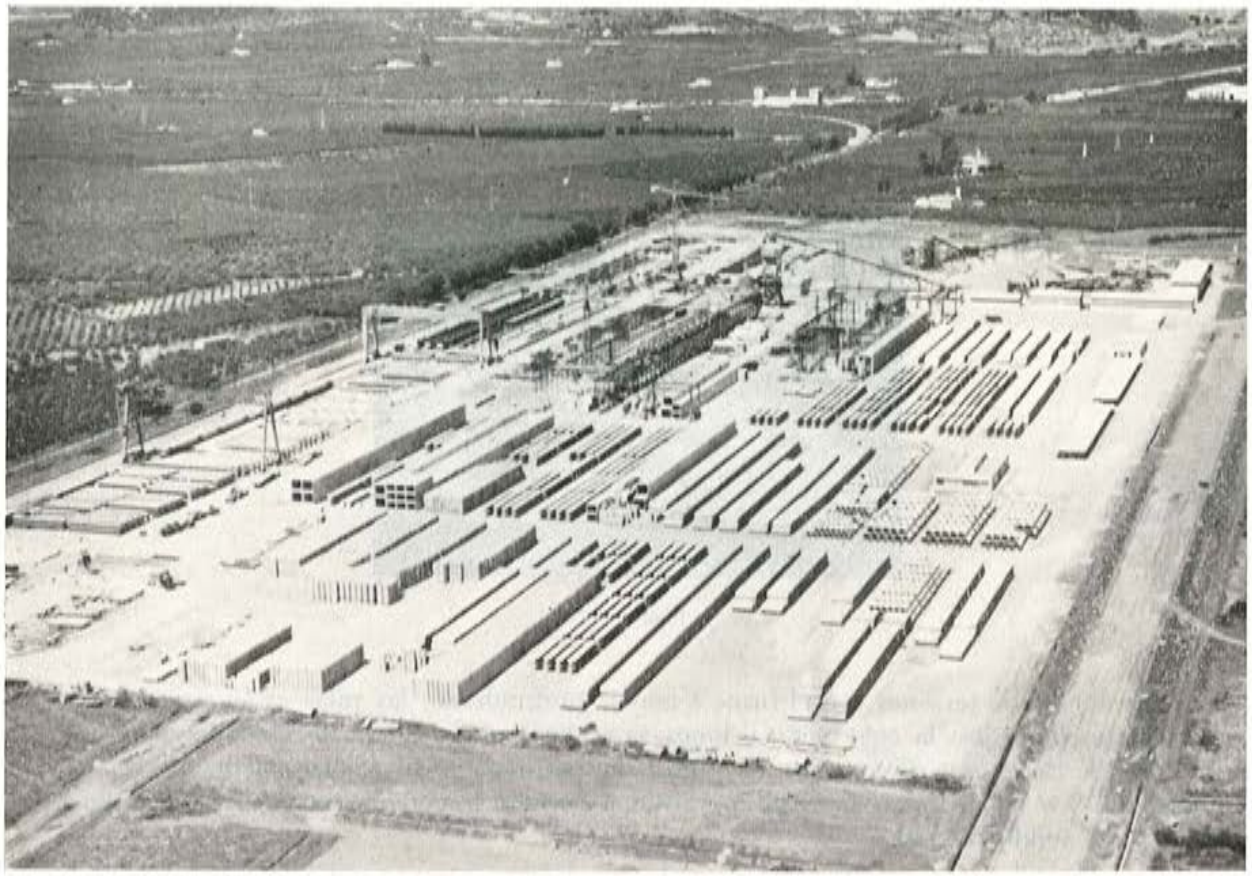


Figura 7.

El hormigonado de vigas —postensadas en el caso de puentes ferroviarios— se efectúa mediante transporte por un sistema de cintas, longitudinal y fija una, y transversal y desplazable la otra.

La fabricación de elementos tubulares para pilares y pilotes se realiza mediante centrifugado y vibrado. Estos elementos, al igual que las vigas y cabeceros, son curados al vapor y desmoldados inmediatamente.

Una vez curados los elementos tubulares se alinean, se rellenan las juntas con resina epoxídica y se cosen con cables postensados, inyectándose una lechada especial. Una vez endurecida ésta, se cortan los cables bajo los anclajes, recuperando éstos.

El transporte de vigas y pilotes se realiza por carretera mediante "dollies" (fig. 8), o bien por ferrocarril en convoyes especiales.

Figura 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

ALGUNAS REALIZACIONES TERMINADAS ULTIMAMENTE

Entre las diversas obras de este tipo realizadas últimamente, debemos destacar algunas de las del ramal del ferrocarril Málaga-Fuengirola. Estas obras han sido normalizadas con tableros de 19 metros de luz constituidos unos por dos vigas enlazadas (fig. 1) y otros por vigas cajón (fig. 3).

La figura 9 muestra el paso sobre la carretera nacional en las proximidades del aeropuerto, de cuatro tramos con pilas tubulares de 1,70 metros de diámetro con un capitel de hormigón armado.

La figura 10 muestra el puente sobre el río Guadalhorce, de siete tramos, con pilas del tipo "mesa" sobre cuatro pilotes tubulares de 90 centímetros, hincados.

En la figura 11 puede verse el viaducto de "Arroyo Hondo", de siete tramos, con pilas constituidas por dos pilotes de 1,40 metros de diámetro y un cabecero de hormigón armado.

Finalmente, la figura 12 muestra un aspecto parcial del viaducto Los Boliches-Fuengirola, de gran número de tramos, sobre pilas tubulares de 1,70 metros de diámetro y cabeceros de hormigón armado.

Figura 9.

Figura 10.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

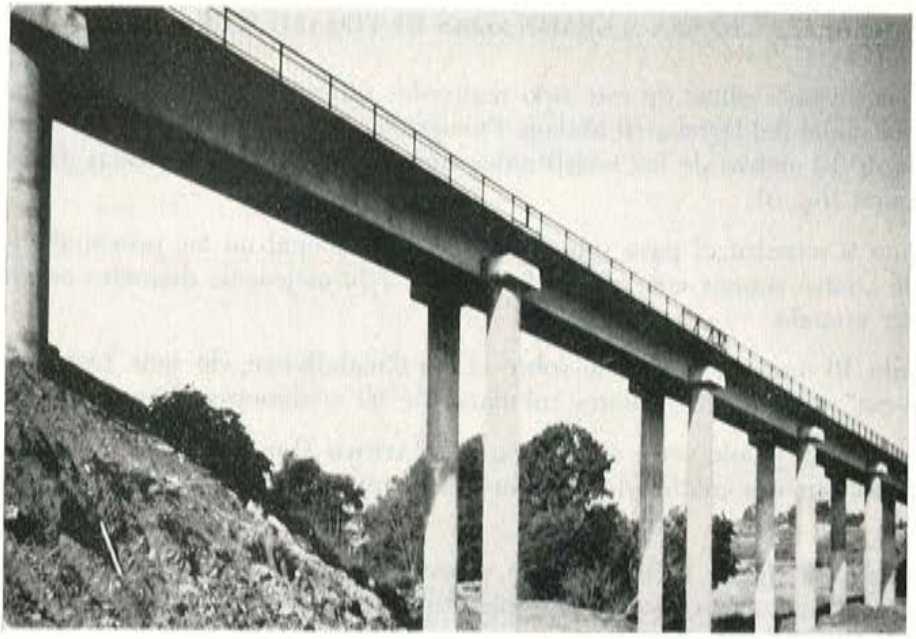


Figura 11.

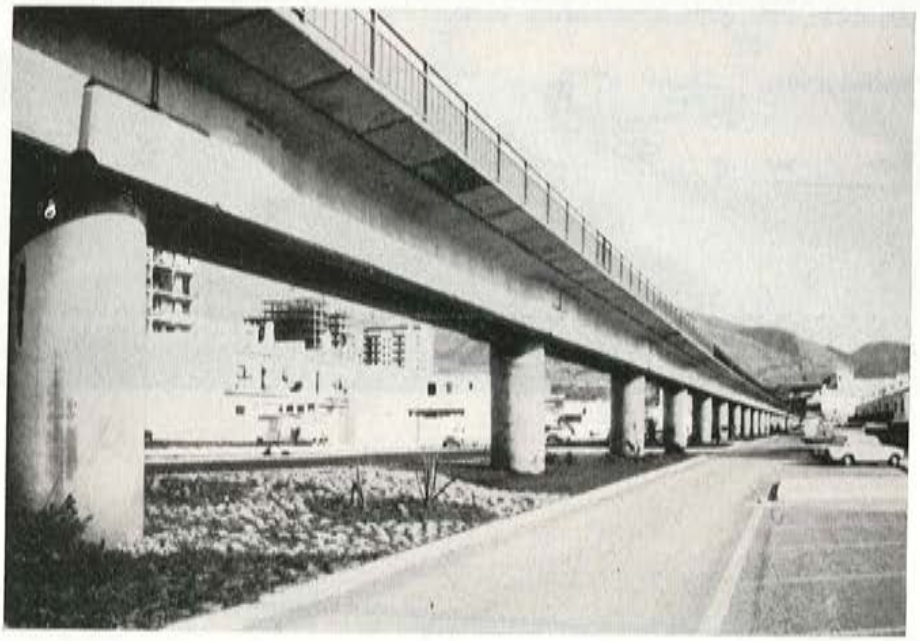


Figura 12.

Aparte de estas obras de ferrocarril hemos intervenido en otras muchas, muy repartidas, casi todas ellas con tableros del tipo de la figura 2, y muchas de ellas con zapatas, cabeceros y estribos totalmente prefabricados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

591-2-84

cálculos dinámicos

MIGUEL ANGEL HACAR BENITEZ
Dr. Ing. de Caminos

INTRODUCCION

Los primeros estudios de las acciones dinámicas en los puentes se remontan a los tiempos de Bresse, Renaudot, Resal, Saint-Venant, Stokes y otros que establecieron fórmulas que aún se utilizan.

Tratadista como lord Rayleigh por su *Theory of the Saund* es citado hoy día en la mayor parte de los estudios dinámicos y perdura como obra clásica a pesar de su antigüedad.

Para los puentes no podemos dejar de mencionar a C. E. Inglis por su *A mathematical treatise on vibrations in railway bridges*, Cambridge Univ. Press, 1934.

No citaremos muchos otros estudios y trabajos, limitándonos a mencionar a dos ingenieros de Caminos, ya fallecidos, que se ocuparon de estas cuestiones: don Domingo Mendizábal y don Alfonso Peña Boeuf.

Hace unos años, Alfredo Páez Balaca disertó sobre "Vibraciones en puentes", trabajo publicado en el número 102 de la revista HORMIGÓN Y ACERO, primer trimestre, 1972.

En los *Elementos de dinámica aplicada a las estructuras*, que escribí en colaboración con Enrique Alarcón Alvarez, recopilamos en el capítulo 21 los "Efectos dinámicos en los puentes", y en el 25 las "Interacciones vehículo-camino". Fue en realidad este compañero quien estudió con más profundidad y generalidad estos problemas, sobre los cuales ha escrito diversos artículos recientemente en revistas conocidas (*Ferrocarriles y Tranvías, Revista de Obras Públicas, Informes de la Construcción*, etc.) y lo ha desarrollado más extensamente en su tesis doctoral "Acciones dinámicas en los puentes".

Debieran, por tanto, ser estos amigos, Páez Balaca y Alarcón Alvarez, quienes expusieran lo que yo voy a hablaros.

Pero por corresponder a la amable invitación de don Carlos Fernández Casado —que yo no sé de dónde se le ha podido ocurrir que yo sé algo de pretensado— me lanzó a decir unas cuantas cosas, más que de cálculos dinámicos de algunas cuestiones ferroviarias, que creo pueden ser útiles. Los que saben calcular bien de verdad, como Juan José Arenas, Avelino Samartín y otros, ya han disertado o disertarán en este simposio.

TIPOS DE PUENTES FERROVIARIOS: METALICOS, DE HORMIGON ARMADO ORDINARIO Y DE HORMIGON PRETENSADO

Para las acciones dinámicas que ejercen las sobrecargas es importante comparar los valores relativos de éstas con los pesos de la estructura resistente y los pesos muertos permanentes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Hagamos esta comparación de modo sólo aproximado. Pensemos en puentes de vía única y de luces de 20 a 22 m (en que el hormigón armado ordinario empieza a ser antieconómico).

En los metálicos clásicos, la vía suele ir apoyada en los largueros por intermedio de tacos de madera o de traviesas. Admitamos que su peso, incluido el carril, es de 0,5 toneladas por metro lineal.

En los de hormigón (armado, ordinario y pretensado), la vía va sobre balasto. Admitamos que ésta, completa, pesa unas 3 t/m l.

Las sobrecargas móviles ordinarias de las locomotoras, por ejemplo en tres ejes de 20 toneladas cada uno, distantes unos 2,50 m entre sí, vienen a ser equivalentes a una sobrecarga de 20 2,50 = 8 t/ m l en su acción sobre las vigas principales.

Por algunos datos y tanteos realizados estimamos que los pesos de los tres tipos de estructura vienen a resultar a razón de 3,5 t/m l en los metálicos; 6 t/m l en los de hormigón pretensado, y 9 t/m l en los de hormigón armado ordinario.

El puente de hormigón pretensado viene a situarse como intermedio, para muchos efectos, entre los clásicos metálicos y los de hormigón.

Si admitimos (en el orden: metálicos, pretensado y hormigón) que los cantos totales a sean respectivamente 1/14; 1/14 y 1/10 de luz l. Que los cantos útiles h sean 9/10; 7/8 y 7/8 de los totales. Que las distancias del centro de gravedad v de cada sección a la fibra extrema más cargada sean 1/2 del canto. Que las tensiones máximas readmisibles de los materiales sean de 1.200; 80 y 40 kg/cm². Que los módulos de Young E sean de 2.000.000; 300.000 y 200.000 kg/cm².

Para un puente simplemente apoyado en sus extremos, con cargas totales uniformes repartidas p, de valor 12-17 y 20 t/m l, respectivamente, como:

$$M = \frac{p\,l^2}{8} \qquad \sigma = \frac{M\,v}{I}$$

La flecha δ para un peso q por unidad de longitud es:

$$\delta = \frac{5\,q\,l^4}{384\,E\,I}$$

Sustituyendo q = 8.000 kg/m l en todos los casos, y E por su valor al ser:

$$I = \frac{M\,v}{\sigma}$$

tomando

$$M = \frac{1}{8}\,p\,l^2$$

en que p igual al *peso total* por metro lineal resulta después de efectuar operaciones que:

$$\delta = 0{,}001166\ l \quad ; \quad 0{,}000530\ l \quad ; \quad 0{,}000166\ l$$

Las frecuencias de oscilación de orden n vienen dadas por:

$$f_n = \frac{n^2\,\pi}{2\,l^2}\sqrt{\frac{E\,I\,g}{p}}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

La fundamental, $n = 1$, de acuerdo con lo indicado es:

$$f_1 = \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{E g \upsilon}{32 \sigma}}$$

Sustituyendo valores obtenemos los correspondientes a cada caso. En el cuadro siguiente resumimos lo expuesto:

	Tipo de puente		
	Acero	Hormigón pretensado	Hormigón ordinario
Sobrecarga móvil t/m l (q)	8	8	8
Estructura resistente t/m l Cargas permanentes t/m l	3,5 } 4 0,5	6 } 9 3	9 } 12 3
Total t/m l (p)	12	17	20
Sobrecarga móvil; Estructura + c. permanentes	2	0,89	0,66
Sobrecarga móvil; Total de cargas	0,66	0,47	0,40
Canto total a (m)	$l/14$	$l/14$	$l/10$
Mód. de Young E. kg/cm²	2.000.000	300.000	200.000
Flecha δ (ocasionada por sobrecarga de 8 t/m l).	0,001166 l	0,000530 l (*)	0,000166 l
Frecuencia fundamental f_1 de oscilación (seg^{-1})	$\frac{12,6}{\sqrt{l}}$	$\frac{20,2}{\sqrt{l}}$	$\frac{27,5}{\sqrt{l}}$

(*) En algunas pruebas esta flecha puede resultar bastante menor a causa de tener el puente mayor anchura de los 4 m que hemos supuesto. También por ser el total de la carga en su acción inferior a la equivalente uniforme de 8 t/m l que hemos considerado.

Estos valores, aunque, repetimos, sólo orientativos, son muy reveladores. Así, en un puente pretensado, de 25 m de luz, la frecuencia fundamental, estando cargado, viene a ser $20,2/5 = 4,04$ ciclos. Si pasan dando golpe en una junta de carriles, tres ejes de locomotoras distantes 2,50 m entre sí, a una velocidad de 36 km/h = 10 m/seg se producirían dichos golpes con la frecuencia de:

$$\frac{10 \text{ m/seg}}{2,50 \text{ m}} = 4 \text{ seg}^{-1}$$

que sería casi igual a la fundamental del puente.

Podríamos estar cerca de la resonancia.

El número limitado de ejes, los amortiguamientos del balasto y de la estructura y fenómenos complejos diversos, hacen que, en general, no lleguemos a un caso tan extremo.

ESFUERZOS DINAMICOS QUE ORDINARIAMENTE NO SUELEN TENERSE EN CUENTA EN EL CALCULO DE PUENTES DE FERROCARRIL

Generalmente las Instrucciones oficiales para su cálculo obligan a considerar esfuerzos como los de frenado, los motivados por fuerzas centrífugas, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Se supone también la acción de tres ejes de 25 t cada uno, distantes entre sí 1,50 m, seguidos de sobrecargas uniformes y afectados de coeficientes dinámicos, etc. He oído comentar a veces que estos tipos de carga no existen en la realidad, que son muy superiores a los que pueden presentarse... Que por este motivo, en las pruebas —estáticas y dinámicas— siempre se obtienen resultados muy inferiores a los debidos, etc.

Aunque en un primer examen de la cuestión esto pudiera parecer cierto, vamos a probar también, cómo no suelen tenerse en cuenta otras acciones —algunas verdaderamente importantes— que, sin duda, se presentan a veces. Así, de modo indirecto, debido a aquellas previsiones excesivas, la estructura no peligra.

Sin pretender seguir un orden sistemático y sin que el orden en que los exponemos siga la importancia de estas acciones, pasamos a enumerar algunas:

a) No es raro en la vía el hecho del *descarrilamiento* de un eje o de un carretón completo. A pesar de que a veces en los accesos a los puentes se ponen aparatos encarriladores; de que en ellos la vía lleva contracarriles, etc., las ruedas pueden salirse de los carriles, y saltar, golpeando las traviesas con el tren marchando a cierta velocidad puede tardar el maquinista algún tiempo en apreciarlo; y necesita cierto recorrido para poder frenar. La acción de estos ejes —que en los vagones de mercancía modernos pesan tanto como los de las locomotoras— circulando en estas condiciones suponen unas cargas dinámicas muy importantes actuando sobre el puente.

b) Sobre los puentes suele hoy disponerse el carril continuo o soldado. O, al menos, se procura que las *juntas de carriles* caigan encima de los apoyos (de pilas o estribos). La acción dinámica del paso de una rueda sobre una junta fue ya estudiada, entre otros, por Paul Delpuech (*Annales des Ponts et Chaussées*, enero-junio de 1971). No vamos a exponer su teoría, pero sí el resultado a que llega, que, por otra parte, era de esperar. Y es que el efecto de las juntas es proporcional a la velocidad del tren y al ancho de dicha junta. Y que en razón inversa del diámetro de la rueda. Por tanto, para velocidades cada vez mayores y para ruedas, en cierto modo, cada vez más pequeñas (las de las locomotoras actuales Diesel o eléctricas son de diámetro mucho menor que las de las antiguas de vapor) las acciones dinámicas son más importantes. Cabe objetar que esta acción no es tan intensa, ya que el balasto amortigua y reparte estos esfuerzos en los puentes de hormigón (ordinario o pretensado). Es cierto, pero pensemos que a veces, por razón de rasantes, se reduce el espesor de balasto en estos puentes. En otros, modernamente, incluso se suprime el balasto, haciendo el apoyo directo por medio de placas con sujeciones especiales. De todas formas el impacto producido al paso de las ruedas en las clásicas juntas de carriles es de extraordinaria importancia y aunque es citado en todos los tratados de Ferrocarriles y se considera en el cálculo de dichos carriles, rara vez aparece y se tiene en cuenta en los efectos dinámicos de los puentes.

Puede pensarse que su acción va implícita en el coeficiente de mayoración dinámico o coeficiente de impacto y que la sobrecarga citada del grupo de tres ejes de 25 t distanciados 1,50 m es suficiente para englobarlo.

Aunque se procura que no haya junta de carriles en los puentes o se sitúen éstas sobre las pilas o en los lugares que menos perjudiquen no siempre es posible por las razones siguientes:

— En puentes en curvas de radio reducido los carriles no se sueldan o se sueldan en barras cortas. Resulta difícil entonces disponer exactamente las juntas en los lugares más favorables. Cierto que en dichos tramos de vía de fuerte curvatura las circulaciones no serán demasiado rápidas, pero pueden ser de importancia.

— Aun cuando se disponga carril continuo para su montaje, si el puente es muy largo, suelen llevarse barras de la mayor longitud posible y hacer las uniones in situ.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

A veces han de pasar las circulaciones sobre las juntas antes de estar hechas todas las soldaduras.

— Puede una junta aun estando soldada ser defectuosa, resultar algo blanda o deformada; y entonces el paso de las ruedas acusa un efecto de impacto considerable. Puede también romperse o agrietarse la junta o lo mismo un carril. En tal caso, hasta que se realiza la soldadura definitiva, si no puede interrumpirse el paso de los trenes, se ha de circular con la junta abierta, reforzada por medio de bridas provisionales o con contracarriles auxiliares.

— En líneas secundarias o en vías de servicio suelen no soldarse los carriles, quedando las juntas entre ellos a veces con "calas" importantes. En dichas vías el carril no suele ser de buena calidad y aunque se procura que el de los puentes sea el mejor posible no es fácil lograrlo siempre.

La acción del paso de ruedas pesadas por las juntas fue estudiada ya por Saint-Venant. Admitía que las deformaciones eran *homotéticas* a las de la flexión estática bajo una carga concentrada en el punto de impacto.

Con algunas variaciones calculan la amplitud del movimiento oscilatorio de dicho paso, entre otros, P. Delpuech, llegando a la expresión:

$$A = \frac{e}{D} \frac{v\,T}{2\,\pi} \frac{l}{l + \frac{2}{\pi} \frac{M_0}{M_1}}$$

en que intervienen:

e = Ancho de la cala.
v = Velocidad de circulación.
D = Diámetro de la rueda.
T = Período de oscilación del puente con todas sus cargas y peso propio.
M_0 = Masa estática total.
M_1 = Masa en movimiento que pasa por la cala.

La sobrecarga estática equivalente a este golpe de junta es:

$$P' = \frac{48\,E\,I}{L^3} A, \text{ para el punto medio de la luz.}$$

Se comprueba lo que dijimos de ser:

— Directamente proporcional a la velocidad.
— Directamente proporcional al ancho de la cala.
— Estar en razón inversa del diámetro de la rueda.

(Es decir, que por este motivo, las ruedas grandes de las locomotoras antiguas de vapor "castigaban" menos las juntas de los carriles que las de las actuales locomotoras que tienen diámetros de poco más de un metro.)

El tratado de Explotación de Ferrocarriles de don José María García Lomas, t. I. en su capítulo XXIV y, sobre todo, al final del XXV, recoge estas ideas. Indica que por los motivos expuestos "...el efecto dinámico puede aumentar la carga estática entre un 60 y un 120 por 100 para velocidades de 50 a 100 km/h".

c) El paso de una rueda con aplanadura o también llamado *plano de rueda* ("me-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

plat", en francés; "whell flat", en inglés; "Flaschstelle", en alemán, y "spianatura", en italiano) ocasionan golpes perturbadores, y que ha sido objeto de numerosos estudios.

Una rueda con rodamiento defectuoso constituye un serio peligro para el servicio. Las superestructuras y las infraestructuras de la vía sufren solicitaciones suplementarias por el hecho de que las ruedas tengan deformaciones en sus superficies de rodadura. Ya Schramm estableció coeficientes en función de la velocidad, por los que hay que multiplicar las cargas estáticas en los carriles para tener en cuenta las acciones dinámicas en condiciones normales (de conservación de ésta y del estado del material rodante).

Pero si se presenta un *plano de rueda* de flecha conocida, el momento suplementario a que se somete el carril, fue valorado por Popp y Rubin, partiendo de investigaciones teóricas y prácticas, en función de dicha flecha y de la carga por eje. (Ver, por ejemplo, "Détection de roues à bande de roulement déformée", *ORE*, juillet 1969, número 29. Question A-110, págs. 29 y 30.)

Estos golpeteos de las ruedas defectuosas producen efectos dinámicos que no suelen tenerse en cuenta y que no es raro se presentan alguna vez accionando sobre los puentes, sin que nadie lo detecte ni aun lo sospeche.

d) Aun en las vías mejor instaladas, debido al paso de los vehículos, aparecen defectos en su *nivelación longitudinal*.

Estos defectos evolucionan con el tiempo, creciendo más o menos según el número y peso de los ejes que circulen, de su velocidad, del tipo de vía (peso de carril, traviesas, etcétera). Aun con una buena conservación no es de esperar que siempre esté en los puentes la vía en condiciones excelentes... (R. Cousty y G. Tro: "L'evolution des défauts de nivellement longitudinal d'une voie ferrée sous l'effet de charges roulantes répétées", *Revue Générale des Chemins de Fer*, marzo 1972, págs. 205 a 216).

Se ha estudiado la evolución del *espectro* de los defectos de nivelación obteniéndose incluso fórmulas para su *varianza* después del paso de un número de cargas tipo (de determinados pesos y frecuencias de suspensión).

Los japoneses han realizado serios estudios y experiencias en los últimos años comprobando la enorme importancia que los defectos, aun pequeños, pueden alcanzar al circular a elevadas velocidades. Así, han comprobado, que, sólo una desnivelación de un milímetro en un metro de longitud, puede hacer que la acción de la carga estática de una rueda, se duplique al circular por dicha desnivelación a 120 km/h; y se triplique al pasar a 200 km/h. Depende todo ello de la rigidez de la suspensión del vehículo y de la vía, pero es evidente que hay que tener estas circunstancias muy en cuenta si hemos de proyectar para un futuro en el que se espera aumentar mucho las velocidades de los trenes. (Masayuki Hirano: "Theoretical Analysis of Variation of Whell Load". Quarterly Reports. Volumen 13, núm. 1, 1972, págs. 42 a 44.)

e) *Los movimientos transversales* de los vehículos ejercen acciones sobre los puentes de ferrocarril, que de ordinario ni se calculan ni apenas se tienen en cuenta. Aun en los puentes situados en alineación recta pueden tener cierta importancia.

Pensemos que, en general, los puentes ferroviarios son estrechos, sobre todo si los comparamos con los carreteros. Los de vía única, apenas tienen algo más de 4 m de ancho (los andenes o aceras para el paso de vigilantes y peatones no forman, en realidad, parte de la estructura resistente). Puente único para doble vía no se hace siempre, unas veces por razones constructivas y otras para evitar esfuerzos secundarios de torsión, etc.

En las pruebas que ya hace años realizamos en puentes metálicos recordamos haber comprobado las fuertes sacudidas transversales de los tramos, sobre todo cuando las locomotoras de vapor se lanzaban a una velocidad de más de 70 u 80 km/h. Sin duda,

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

había *acoplamiento* entre las oscilaciones de flexión (vertical y horizontal) y de torsión. En algún puente metálico de celosía (muy estrecho, de tablero superior, y de canto bastante grande) resultaba peligroso, por su oscilación transversal, pasar con ciertas máquinas a velocidad que no fuese muy moderada. Ignoro, por falta de experiencia, los resultados sistemáticos de mediciones hechas en puentes de hormigón pretensado, relativamente esbeltos, al paso de trenes pesados a gran velocidad. Sería muy interesante examinar las deformaciones y tensiones alcanzadas en diversas circunstancias y su evolución en el tiempo.

Uno de los movimientos que más afectan a la estabilidad de la marcha de los vehículos ferroviarios y, en especial, de las locomotoras es el de oscilación según un eje vertical o de serpenteo, más conocido con el nombre de *movimiento de lazo*.

A causa de la inclinación de los carriles (con respecto a la vertical es de 1 : 20 en España y de 1 : 40 en otros países) prácticamente igual a la conicidad c de las llantas, el centro de un eje montado, de ruedas de diámetro D, en un ancho de vía a describirá en su movimiento de lazo y en planta una curva sinusoidal de período $\pi \sqrt{D \cdot a/c}$ (o sea, de unos 20 m para ruedas de algo más de un metro de diámetro).

Pero al formar el eje parte de un carretón o bogie, acoplado a un chasis, el problema se complica. Las irregularidades de una vía en alzado y en planta dan lugar, respectivamente, a movimientos de balanceo ("roulis", en francés) y de lazo ("lacet"), que se estudian por medio de las ecuaciones diferenciales del movimiento que podemos convertir en ecuaciones algebraicas a base del cálculo operacional de Heaviside (Y. Rocard; M. Julien: "La stabilité de route des locomotives", Hermann et Cie., Ed. París, 1935).

Se puede evaluar el choque transversal, horizontal, que se ejerce por un defecto brusco de la vía. Puede ser del orden de una decena de toneladas. Gran parte puede ser absorbido por las traviesas y, el balasto. Pero puede tener cierta importancia en la estructura del puente, según su reiteración y frecuencia. Y más aún en los puentes en que la sujeción del carril a la estructura se hace sin balasto, de modo directo.

f) Puede ocurrir que a causa del esfuerzo de tracción en el gancho de una locomotora, en un momento y en circunstancias determinadas, *se descargue algo un eje* y se sobrecarguen otros. En francés se denomina "cabrage" a este fenómeno; en alemán "Achsentlastung" y en inglés "weight transfer".

Es muy conocido en tracción ferroviaria. Existe el "cabrage" (diríamos "encabritamiento") de caja y el "cabrage" de bogie o carretín. Hay diversos dispositivos para luchar contra el mismo ("systemes anticabrages") cuya aparición es perjudicial, ya que al destruir la igualdad de repartición de los pesos sobre los ejes puede, al disminuir la adherencia, hacer que alguno patine, etc. (M. Garreau: *La traction electrique*. Ed. Riber. París, 1965).

g) Los esfuerzos debidos a la *torsión* deben considerarse sobre todo si se trata de un puente con la vía en curva, o con mucha oblicuidad y también en los puentes para doble vía.

En estos últimos, pero en puentes metálicos, fueron estudiados por P. Delpuech en *La torsion dans les ponts métalliques*. Annales des Ponts et Chaussées, marzo abril, 1944.

En los puentes de hormigón pretensado hay que tener en cuenta cómo la rigidez de torsión de una viga es modificada por el pretensado. Por este motivo cambian las frecuencias de oscilación flexión-torsión. Dicha rigidez torsional aumenta o disminuye según la posición de los cables de pretensado con respecto a un cierto círculo que define en la sección transversal. Fue estudiada por M. Como y C. Greco "Comportamiento dinámico de vigas pretensadas de sección esbelta" (Hormigón y Acero, número 92, págs. 9 a 31, 1969).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Interesante es el artículo de J. Manterola "La sección transversal en los puentes de hormigón pretensado" (HORMIGÓN Y ACERO, número 105, págs. 11 a 91, 1972), en el que examina la gran disminución de la rigidez a torsión (con relación a la de flexión) que sufre una viga rectangular o en cajón al fisurarse.

LOS APOYOS DE NEOPRENO Y ANALOGOS

Los modernos tipos de apoyos elastoméricos constituyen un progreso considerable en la construcción de puentes.

Los de caucho, zunchados y reforzados, que permiten, además de cargas de varios centenares de kilogramos por centímetro cuadrado, desplazamientos horizontales y de giro, simplifican extraordinariamente el problema. Buena prueba de ello se refleja en la conferencia que pronunció Juan Carlos Lasfuentes.

Pero estimo que hay una característica —quizá de las más importantes—, a la que no se da la categoría que merece.

Me refiero concretamente al *amortiguamiento* que producen de las acciones dinámicas.

Probablemente sea debido a que en las carreteras la acción dinámica en los puentes tiene una importancia más bien pequeña.

Pero en los ferrocarriles, en cuyos puentes las sobrecargas dinámicas son del mismo orden que los pesos permanentes (en los puentes metálicos mayores, en los de hormigón armado ordinario menores, pero en los pretensados pueden ser casi iguales) hay que tomar muy en serio eso del amortiguamiento.

Todos los cálculos de oscilaciones de puentes —que nos expondrá en su conferencia Avelino Samartín Quiroga— se basan en parámetros muy difíciles de determinar. Pudiéramos decir que es casi imposible. Se suele partir de un módulo de Young determinado en función de la resistencia específica del hormigón. Sabemos que si bien puede admitirse que es constante para cargas aplicadas con lentitud, varía —puede aumentar bastante— para cargas muy rápidas, casi instantáneas, ya que entonces el fenómeno es adiabático (o casi lo es), pues por su rapidez no ha lugar a transmisión del calor. Mayor es aún el coeficiente de Poisson en los fenómenos rápidos de transmisión por ondas de energía radiante.

COMENTARIO SOBRE EL AMORTIGUAMIENTO

En los cálculos dinámicos hay siempre tendencia a considerar que los amortiguamientos son de tipo viscoso-lineal. O sea, que las fuerzas que engendran son proporcionales a la velocidad (y en sentido contrario a ella).

Motivos de ello:

1.º Que así empezó a establecerlo Newton. Y sin duda con éxito. Continuó Navier-Stokes con sus ecuaciones generales del movimiento viscoso... (hoy se considera ya la viscosidad *no lineal* e incluso varios coeficientes de viscosidad en direcciones diversas...).

2.º Que resultaba cómodo en las ecuaciones diferenciales de segundo orden, que con tanto gusto venían desarrollando los matemáticos. En ellas aparecen las derivadas primeras con respecto al tiempo, o sea, las velocidades, y en sentido contrario y proporcional a ellas, las fuerzas de viscosidad. De ese modo completaban el esquema. Los físicos e ingenieros apoyándose así en la matemática tenían ocasión de desarrollar los sistemas de ecuaciones diferenciales de segundo orden. Hicieron bien. Esto constituyó un progreso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

3.º Pero aún hay más. Me refiero a las analogías eléctricas.

Sustituyendo masas, velocidades y amortiguamientos mecánicos por inductancias, corientes y resistencias, respectivamente (esto en la analogía M/L; en la M/C, serían por capacidades, voltajes y conductancias) resultó fácil establecer modelos y aprovechar todo lo desarrollado en electricidad clásica (conceptos de impedancia, leyes de Kirchhoff, etc.), y aplicarlo, con auxilio del cálculo matricial.

En realidad, el amortiguamiento, si es por fricción, puede incluso estar en razón inversa de la velocidad. Pero esto hace *que las ecuaciones diferenciales dejen de ser lineales y se compliquen.*

Pero esto del amortiguamiento es mucho más complejo. A él se debe que los puentes resistan mejor.

¿Pero de qué forma actúa el amortiguamiento?

Me atrevo a sugerir, que en los puentes asentados sobre traviesas y balasto, es del modo siguiente:

1.º *A través del conjunto carril-traviesa-balasto.*—Una vía "blanda" absorbería más energía (necesitaría mayor potencia de sus locomotoras) pero repartiría menos la carga. Tal sería el caso de vía con carriles de poco momento resistente y con balasto flojo. Por el asiento y la deformación de las traviesas y del balasto hay, sin duda, un amortiguamiento de los efectos dinámicos.

2.º *A través de la propia estructura resistente del puente.*—La que absorben los puentes metálicos ordinarios puede estimarse del orden de 0,1.

Parece que la amplitud de cada oscilación principal viene a ser un 10 por 100 menor que la anterior. Desconozco los órdenes de magnitud en los puentes de hormigón.

El amortiguamiento de ondas elásticas se ha estudiado bastante en sólidos homogéneos y en rocas de composición sencilla.

Depende de numerosos parámetros.

Por dos motivos existe el *amortiguamiento,* que consiste en la caída de intensidad de las ondas al alejarse de su centro de producción:

1.º Por absorción de parte de su energía elástica en calor a causa de la *fricción* de las partículas vibrantes.

2.º Por *disipación* de dicha energía en diversas direcciones a causa, en gran parte, de la *falta de homogeneidad del material* y de sus poros y grietas.

La amplitud de las ondas varía con la distancia x, según una ley de tipo exponencial:

$$U = U_0 e^{-\theta x}$$

en que θ es el *coeficiente de absorción.*

En los metales la absorción θ está relacionada con la conductividad térmica. El intercambio de energía tiene lugar entre la parte que se comprime del material (en que su temperatura aumenta) y la que se dilata (temperatura disminuye) al pasar la onda.

Si designamos por:

f = la frecuencia.
γ = el peso específico del material.
η = el coeficiente de viscosidad o de rozamiento interno.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Como en las rocas, estos fenómenos o intercambios térmicos son de poca importancia, el problema se simplifica y resulta que teóricamente:

$$\theta = \frac{8}{3} \frac{\pi^2}{c^3} \cdot \frac{f^2}{\gamma/g} \eta$$

es decir, que aumenta mucho con la frecuencia y disminuye con la celeridad c de la onda.

No entraremos en más detalles. Sólo diremos que en cuerpos compuestos y heterogéneos (tal es la estructura de hormigón armado o pretensado del puente), la fórmula anterior es sólo groseramente aproximada.

A base del producto de la densidad de un material γ/g por la celeridad de las ondas elásticas c se definen su *impedancia específica* z y su ángulo de fase (entre la presión y la velocidad).

3.º *A través de los apoyos en pilas y estribos.* La *energía incidente* es en parte *transmitida* y en parte *reflejada.* Interesa que la reflejada por los apoyos sea la menor posible.

Pero es sabido que si entre dos medios de impedancias respectivas z_1 y z_2 incide una onda con energía W_0, y se refleja con W_r el llamado coeficiente de energía por reflexión es:

$$K = \frac{W_r}{W_0} \quad \text{siendo:} \quad K = \left(\frac{Z_1 - Z_2}{Z_1 + Z_2} \right)^2$$

Por tanto, es de extraordinaria importancia el estudio de la impedancia de los apoyos para tratar de saber la energía elástica que puedan absorber.

Ya Inglis, en 1934, y Delpuech, en 1951, abordaron estos estudios. El último indica radiaciones de 3 a 5 períodos por segundo, con los apoyos convencionales de puentes metálicos, en la transmisión de energía a los apoyos de fábrica.

H. Lorenz, en "Grundbau-Dynamik" (Springer-Verlag, 1960), se ocupa del amortiguamiento de la energía transmitida al terreno en los apoyos, recogiendo las teorías e investigaciones de G. Ehlers, M. Novak, E. Reissners, L. W. Nijboer y otros.

PRECIOS COMPARATIVOS DE PUENTES Y TUNELES

A modo de orientación vamos a comparar los importes de los puentes ferroviarios de hormigón y de acero.

En las circunstancias actuales, en España, los de vía única y de luces entre 20 y 30 m vienen a costar a razón de unas 160.000 ptas/m l los de hormigón, y a unas 250.000 pesetas/m l los metálicos. En estas cifras se incluyen pilas y estribos.

Como vienen a tener unos 4 m de anchura útil resulta la estructura de hormigón a unas 40.000 ptas/m².

Los puentes carreteros —incluyendo también pilas y estribos— creo están resultando a razón de unas 20.000 ptas/m².

Parece lógico, si tenemos en cuenta que las sobrecargas —ferroviarias y carreteras uniformes equivalentes— (repartidas en un ancho de 4 m, tanto en ferrocarril como en carretera) vienen a ser de 2 y de 1 tonelada por metro cuadrado, respectivamente (las sobrecargas dinámicas aparte).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Compararemos en cada caso los precios de puentes y de túneles (éstos en condiciones medias o normales de construcción).

Un túnel ferroviario para vía única no necesita más que una sección libre de 30 m^2 o menos. Su coste (40 m^3 de excavación a 1.500 ptas/m^3, y 10 m^3 de revestimiento a 6.000 ptas/m^3) puede ser del orden de 120.000 ptas/m l; o sea, bastante menor que el metro lineal de puente.

En cambio para carretera, el precio del túnel es mayor que el de puente de la misma longitud,y esto no sólo por las anchuras y alturas que hay que dejar libres para circular, sino por los suplementos de sección para los caudales de aire para su ventilación y por la instalación de ésta.

En los ferroviarios, ésta no es necesaria, ya que las líneas de mucho tráfico o en terreno accidentado suelen estar electrificadas.

En resumen, podemos decir que en carreteras, en general, el túnel debe tratar de evitarse. En el *Dossier pilote des tunnels*, Bron, Lyon, 1970, se indicaba cómo *Premiere régle*: Eviter les tunnels (dans de nombreux cas), y como *Deuxieme régle*: evaluer les consequences. Se quiere con ello decir que antes de decidir la construcción de un túnel deben examinarse bien las consecuencias técnicas y financieras de su realización y hacer los cálculos económicos que justifiquen su rentabilidad. Y que cuando resulte inevitable o conveniente hacerlo deben tratar de evaluarse las incidencias de todo tipo que puedan presentarse.

Esto podemos admitirlo, repetimos, en carreteras. Por eso se procura en los trazados evitar los túneles, sustituyéndolos por estructuras de puentes y viaductos, por muros de sostenimiento importantes y por desmontes y trincheras (a veces exageradamente grandes).

Pero en líneas ferroviarias no nos parece tan oportuno. Las fuertes sobrecargas —cada vez son mayores los pesos por eje de los vagones de mercancías— hacen que la estructura de los puentes se encarezca demasiado. Mucho más si son en curva. En cambio, los túneles, con sólo unos 30 m^2 de sección libre si la línea es en vía única, y unos 50 m^2 si es en doble vía, pueden permitir un trazado más económico y en general de mayor garantía, aunque el túnel sea de cierta longitud siempre que esté bien construido —no debe escatimarse en su estudio y ejecución— y la línea sea electrificada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

segundo premio ALEMAS de artículos técnicos

La revista *Alemas* convoca el segundo premio Alemas de artículos técnicos sobre temas relacionados con los alquitranes, las emulsiones, los asfaltos, los impermeabilizantes y los aditivos y sus aplicaciones en la edificación y obras públicas.

REGLAMENTO

Artículo 1.º Podrán concurrir a este certamen los alumnos de Escuelas Técnicas y Facultades de Ciencias de todo el territorio nacional.

Art. 2.º Los trabajos podrán ser indistintamente individuales o colectivos, siendo igualmente válidos los realizados en Seminarios y Grupos de Trabajo, organizados por las Escuelas y Facultades bajo la dirección o asesoramiento de profesores de las mismas.

Art. 3.º Una comisión formada por técnicos de la Agrupación Nacional Alemas seleccionará los artículos finalistas, en número máximo de seis, que serán publicados en la revista *Alemas*, recibiendo la cantidad de 5.000 pesetas en concepto de colaboración.

Art. 4.º Un jurado, compuesto por catedráticos de diversas Escuelas y Facultades y técnicos de la Agrupación Alemas, designará, entre los artículos finalistas, el ganador del premio Alemas, que en esta segunda edición está dotado con 100.000 pesetas.

Art. 5.º Se tendrá en cuenta, como criterio valorativo de los trabajos, la aportación de ideas y soluciones originales para los problemas de la edificación y obras públicas en base a la gama de productos mencionados en la convocatoria de este premio, así como la labor investigadora sobre los mismos.

Art. 6.º El fallo del jurado se dará a conocer públicamente en un acto, cuyo lugar y fecha de celebración se determinarán oportunamente, y en el que se hará entrega del premio al ganador.

Art. 7.º El plazo de admisión de originales se cerrará el día *30 de mayo de 1976*.

Art. 8.º El artículo ganador de este premio será publicado en un número especial de la revista *Alemas*.

Art. 9.º Los trabajos no admitidos como finalistas quedarán a disposición de sus autores una vez estudiados por el Comité Seleccionador.

Art. 10. El fallo del jurado será inapelable, pudiendo declararse desierta la convocatoria si ninguno de los trabajos se ajustara a los términos señalados en el artículo 5.º del presente Reglamento.

Art. 11. La extensión mínima de los trabajos será de doce folios, mecanografiados a dos espacios. Se remitirán tres copias a revista *Alemas*, Quiñones, 15, Madrid-8, acompañadas de fotocopia del correspondiente carné escolar del autor o autores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

I. E. T. c. c.
Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento

ANDECE
Agrupación Nacional de Derivados del Cemento

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

SELLO DE CONFORMIDAD CIETAN DE VIGUETAS PRETENSADAS

Fábricas que han solicitado el Sello

AEDIUM, S. A.
Basauri (Vizcaya)
Tfno. 49 39 99

AEDIUM SORBAN, S. A.
Logroño
Tfno. 13 17 50

APLICACIONES DEL HORMIGON, S. A.
La Coruña
Tfno. 26 12 87

CADE, S. A.
Madrid
Tfno. 419 24 12

CAMARA, S. A.
Pontevedra
Tfno. 85 06 08

CAMARA, S. A.
Valladolid
Tfno. 25 37 54

HIFORCEM, S. A.
Sevilla
Tfno. 37 37 00

HORMIGONES ESPECIALES, S. A.
Madrid
Tfno. 234 36 01

HORSA, S. A.
Viladecans (Barcelona)
Tfno. 362 22 77

HORTE, S. A.
Valladolid
Tfno. 22 66 50

HORVITEN, S. A.
Valencia
Tfno. 21 08 26

MAHEMA
Granollers (Barcelona)
Tfno. 270 14 50

PACADAR VALENCIANA, S. A.
Valencia
Tfno. 21 03 39

PIMOSA
San Adrian de Besós (Barcelona)
Tfno. 281 03 50

PREFABRICADOS AEDIUM, S. A.
Burgos
Tfno. 20 56 68

PREFABRICADOS ALAVESES, S. A
Vitoria
Tfno. 22 21 66

PREFABRICADOS STUB, S. A.
Barcelona
Tfno. 875 13 50

PRETENSADOS AEDIUM, S. A.
Pamplona (Navarra)
Tfno. 22 14 20

PRETENSADOS DEL LOURO, S. L.
Porriño (Pontevedra)
Tfno. 295

SAEM, S. A.
Valencia
Tfno. 77 11 50

TEJERIAS LA COVADONGA, S. A.
Santander
Tfno. 23 45 67

TENSYLAND, S. A.
Gironella (Barcelona)
Tfno. 245

TUBOS BORONDO
Madrid
Tfno. 478 81 00

VEYGA, S. A.
Tarrasa (Barcelona)
Tfno. 297 26 02

VIGUETAS MUBEMI, S. A.
Torrente (Valencia)
Tfno. 55 17 18

SELLOS EN VIGOR A OCTUBRE DE 1975

Cietan VP-1 — DOMO-SAINCE, S. A.
Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid)
Tfno. 293 08 30

Cietan VP-2 — AGUSTI, S. A.
Fábrica de Bañolas (Gerona)
Tfno. 44 Bañolas

Cietan VP-3 — AGUSTI, S. A.
Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona)
Tfno. 20 21 50

Cietan VP-4 — ENAGA, S. A.
Fábrica de Pozuelo de Alarcón (Madrid)
Tfno. 291 08 58

Cietan VP-5 — PRESUM, S. A.
Fábrica de Sevilla
Tfno. 23 42 32

CIETAN VP-6 — MEDITERRANEA DE PREFABRICADOS, S. A.
Fábrica de Benicarló (Castellón)
Tfno. 47 15 50

(ver dorso)

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

¿Qué es el Sello de Conformidad CIETAN?

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

¿Quiénes pueden solicitar la concesión del CIETAN?

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

¿Qué requisitos se precisan para la obtención del CIETAN?

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

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

¿Quién otorga o anula el CIETAN?

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

¿Quién controla el CIETAN?

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

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

¿Qué productos se benefician actualmente del CIETAN?

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

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

591-2-85

medidas efectuadas en algunos puentes

JORGE NASARRE Y DE GOICOECHEA
Ing. de Caminos, Canales y Puertos

Después de escuchar las interesantes palabras de Miguel Angel Hacar vamos a describir las pruebas de carga de dos puentes de hormigón pretensado, pruebas realizadas para su recepción por parte de RENFE.

El puente del Tormillo, situado en el kilómetro 104/140 de la línea de Zaragoza a Barcelona, por Lérida, es un puente de ocho tramos isostáticos de 13,40 m de luz de cálculo, construido a base de vigas prefabricadas pretensadas de 13,90 m de longitud, constando la sección de ocho vigas de un metro de canto y losa de reparto de 30 cm de espesor, proyecto del ingeniero de Caminos don Alfonso García-Pozuelo Asins, y realizado por la empresa Huarte y Cía., S. A.

Las pruebas de carga se realizaron en diciembre de 1972. Se utilizó como tren de cargas una máquina de la serie 4.000, con cuatro ejes y una carga de 22 t por eje (88 t en total). Para las pruebas estáticas se estudió la posición más desfavorable, resultando ser la de un bogie cargando sobre el centro de cada vano ensayado. Dada la repetición de vanos de iguales características, se ensayaron solamente dos de ellos, el comprendido entre las pilas 1 y 2 (vano intermedio), y el tramo comprendido entre un estribo y la pila correspondiente.

Se midieron flechas en los centros de los vanos ensayados, fijando unas regletas, graduadas en mm, a la cara inferior de una de las vigas que estaban debajo de uno de los carriles, que será la viga sometida a mayores esfuerzos (recordemos el reparto transversal). Haciendo estación con niveles Wild N-3, de precisión, se determinaron los corrimientos verticales.

Las flechas observadas coincidieron prácticamente en los dos tramos medidos, y por ello no se pasó a medir más tramos. Los valores medios de los resultados fueron los siguientes:

	V (km/h)	Flecha (mm)
Estática	—	1,1
Dinámica 1	(10)	1,1
Dinámica	(40)	1,35
Frenado	(50)	1,20

Como puede observarse, el puente resultaba de una extraordinaria rigidez.

El paso inferior de la calle Méndez Alvaro, en Madrid, ramal de enlace ferroviario

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

entre las estaciones de Delicias y Atocha, es un puente de dos vanos, isostáticos, de 25 m de luz, constituido cada uno de ellos por 9 vigas prefabricadas pretensadas, de 1 m de canto, con un forjado superior de 20 cm de espesor, esviado y con la vía en curva. La plataforma es para doble vía. El proyecto fue redactado por los Ingenieros de Caminos señores Ruiz Ojeda (de RENFE) y Cristóbal (del Ayuntamiento de Madrid), y la construcción fue realizada por Ferrovial.

Se realizaron las pruebas de carga utilizando un tren compuesto por dos máquinas eléctricas de las series 7.600-8.600, acopladas, de 6 ejes de 20 t cada uno y 120 t peso total. Se midieron flechas en los centros de las vigas situadas bajo un carril y se utilizaron flexímetros de máxima de la marca ICON, con una precisión de una décima de milímetro.

Los valores medios obtenidos fueron los siguientes:

Pruebas	Flecha (mm)
Estática	6,20
Dinámica lenta (10 km/h)	6,20
Dinámica (55 km/h)	6,45
Frenado (55 km/h)	6,55

Hay que hacer notar que los resultados que se obtuvieron en la prueba que llamamos dinámica lenta a 10 km/h, y que es la primera que se realizó, siendo también el tren de pruebas la primera circulación que pasó por el puente, pues todavía no estaba en servicio, fueron los siguientes:

	mm
1.ª Pasada del tren	7,60
2.ª Pasada del tren	6,90
3.ª Pasada del tren	6,20
4.ª Pasada del tren	6,20

La razón de esta disminución de la flecha, que llamará la atención, fue sin duda debido al sucesivo acoplamiento de los apoyos de neopreno.

Como se ha visto en los ejemplos descritos se realizan en general cuatro tipos de pruebas:

Estática, que no merece comentario por estar clara en el ánimo de todos. La que llamamos *dinámica lenta*, con el tren de cargas a una velocidad máxima de 10 km/h. El coeficiente de impacto y los efectos dinámicos en esta prueba son prácticamente nulos, ya que se dan instrucciones al maquinista para que pase sobre el puente con el regulador "a cero"; es decir, sin acelerar ni frenar en absoluto, pero resulta interesante su realización porque:

1.º Da el valor "máximo maximórum" de conocimiento (esfuerzo en su caso) en el punto medido, ya que el tren de cargas pasa por todas las posiciones; por ello si no se ha determinado con todo cuidado la posición más desfavorable de las cargas en la prueba estática suele dar valores *ligeramente* mayores.

2.º Permite la observación del comportamiento de los apoyos.

3.º En los casos en que el tren de cargas sea la primera circulación que pasa por el puente contribuye al asiento definitivo de sus elementos. La *prueba dinámica* que debe realizarse a la mayor velocidad a que vayan a circular los trenes por la línea suele plantear

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

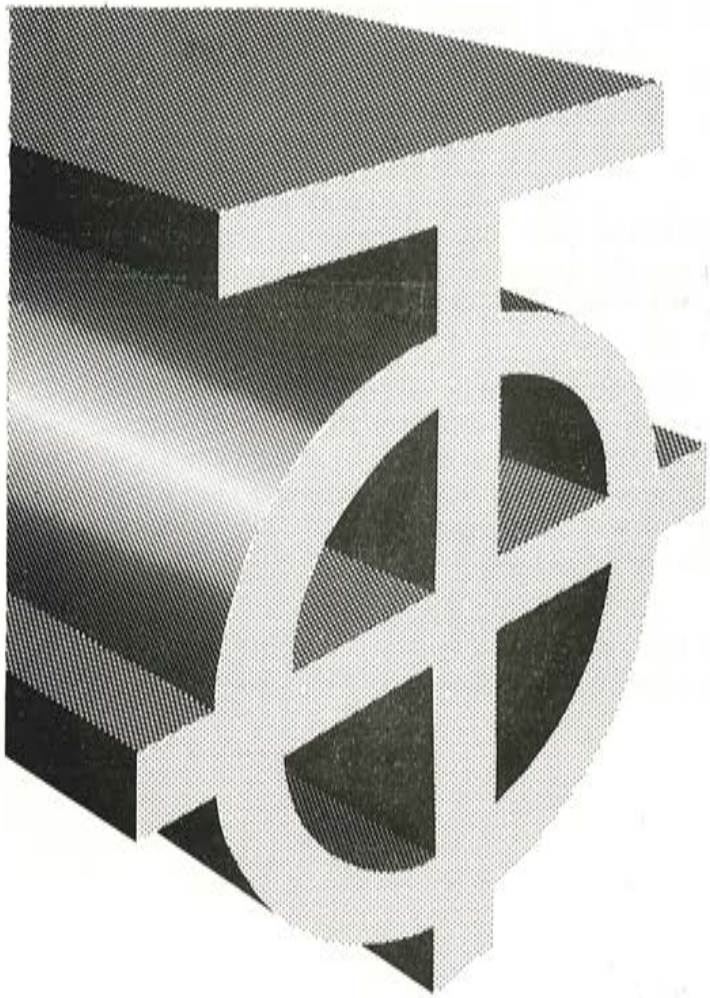
el problema de que la vía no esté preparada para permitir esa velocidad en el momento de la prueba y ha de realizarse a velocidad menor. Finalmente, la prueba *de frenado,* que se realiza frenando el tren sobre el puente suele dar valores ligeramente mayores que los dinámicos, debido sin duda al efecto de que al frenar se sobrecargan los ejes delanteros más que los de atrás y se produce un movimiento oscilatorio longitudinal.

Aprovecho esta ocasión en que están presentes la mayoría de los proyectistas de puentes de ferrocarril, para resaltar que sería del mayor interés que en los proyectos figurase un estudio de las pruebas de carga, utilizando para ello los trenes de carga reales (no de la instrucción), ya que nadie como el autor del proyecto puede conocer los puntos más característicos de la estructura cuyos corrimientos o deformaciones nos pueden confirmar su adecuado funcionamiento estructural.

Para finalizar indicaremos que RENFE tiene el proyecto de adquirir en un futuro próximo *strain-gauges* para medida y registro de deformaciones en hormigón y *acelerómetros,* aparatos que fijados a un punto cualquiera de una estructura miden su aceleración en la dirección en que se oriente el acelerómetro. Se registra la curva de aceleraciones, y por medio del correspondiente circuito analógico se realiza su integración dos veces, con lo que se obtienen las correspondientes curvas de velocidades y corrimientos directamente y además registradas.

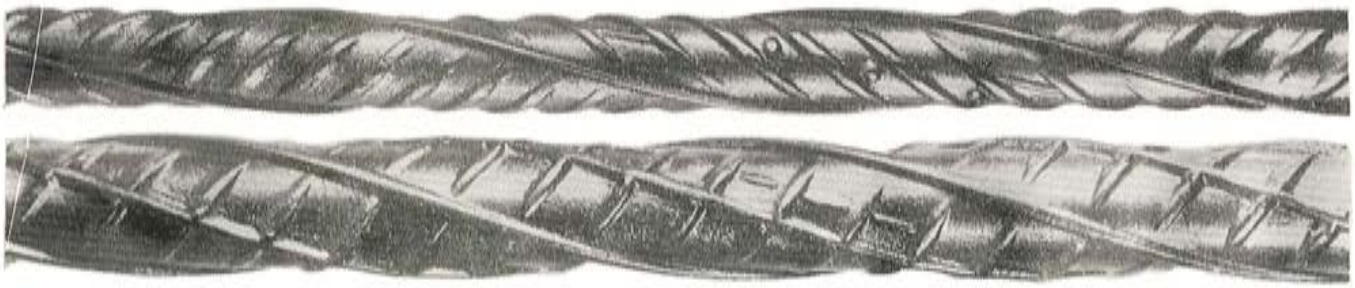
Esperamos que con ello podamos, próximamente, tener medidas y registros dinámicos del paso de los trenes de carga como ya tenemos en los puentes metálicos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025



tetracero

ACERO CORRUGADO PARA ARMAR HORMIGON



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

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

591-2-86

algunas realizaciones en puentes de ferrocarril

MANUEL JULIÁ
Ing. de Caminos

PUENTE DE GUADANCIL

Voy a presentarles en primer lugar el puente de Guadancil, que surgió, entre otros, como consecuencia del embalse de Alcántara.

El llenado del embalse de Alcántara inundó parte de la línea de ferrocarril de Madrid a Valencia de Alcántara, y debido a ello fue necesario construir una variante de la misma que discurría sobre el río Guadancil y debía salvar, con un esviaje de unos 60°, la nueva carretera CN-630, que también se cambiaba en su trazado (fig. 1).

Fig. 1. — Puente de Guadancil: panorámica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Su construcción debía realizarse acorde con los tiempos de llenado del embalse mediante el lanzamiento de elementos prefabricados para adaptarse al ritmo de la obra en conjunto, con pesos no mayores de los 80 t, habida cuenta de los medios de puesta en obra disponibles (fig. 2).

Fig. 2. — Lanzamiento de un tramo.

El puente tenía prevista una sola circulación de ferrocarril, y su trazado en planta variaba desde una alineación recta en un extremo hasta una curva de 500 m de radio en el otro borde.

Esta última característica originaba valores elevados de las acciones horizontales debidas a fuerza centrífuga, que incrementaban a su vez la componente vertical sobre el elemento externo al actual a una cierta altura del centro de esfuerzos cortantes. El valor de la componente horizontal de la fuerza centrífuga era del orden del 25 por 100 de la sobrecarga vertical.

Todo ello condujo a que la luz más idónea para resolver los tramos en curva fuera del orden de 21 m, valor que se mantuvo en el resto de los tramos, salvo el que cruzaba la CN-630.

En dicho tramo el esviaje con que se salvaba el ancho de la carretera imponía un gálibo horizontal mínimo de 27,50 m.

Con dicha luz el canto de los elementos de los restantes tramos resultaba insuficiente. Con el fin de no necesitar un encofrado único para un solo tramo, se aumentó la altura del talón inferior de las vigas largas, añadiendo además un panel al encofrado utilizado.

La sección transversal se organizó mediante tres vigas I, con forjado hormigonado in situ que se adaptaba a la curvatura y eliminaba pretensado de corta longitud. El pretensado longitudinal se disminuía en los tramos rectos al no existir el incremento de esfuerzos producidos por la fuerza centrífuga.

Las pilas son cilíndricas, de 2,40 m de diámetro y una altura máxima de 16 m. Se rematan mediante dintel trapecial. La cimentación se realizó directamente sobre el terreno.

Su construcción se realizó en el año 1968 por CYNTEC.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Características técnicas.

Una sola circulación. Ancho de plataforma: 5,75 m, divididos en 4,15 para el tendido de la línea y dos pasos laterales de 0,80 m.

Once tramos de 21,20 m y uno de 27,50 m.

Longitud total: 260 m.

Vigas separadas a 1,75 m. Canto: 2 m en vano de 21 m y 2,40 en el de 27,50.

Pilas cilíndricas. Altura máxima: 16 m. Fuste: 2,40 m.

VALENCIA

A continuación les voy a presentar los puentes que están situados en el nuevo cauce del río Turia, en Valencia.

Con motivo de la avenida que inundó Valencia en el año 1961, se convocó un concurso de proyecto y construcción del nuevo cauce y, además, de todas las servidumbres que venían afectadas por este nuevo cauce.

En este concurso, naturalmente, jugaba un papel importantísimo la economía de la obra, y, por tanto, ya desde un principio se enfocó el proyecto de modo de obtener la mayor simplicidad constructiva, la máxima repetición de elementos, todo ello con el fin, naturalmente, de obtener los mínimos valores posibles de costos y tiempos de ejecución y conseguir la adjudicación.

Entre los puentes del proyecto había tres de ferrocarril que se trataron como una unidad independiente del resto, ya que sus características funcionales, cargas, etc., así lo exigían.

Los tres puentes de ferrocarril eran: Encina (línea Madrid-Valencia) (cuatro circulando) (fig. 3), Liria-Utiel (fig. 4) y Villanueva de Castellón (fig. 5) (actualmente vía estrecha; posible ampliación a ferrocarril normal).

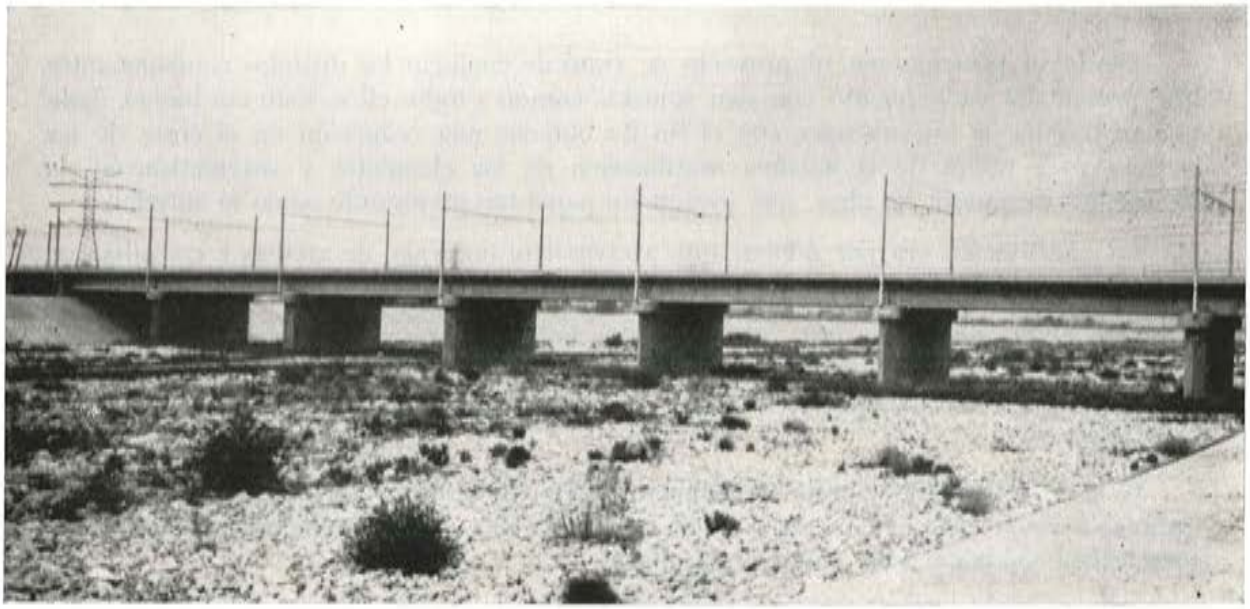


Fig. 3. — Puente de La Encina.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Fig. 4. — Puente del ferrocarril Liria-Utiel.

Fig. 5. — Puente de Villanueva de Castellón.

Desde el principio en el proyecto se trató de conjugar las distintas condicionantes que presentaba cada puente con una solución común a todos ellos. Esto era básico, dado que se trataba de un concurso, con el fin de obtener una reducción en el coste de las estructuras a través de la máxima reutilización de los elementos y sistematización de los medios de puesta en obra, que juegan un papel tan importante como lo anterior.

La cimentación era por pilotes, que atravesaban una capa de arcillas y apoyaban en unas gravas inferiores.

Con el fin de buscar una sistematización había que resolver fundamentalmente los problemas que se derivaban del distinto ancho de plataforma y del distinto esviaje, que originaba longitudes desiguales a salvar en el cauce del río, y los distintos anchos de la plataforma.

Con tal motivo, intentando solucionar primero los distintos anchos de plataforma, se estableció como criterio que cada circulación fuera una unidad estructural, separándolas físicamente mediante una junta longitudinal.

Ello permitió, además, solucionar el problema del esviaje mediante tramos rectos que se desplazaban entre sí longitudinalmente la distancia exigida por el esviaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Con ello eliminábamos uno de los principales factores de discordia, ya que todos los tramos después de este movimiento quedaban con una importante característica común. Eran simplemente tramos rectos.

Las servidumbres inferiores eran el cauce y las carreteras marginales y acequias que discurren paralelamente.

Los vanos laterales, cuya importancia era pequeña en el conjunto de la obra, se separaron del estudio común al cauce variable. Quedaba entonces el problema centrado en el cauce. Dichos tramos del cauce se modularon entonces buscando el mínimo de luces iguales que encajaran en las tres distintas longitudes totales.

Se obtuvo que ello era posible mediante el empleo de dos luces, una de 27,48 m y otra de 22,24 m.

Sin embargo, al haber separado cada circulación en una unidad, se obtenían anchos de plataforma muy pequeños, lo que desaconsejaba el empleo de elementos con cabezas a tope unidos posteriormente mediante un pretensado que, al ser de poca longitud, resultaba excesivamente costoso e incómodo en la secuencia de montaje.

En consecuencia, se adoptaron vigas en I con plataforma hormigonada in situ.

Los medios de puesta en obra limitaban el peso de los elementos prefabricados al valor de 80 t.

Debido a ello no pudo adoptarse la solución clásica de una viga debajo de cada carril, y hubo que recurrir al empleo de tres elementos prefabricados en cada plataforma de circulación. Con objeto de asegurar una eficaz colaboración de la viga central se dispusieron traviesas transversales próximas.

La separación entre traviesas era de 5,24 m, cifra que surgió de la diferencia entre las luces tipo y que permitía obtener los elementos prefabricados más cortos sin más que retirar un panel intermedio del encofrado de los elementos largos.

Con todo ello se resolvía el tablero completo del ferrocarril de Liria-Utiel, y los tableros sobre el cauce de los ferrocarriles de La Encina y Villanueva de Castellón mediante el empleo de 150 elementos de 27,48 m y 66 de 22,24 m.

Los ferrocarriles de La Encina y Villanueva debían, además, salvar el paso de las carreteras de doble calzada que discurren paralelamente al cauce en ambas márgenes (figura 6). La distancia entre rasantes exigía obtener el gálibo mínimo y por ello se

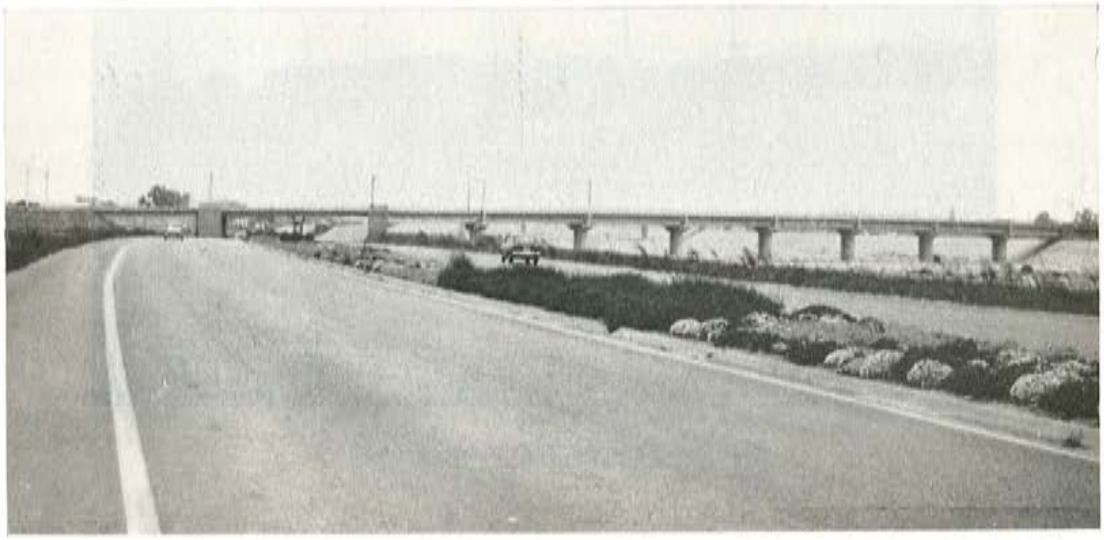


Fig. 6. — Carretera de doble calzada que salva el puente de Villanueva.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

proyectó una estructura en losa, apoyada en la mediana intermedia. Las luces eran iguales a 14,81 m en La Encina y de 15,82 y 16,32 en Villanueva de Castellón.

Las pilas se tipificaron, también los puentes de Villanueva y Liria, estando formados por un fuste cilíndrico de 1,60 m de diámetro coronado por un dintel trapecial que recibía cada circulación (fig. 7).

Fig. 7. — Pilas tipificadas del puente de Liria.

Sin embargo, en el puente de La Encina, debido a que su esviaje era reducido y, por tanto, los bordes escalonados de los tableros se podían inscribir en un paralelogramo de 1,70 m de altura, se adaptó un tabique corrido que presenta un mejor comportamiento frente a la acción erosiva de una posible avenida (fig. 8).

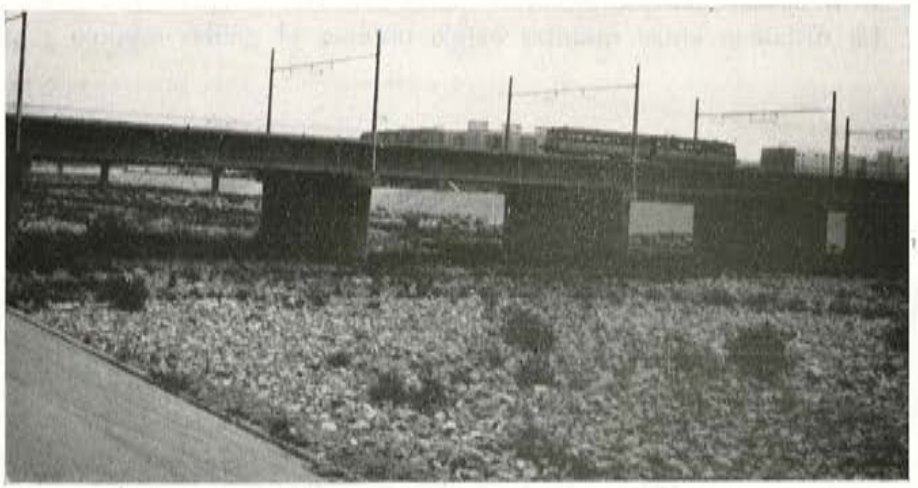


Fig. 8. — Pilas del puente de La Encina.

En el cálculo del tablero se consideró la acción del tren de la instrucción dimensionándose el pretensado en clase I, es decir, sin admitir tracciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Ello condujo a un valor de 2,20 m de canto para la viga prefabricada, que se pretensaba en una sola fase. Después se hormigonaba el tablero con un espesor de 0,20 m.

Fueron construidos entre 1968 y 1970 por CYT y M.Z.O.V.

Dado que se trataba de un caso en que el río no estaba cuando se construía el puente, en lugar de independizarse del terreno, que es lo habitual para puentes de este tipo, la construcción se pudo hacer atándose al terreno y utilizándolo para apoyarse en él durante la construcción y el lanzamiento.

Las vigas se construían en un terraplén paralelo al eje del puente, que era el terreno natural sin excavar, y se ripaban transversalmente por encima de un andamiaje (fig. 9).

El pretensado se realizó mediante cables de 12 ∅ 7 mm.

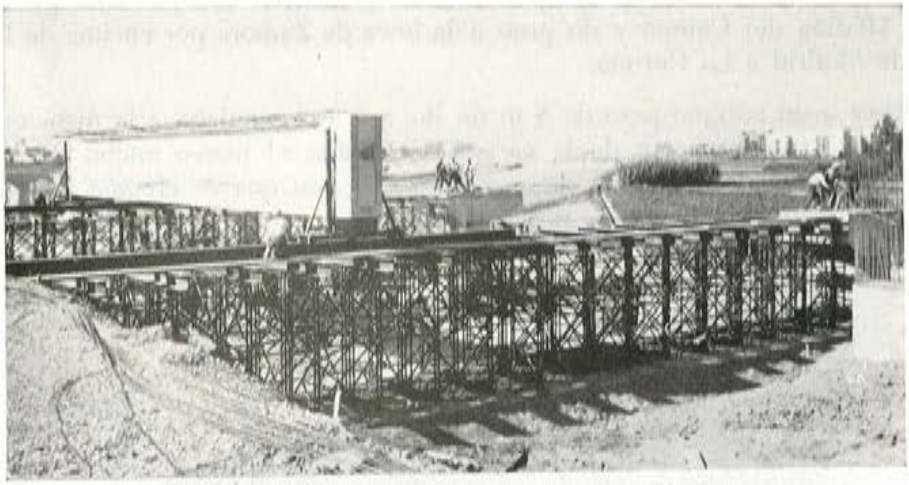


Fig. 9. — Ripado transversal por encima del andamiaje.

Características técnicas.

PUENTE LIRIA-UTIEL

Dos plataformas de 5,50 m de ancho cada una: 4 m para la disposición de las vigas y 1,50 m laterales de paso de servicio.

Diez tramos de 27,48 m de luz entre ejes de pilas y cinco tramos de 22,24 m.

Separación entre vigas: 1,70 m. Canto: 2,40 m.

Longitud total: 386 m. Ancho: 11 m.

Pilas cilíndricas de 2,30 m de diámetro con dintel de 4,70 m de longitud.

Altura de pilas: 10 m.

PUENTE DE LA ENCINA

Cuatro plataformas: dos exteriores de 5,50 m y dos interiores de 3,70 m.

Cinco tramos de 27,48 m: dos de 22,24 m y cuatro de 14,81 m.

Separación entre vigas: 1,70 a 1,44 m. Canto: 2,40 m.

Canto losas: 1,05 m.

Longitud total: 241 m. Ancho: 18,50 m.

Pilas tabique de 1,60 m de espesor con dintel superior de 2,70 m.

Altura de pilas: 9 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

PUENTE DE VILLANUEVA

Dos plataformas de 5,50 m.

Seis tramos de 27,48 m, dos de 22,24 m, dos de 16,32 m y dos de 15,82 m.

Separación entre vigas: 1,70 m. Canto: 2,40 m.

Longitud total: 273 m. Ancho: 11 m.

Pilas cilíndricas: 2,30 m. Altura: 11 m.

Del dintel de las pilas arranca la catenaria. Actualmente circula ferrocarril de vía estrecha, pero está previsto en transformación a normal.

PUENTE DE MEDINA DEL CAMPO

Por último vamos a hablar del puente de Medina del Campo. Este puente está situado en Medina del Campo y da paso a la línea de Zamora por encima de la carretera nacional de Madrid a La Coruña.

Sustituye a un antiguo paso de 8 m de luz que estrangulaba a la mencionada carretera nacional. En el proyecto de la variante se fijaba el nuevo ancho de la carretera en 20 m, lo que, unido al ángulo de esviaje de 72º con que se efectúa el cruce, se obtenía un gálibo horizontal mínimo de 24 m (fig. 10).

Fig. 10. — Puente actual y puente reformado.

La línea de ferrocarril es de doble vía electrificada, y se impuso como condición ineludible el mantener durante todo el período de construcción la circulación de la carretera inferior y, al menos, una vía de ferrocarril.

Esta última condición llevó consigo el dividir longitudinalmente la plataforma en dos elementos estructurales, de modo que se construyeran sucesivamente y permaneciera siempre en servicio una vía.

Por otra parte, la necesidad de mantener el tráfico inferior inducía en principio a la adopción de elementos prefabricados, que se pudieran colocar rápidamente y con independencia de la carretera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

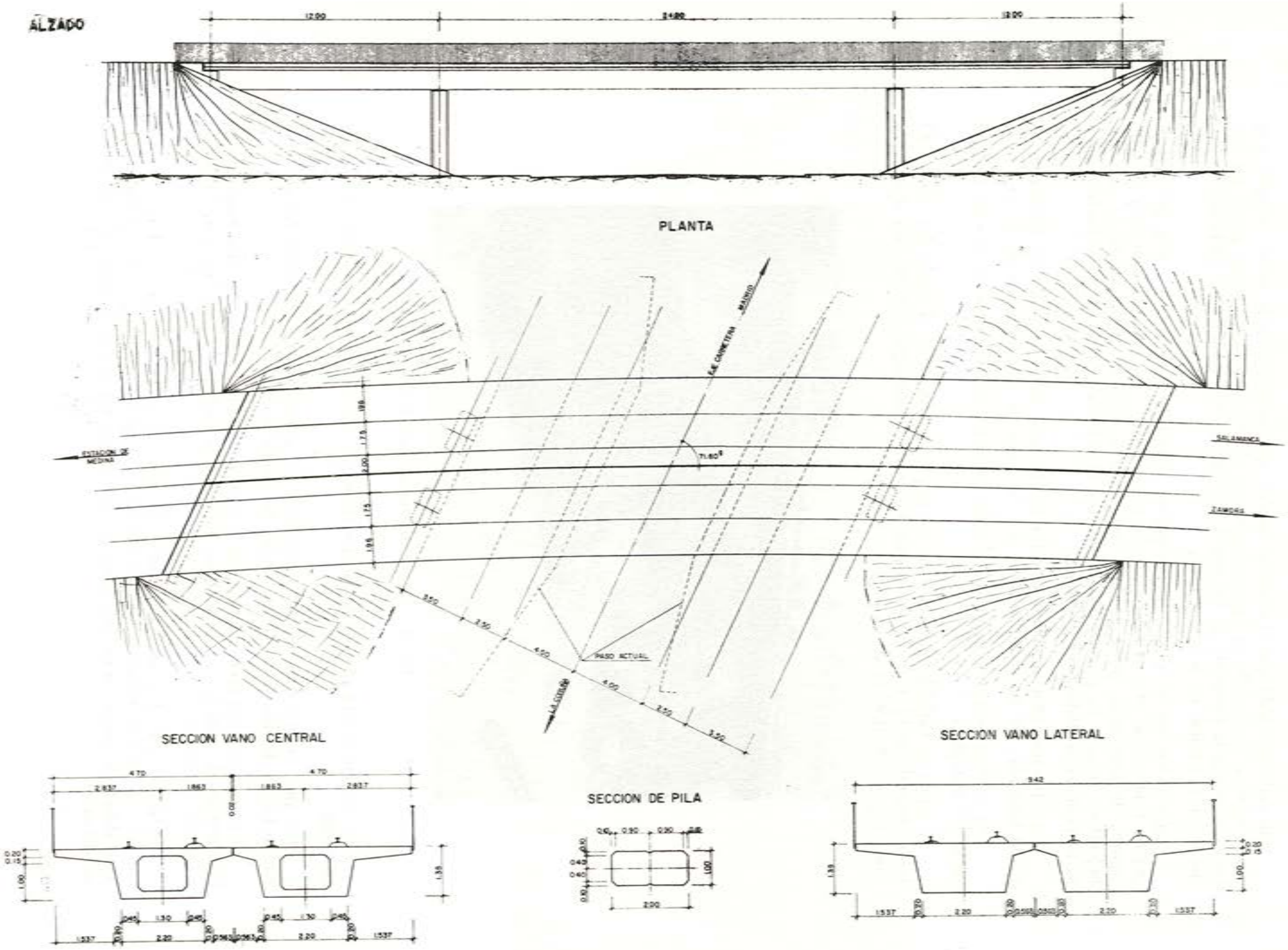


Fig. 11. — Puente de Medina. Alzado y planta.

Sin embargo, dado que el cruce se realiza con poca diferencia entre rasantes, con altura estricta, se desechó el tramo simple, con objeto de evitar el efecto pared que hubiera originado la presencia de los muros laterales de los estribos y el canto del tablero del orden del tercio de la altura libre.

La solución que se adoptó fue un puente Cantilever en que los vanos laterales se podían construir in situ, al estar lejos del paso actual y no interferir con él, y el vano central, de poco peso, podía también construirse in situ sobre el propio puente existente, bajándose luego a su posición definitiva (fig. 11). Quedaba así resuelta la construcción y se aumentaba la diafanidad del cruce.

La estructura elegida fue de tipo Cantilever, con vanos laterales en hormigón armado formados por un voladizo de 6 m y un vano de compensación de 12 m.

Los estribos consisten en un dintel sobre una palizada a través de la cual pasa el talud del terraplén.

El canto es variable, entre 1,75 m en la pila y 1,35 m en el borde del estribo. El tramo central, de 12 m de luz, se realiza también en hormigón armado con sección en cajón macizo de 0,80 m de canto (fig. 12).

Fig. 12. — Puente de Medina. Vista de una pila.

La sección se organiza en losa, para conseguir un mejor efecto estético y reducir su canto.

Las pilas intermedias son un único fuste de sección rectangular sobre los que apoyan, a través de dos placas de neopreno, los vanos laterales.

La existencia del esviaje, junto con la presencia de curvatura en planta, originan una distribución de reacciones disimétricas, tanto en la junta entre vano central y voladizo como en el estribo.

Debido a ello fue necesario anclar el vano central al voladizo a través de barras de pretensado vertical, que atravesaban los apoyos de neopreno y permitían la libre dilatación entre bordes de junta al estar colocados dentro de una vaina de 10 cm de diámetro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Naturalmente, en el borde sobre estribos aparecía, además, el efecto de levantamiento cuando se consideraba la carga en el vano central, por lo que el pretensado vertical era mayor.

Los tramos laterales se construyen in situ, dado que no afectan a la circulación inferior.

El central se construye sobre el puente actual, y después se baja hasta apoyarlo en los extremos de los voladizos.

En la actualidad está en construcción con la mitad en servicio. La empresa constructora es Huarte y Cía.

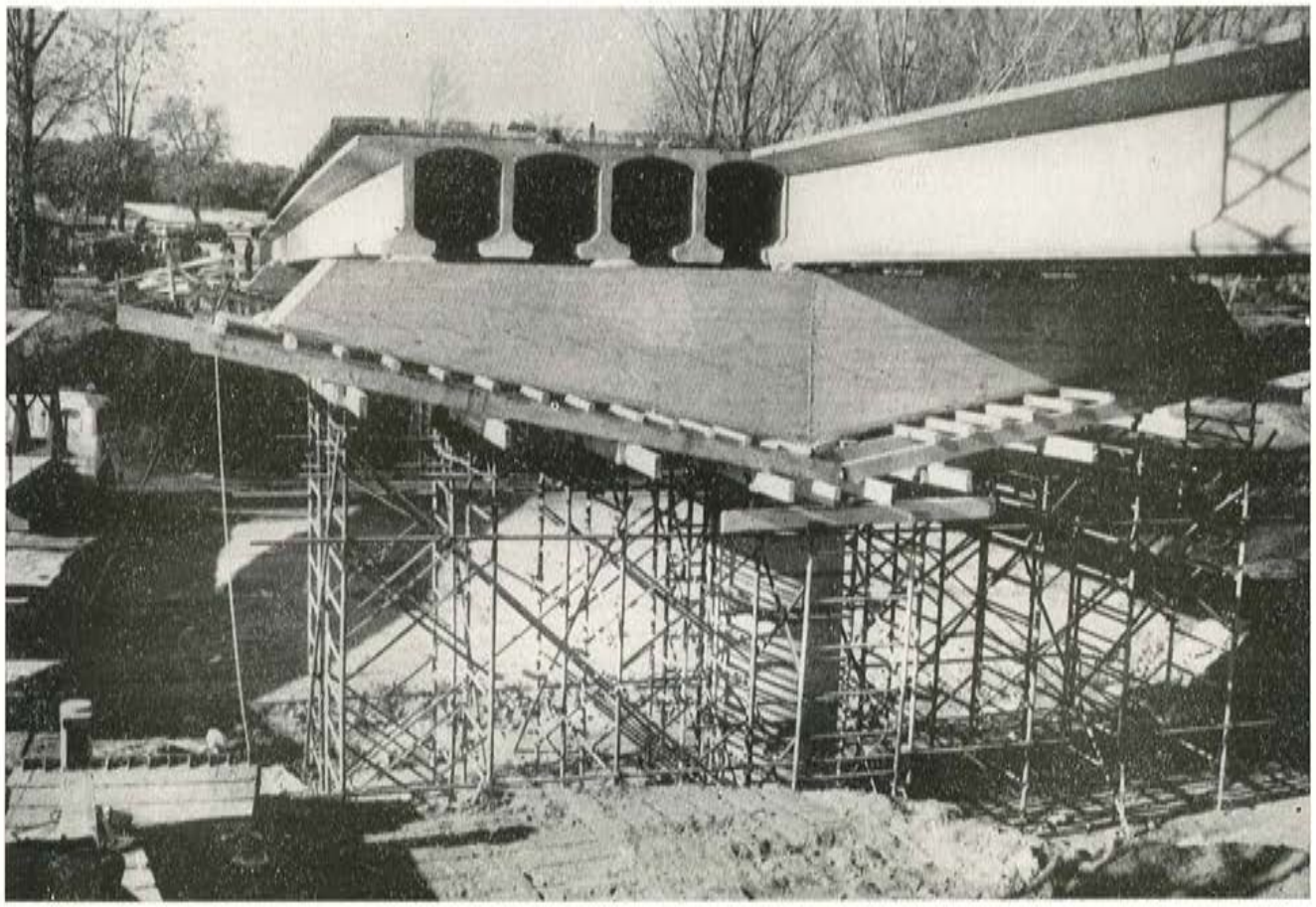
Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



FABRICAS:

HUESCA: Paseo Lucas Mallada, s/n. - Teléfono 22 39 00 (cinco líneas). (Casa central.)
TORREJON DE ARDOZ (Madrid): Carretera de Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfono 675 04 50.
MONZON: Carretera de Lérida - Teléfono 40 07 80.
GRAÑEN: Carretera de Huesca - Teléfono 27.
MADRID: Carretera de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 695 25 68.
ZARAGOZA: Avda. de Marina Moreno, 31 - Teléfonos 23 75 02-3. (Comercial zona norte.)
MADRID: General Yagüe, 8, 3.º B - Teléfono 455 27 82. (Comercial zona centro.)

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

591 - 2 - 87

vibraciones en puentes pretensados de ferrocarril

AVELINO SAMARTIN QUIROGA
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Dentro de las posibles acciones dinámicas sobre puentes (viento, seísmos, frenados, etcétera), sólo se va a considerar aquí el impacto de la sobrecarga, es decir, la influencia dinámica que aparece al circular por los puentes cargas móviles. Este importante problema es clásico en la ingeniería, ya que se remonta a los primeros años del transporte por ferrocarril, como puede comprobarse en la bibliografía que acompaña a estas notas.

A continuación se resumen, casi en esquema, los aspectos más importantes que aparecen al considerar este tema.

1. En general, estudios teóricos y experimentales tienen que combinarse, si se desean obtener resultados y conclusiones prácticas para el proyecto. En efecto, si se utilizan solamente pruebas y ensayos de carga sobre puentes reales, se obtienen normalmente diagramas de puntos con ninguna aparente conexión entre ellos. Por otra parte, la especulación teórica, a veces no capta totalmente la realidad física del fenómeno del impacto y exige para su aplicación el conocimiento previo de un conjunto de valores dinámicos característicos.

2. Un estudio estructural dinámico puede producir los siguientes tipos de resultados:

2.1. Historia temporal de una respuesta (flecha, esfuerzo, reacción o fuerza de contacto entre carga móvil y puente).

Generalmente la historia temporal consiste en la obtención para una determinada sección de la variación de una respuesta dinámica a lo largo del tiempo. A veces tiene interés la fotografía de la respuesta dinámica, es decir, la variación de la respuesta a lo largo del puente en un instante determinado.

2.2. Impacto.

Este término puede referirse a una sección específica o a todo el puente.

En el primer caso se denomina impacto al valor máximo de la relación respuesta dinámica/respuesta estática.

Si se desea determinar el coeficiente de impacto para todo el puente, dos tipos de funciones pueden considerarse:

$$I_{abs} = \frac{\text{máxima respuesta dinámica en el puente}}{\text{máxima respuesta estática en el puente}}^{-1}$$

$$I_{\text{máx}} = \text{máximo } x \left[\frac{\text{máxima respuesta dinámica de la sección } x}{\text{máxima respuesta estática de la sección } x}\right]^{-1}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

El conocimiento de I_{abs} puede tener interés en vigas de resistencia uniforme, en cambio, la consideración de $I_{máx}$ puede ser necesaria en vigas no uniformes.

3. Se considera primeramente el caso particular de un puente simplemente apoyado bajo la actuación de una sola carga concentrada móvil, con velocidad constante.

Los parámetros que se consideran son:

a) *Con respecto al puente.*

Características elastomecánicas E, I.
Masa unitaria ρ.
Amortiguamiento externo η e interno η_1.

b) *Con respecto a la carga.*

Masa m.
Velocidad v.
Características de muelle k.
Amortiguamiento de fricción ξ.

Así, pues, fórmulas empíricas o teóricas que deduzcan un coeficiente de impacto I en función únicamente de la luz del puente no son las más adecuadas.

4. Las ecuaciones del movimiento correspondiente al caso que se estudia pueden ser obtenidas considerando la figura 1.

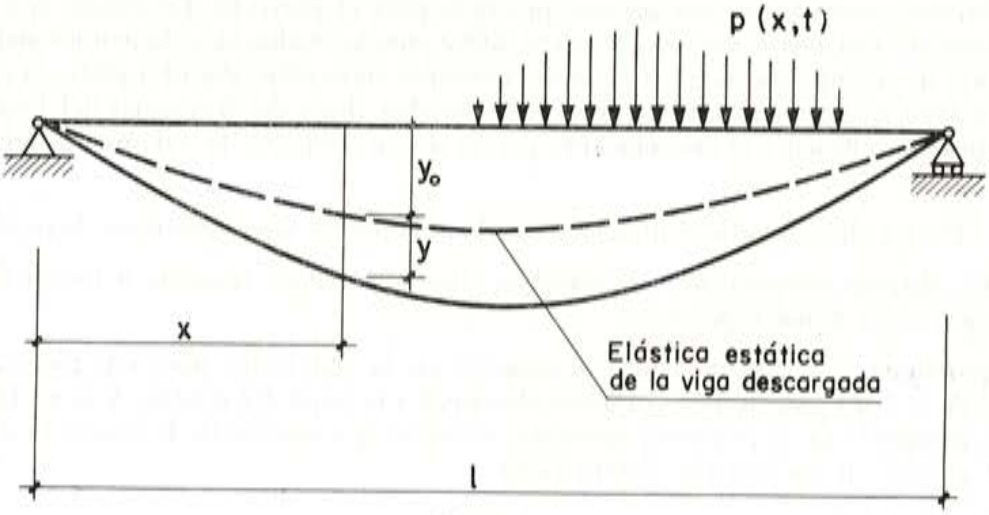


Figura 1.

Equilibrio:

$$\frac{\partial^2 M}{\partial x^2}(x, t) = q(x, t)$$

Siendo M el momento flector, que puede ponerse en función de la curvatura de la viga $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$ y de la velocidad de la deformación longitudinal:

$$\eta_1 \frac{\partial^3 y}{\partial t \, \partial x^2}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

es decir:

$$M(x,t) = -E\,I \frac{\partial^2 y}{\partial x^2} - \eta_1 \frac{\partial^3 y}{\partial t\, \partial x^2}$$

$q(x,t)$ es la fuerza unitaria, que considerando las acciones actuantes $p(x,t)$ y las fuerzas de inercia y amortiguamiento viscoso:

$$-\rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2}; \quad y \quad -\eta \frac{\partial y}{\partial t}$$

respectivamente, se obtiene fácilmente:

$$q(x,t) = p(x,t) - \rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} - \eta \frac{\partial y}{\partial t}$$

La ecuación de equilibrio se convierte en:

$$E\,I \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + \eta \frac{\partial y}{\partial t} + \eta_1 \frac{\partial^5 y}{\partial t\, \partial x^4} = p(x,t)$$

Si $p(x,t)$ es la fuerza de contacto producida por una masa concentrada móvil m, que se mueve a velocidad constante v, se deduce de la figura 2:

$$p(x,t) = P(t)\,\delta(x - x_p)$$

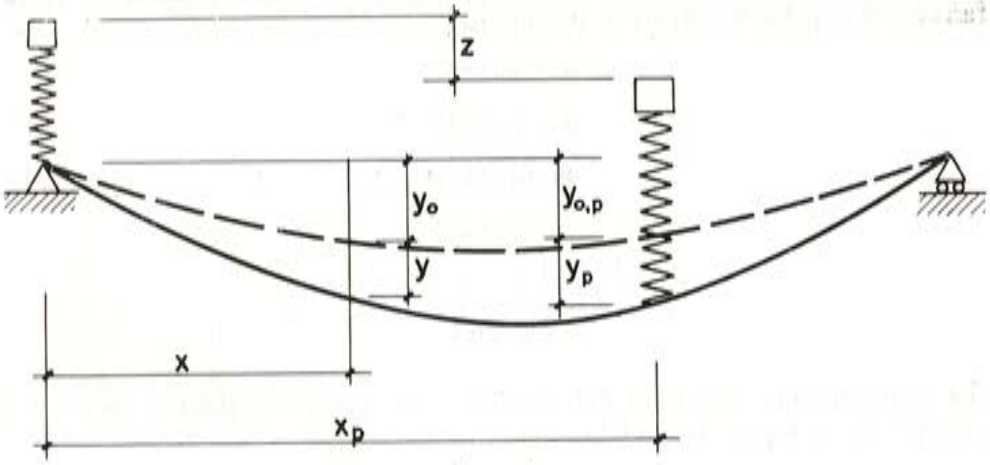


Figura 2.

con:

$x_p = v\,t$

$\delta(x - x_p)$ distribución de Dirac.

$$P(t) = k(z - y_{0,p} - y_p) + m\,g \pm \xi\,m\,g = m\,g - m \frac{d\,z^2}{d\,t^2}$$

Se considera $+\xi$ si

$$\frac{d}{d\,t}\,[k(z - y_{0,p} - y_p)] > (\text{ó}\; y - \xi) > 0$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

y $-\xi$ en caso contrario; o lo que es equivalente, supuesto k y m positivos, a la ecuación anterior escrita en la forma:

$$P(t) = k(z - y_{0,p} - y_p) + m g + \epsilon \xi m g = m g - m \frac{d^2 z}{d t^2}$$

con:

$$\epsilon = -\frac{d^3 z}{d t^3} : \left| \frac{d^3 z}{d t^3} \right|$$

5. Para un estudio general del problema es conveniente introducir el siguiente conjunto de variables y parámetros adimensionales:

Variables:

$$\bar{x} = \frac{\pi}{l} x \quad , \quad \bar{t} = \frac{\pi}{l} v t \quad , \quad \bar{y} = \frac{\pi^4 E I}{2 \rho l^4 g} y \quad , \quad \bar{z} = \frac{\pi^4 E I}{2 \rho l^4 g} z$$

Parámetros:

$$\bar{m} = \frac{m}{\rho l} \quad , \quad \bar{\eta} = \frac{\eta l^2}{2 \pi^2 \sqrt{\rho E I}} \quad , \quad \bar{\eta}_1 = \frac{\eta_1 \pi^2}{2 l^2 \sqrt{\rho E I}} \quad , \quad \alpha = \frac{v l}{\pi} \sqrt{\frac{\rho}{E I}} \quad , \quad \mu = \frac{l^2}{\pi^2} \sqrt{\frac{k \rho}{m E I}}$$

El rango de variación de los anteriores parámetros, obtenidos según (3) de 46 puentes de ferrocarril con luces entre 7 y 100 metros, es:

$$0 < \bar{m} < 5$$

$$0 < \alpha < 0{,}15$$

$$0 < \bar{m} \alpha^2 < 0{,}1$$

$$0 < \bar{m} \mu^2 < 1$$

$$0 < \bar{\eta} + \bar{\eta}_1 < 1$$

$$0 < \xi < 0{,}1$$

Se ha supuesto una velocidad del móvil $v = 30$ m seg^{-1} = 108 km hora^{-1} y una frecuencia propia de la carga de 3 ciclos/seg.

Las ecuaciones del movimiento, considerando las variables adimensionales anteriores, se convierten en:

$$\frac{\partial^4 \bar{y}}{\partial \bar{x}^4} + \alpha^2 \frac{\partial^2 \bar{y}}{\partial \bar{t}^2} + 2 \alpha \eta \frac{\partial \bar{y}}{\partial \bar{t}} + 2 \alpha \eta_1 \frac{\partial^5 \bar{y}}{\partial E \partial \bar{x}^4} = \left[\frac{1}{2} - \bar{m} \alpha^2 \frac{d^2 \bar{z}}{d \bar{t}^2} \right] \pi \delta (\bar{x} - \bar{t})$$

$$\bar{z} - \bar{y}_p - \bar{y}_{0,p} + \frac{\alpha^2}{\mu^2} \frac{d^2 \bar{z}}{d \bar{t}^2} + \epsilon \frac{\xi}{2 \bar{m} \mu^2} = 0$$

6. La solución analítica de las ecuaciones diferenciales no lineales anteriores con las condiciones iniciales y de contorno correspondientes es en general un problema complicado. Aquí se indican sólo algunos casos especiales importantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

6.1. Vibraciones libres:

$$P(t) = 0 \qquad \frac{\partial^4 \bar{y}}{\partial \bar{x}^4} + \alpha^2 \frac{\partial^2 \bar{y}}{\partial \bar{t}^2} + 2\,\alpha\,\bar{\eta}\,\frac{\partial \bar{y}}{\partial \bar{t}} + 2\,\alpha\,\bar{\eta}_1\,\frac{\partial^5 \bar{y}}{\partial \bar{t}\,\partial \bar{x}^4} = 0$$

Condiciones de contorno:

$$\bar{y} = \frac{\partial^2 \bar{y}}{\partial \bar{x}^2} = 0 \quad \text{para} \quad \bar{x} = 0 \quad \text{y} \quad \bar{x} = \pi$$

Modos de vibración:

$$y_n = \exp(-c_n\,\bar{x})\,\text{sen}\,\omega_n\,\bar{x}\,\text{sen}\,n\,\bar{t}$$

con:

$$c_n = (\bar{\eta} + n^4\,\bar{\eta}_1)/\alpha \quad ; \quad \omega_n = \frac{n^2}{\alpha}\left[1 - \left(\frac{\bar{\eta}}{n^2} + n^2\,\bar{\eta}_1\right)^2\right]^{1/2}$$

Frecuencia fundamental:

$$f_1 = \frac{1}{T_1} = \frac{\omega_1}{2\,\pi} = \frac{1}{2\,\pi\,\alpha}\,[1 - (\bar{\eta} + \bar{\eta}_1)^2]^{1/2}$$

Decrecimiento de amplitudes del primer modo:

$$\exp\,[-2\,\pi\,(\bar{\eta} + \bar{\eta}_1)]\;[1 - (\bar{\eta} + \bar{\eta}_1)^2]^{-1/2}$$

El significado físico de los parámetros α y μ se deduce fácilmente:

$$\alpha = \frac{\text{Velocidad de la carga}}{2 \times \text{frecuencia del puente} \times \text{luz}}$$

$$\mu = \frac{\text{Frecuencia de la carga}}{\text{Frecuencia del puente}}$$

6.2. Vibraciones forzadas.

Se desarrolla la carga en serie de Fourier; es decir,

$$\delta(\bar{x} - \bar{t}) = \frac{2}{\pi}\sum_{n=1}^{\infty} \text{sen}\,n\,\bar{x}\,\text{sen}\,n\,\bar{t}$$

y la flecha de la viga puede ponerse en la forma:

$$\bar{y} = \sum_{n=1}^{\infty} q_n(t)\,\text{sen}\,n\,\bar{x}$$

Introduciendo estas expresiones en las ecuaciones de equilibrio se obtiene para el término n-simo (sen $n\,\bar{x}$) la expresión:

$$n^4\,q_n + 2\,\alpha\,(\bar{\eta} + n^4\,\bar{\eta}_1)\,\dot{q}_n + \alpha^2\,\ddot{q}_n = (1 - 2\,\bar{m}\,\alpha^2\,\ddot{\bar{z}})\,\text{sen}\,n\,\bar{t}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

con:

$$\frac{d}{d\,t} \equiv \quad .$$

y la condición del equilibrio de la carga móvil se convierte en:

$$\bar{z} - \sum_{n=0}^{\infty} q_n \operatorname{sen} n\,\bar{t} - \bar{y}_{0,\bar{t}} + \frac{\alpha^2}{\mu^2}\,\ddot{\bar{z}} + \epsilon\,\frac{\xi}{2\,\bar{m}\,\mu^2} = 0$$

Se estudian varios casos de carga particulares:

a) Caso estático $\alpha \to 0$:

$$n^4\,q_n = \operatorname{sen} n\,\bar{t}$$

resulta:

$$\bar{y} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^4} \operatorname{sen} n\,\bar{t} \operatorname{sen} n\,\bar{x}$$

b) Masa de la carga despreciable (problema de Bleich) $\bar{m} = 0$:

$$n^4\,q_n + 2\,\alpha\,(\bar{\eta} + n^4\,\bar{\eta}_1)\,\dot{q}_n + \alpha^2\,\ddot{q}_n = \operatorname{sen} n\,\bar{t}$$

ecuación diferencial de coeficientes constantes con carga armónica, que puede resolverse fácilmente mediante la integral de Duhamel. En el caso particular de amortiguamiento nulo se obtiene la solución dada por Timoshenko:

$$q_n = \frac{1}{n^2\,(n^2 - \alpha^2)} \left[\operatorname{sen} n\,\bar{t} - \frac{\alpha}{n} \operatorname{sen} \frac{n^2}{\alpha}\,\bar{t} \right]$$

y la respuesta es:

$$\bar{y} = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{1}{n^2\,(n^2 - \alpha^2)} \left[\operatorname{sen} n\,\bar{t} - \frac{\alpha}{n} \operatorname{sen} \frac{n^2}{\alpha}\,\bar{t} \right] \operatorname{sen} n\,\bar{x}$$

c) Masa de la viga despreciable en comparación con la masa de la carga; es decir, $\bar{m} \to \infty$ y $\bar{m}\,\alpha^2$, $\bar{m}\,\mu^2$ finitos ($\alpha = 0$) (problema de Stokes).

Resulta:

$$n^4\,q_n = (1 - 2\,\bar{m}\,\alpha^2\,\ddot{\bar{z}}) \operatorname{sen} n\,\bar{t}$$

y la condición de equilibrio de la fuerza es:

$$\bar{z} - (1 - 2\,\bar{m}\,\alpha^2\,\ddot{\bar{z}}) \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\operatorname{sen}^2 n\,\bar{t}}{n^4} - \bar{y}_{0,\bar{t}} + \epsilon\,\frac{\xi}{2\,\bar{m}\,\mu^2} = 0$$

Si se denomina:

$$T_1(\bar{t}) = \sum_{n=1}^{\infty} \frac{\operatorname{sen}^2 n\,\bar{t}}{n^4} = \frac{1}{6}\,\bar{t}^2\,(n - \bar{t})^2$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

la ecuación anterior se convierte en:

$$\bar{z} + (1 + 2\,\bar{m}\,\mu^2\,T_1)\frac{\alpha^2}{\mu^2} = \bar{y}_{0,\,\bar{t}} + T_1 - \epsilon\frac{\hat{\xi}}{2\,\bar{m}\,\mu^2} = 0$$

Ecuación diferencial obtenida por Zimmermann para el caso de $\bar{m}\,\mu^2 = \infty$.

d) El caso general puede ser tratado aproximadamente mediante diferentes técnicas de cálculo (método de Inglis, funciones de forma generalizadas, método de Rinkert, diferencias finitas, etc.) que por su extensión no se presentan aquí.

7. La generalización del problema anterior, a situaciones de vigas continuas y/o de sección variable, exige en general métodos numéricos. Aquí se describen brevemente las ecuaciones que aparecen al aplicar la conocida técnica de elementos finitos.

Considerando la figura 3, las ecuaciones del movimiento se deducen según la referencia 3:

$$M\ddot{Y} + C\dot{Y} + KY = P(t) \qquad (7.1)$$

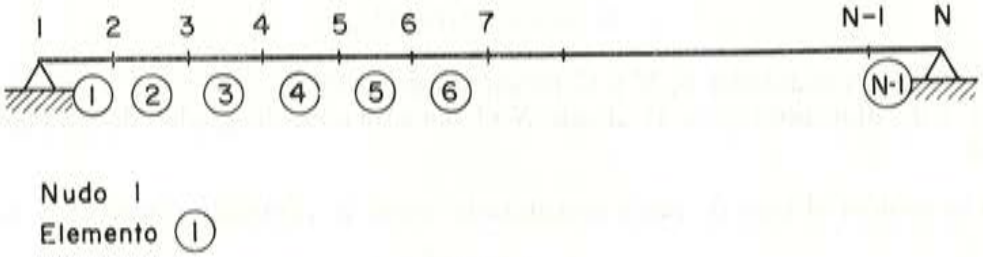


Figura 3.

Las matrices de rigidez K, masa M y amortiguamiento C se obtienen por combinación de las correspondientes matrices elementales del elemento genérico n de la figura 4, cuyos términos son, respectivamente,

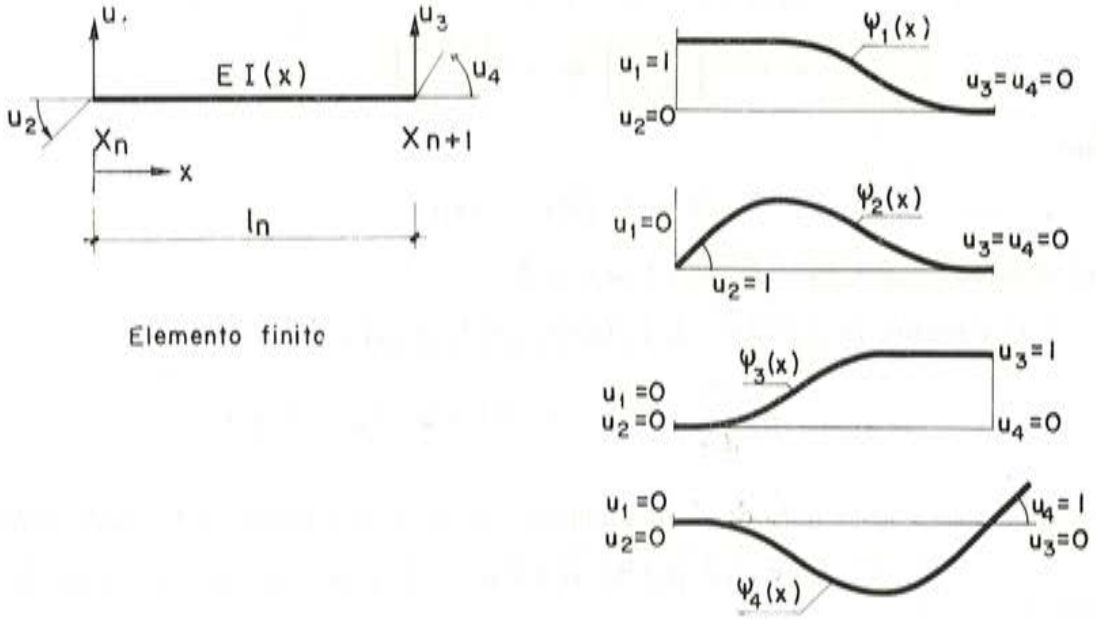


Figura 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

$$k_{ij} = l_n \int_0^1 E\,I(\lambda)\,\Phi_i''(\lambda)\,\Phi_j''(\lambda)\,d\lambda$$

$$m_{ij} = l_n \int_0^1 \rho(\lambda)\,\Phi_i(\lambda)\,\Phi_j(\lambda)\,d\lambda$$

$$c_{ij} = l_n \int_0^1 \eta(\lambda)\,\Phi_i(\lambda)\,\Phi_j(\lambda)\,d\lambda + l_n \int_0^1 \eta_1(\lambda)\,I(\lambda)\,\Phi_i''(\lambda)\,\Phi_j''(\lambda)\,d\lambda$$

$$i_{ij} = 1,\ 2,\ 3,\ 4$$

$$l_n = x_{n+1} - x_n$$

$$\lambda = \frac{x - x_n}{l_n}$$

Φ_i y Φ_j funciones de interpolación que en este caso pueden adoptar las expresiones:

$$\Phi_1(\lambda) = 1 - 3\lambda^2 + 2\lambda^3$$

$$\Phi_2(\lambda) = \lambda(1-\lambda)^2\,l_n$$

$$\Phi_3(\lambda) = 3\lambda^2 - 2\lambda^3$$

$$\Phi_4(\lambda) = -\lambda^2(1-\lambda)\,l_n$$

Las matrices cuadradas K, M y C tienen dimensiones $N \times N$ y las matrices columnas Y y $P(t)$, dimensión $(N \times 1)$, siendo N el número total de grados de libertad considerados.

Si se estudia el caso de masa concentrada móvil a velocidad constante v se tiene:

$$P(t) = \left(m\,g - m\,\frac{d^2 z}{d\,t^2}\right) D(t)$$

con:

$$D(t) = \{d_i(t)\} \text{ con } d_i(t) \text{ de dimensión } (2 \times 1)$$

$$d_i(t) = 0 \qquad \text{si} \qquad i \neq \nu$$

$$d_\nu(t) = \begin{bmatrix} \Phi_1(\lambda) \\ \Phi_2(\lambda) \end{bmatrix} \quad d_{\nu+1} = \begin{bmatrix} \Phi_3(\lambda) \\ \Phi_4(\lambda) \end{bmatrix}$$

con:

$$\lambda = (v\,t - x_\nu) / (x_{\nu+1} - x_\nu)$$

ν es el máximo valor de n tal que $v\,t - x_n > 0$.

Y la ecuación de equilibrio de la fuerza puede ponerse en la forma:

$$-m\,\frac{d^2 z}{d\,t^2} = k\,(z - D^T(t)\,Y - D^T(t)\,Y_0) + \epsilon\,\xi\,m\,g \tag{7.2}$$

con Y_0 un vector conocido de desplazamiento en los nudos debido a la carga estática.

Las ecuaciones (7.1) y (7.2) pueden reunirse en la ecuación única matricial de dimensión $N + 1$:

$$M^*\,\ddot{Y}^* + C^*\,\dot{Y}^* + K^*\,Y^* = P^*(t) \tag{7.3}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

con:

$$M^* = \begin{bmatrix} M & m\,D(t) \\ 0 & m \end{bmatrix} \; ; \; C^* = \begin{bmatrix} C & 0 \\ 0 & \epsilon\,\xi\,m\,g \end{bmatrix} \; ; \; K^* = \begin{bmatrix} K & 0 \\ k\,D^T(t) & k \end{bmatrix}$$

$$Y^* = \begin{bmatrix} Y \\ z \end{bmatrix} \; ; \; P^*(t) = \begin{bmatrix} m\,g\,D(t) \\ D^T(t)\,Y_0 \end{bmatrix}$$

$$M^*,\ C^* \text{ y } K^* \text{ matrices } (N+1)\times(N+1) \quad , \quad Y^* \text{ y } P^*(t)\,(N+1)\times 1$$

La resolución del sistema no lineal (7.3) puede realizarse utilizando un método en diferencias estable, fácilmente programable para computador. Aquí se describe, como ejemplo, el método directo de Euler-Gauss, con un intervalo de tiempo constante Δt, Y_0^* e Y_1^*, valores inicial y final de Y^*:

$$\ddot{Y}_1^* = \frac{4}{\Delta t^2} Y_1^* - A$$

$$\dot{Y}_1^* = \frac{2}{\Delta t} Y_1^* - B$$

$$\overline{K}_1^*\,Y_1^* = \overline{P}_1^*$$

con:

$$A = \frac{4}{\Delta t^2}(Y_0^* + \Delta t\,\dot{Y}_0^*) + \ddot{Y}_0^*$$

$$B = \dot{Y}_0^* + \frac{2}{\Delta t} Y_0^*$$

$$\overline{K}_1^* = \frac{4}{\Delta t^2} M_1^* + \frac{2}{\Delta t} C_1^* + K_1^*$$

$$\overline{P}_1^* = P_1^* + M_1^*\,A + C_1^*\,B$$

La generalización de las ecuaciones (7.1) y (7.2) anteriores, al caso de varias masas concentradas móviles, así como la consideración de cargas distribuidas móviles es inmediata, resultando en general un sistema de ecuaciones diferenciales del tipo indicado (7.3).

La extensión de la teoría anterior, a otros tipos estructurales muchas veces más adecuados para representar el comportamiento de un puente, tales como placas, láminas plegadas, etc., puede realizarse de forma análoga. En las figuras 5 a 11 puede verse un ejemplo de una placa rectangular simplemente apoyada pesante con una carga puntual móvil y excéntrica. Los resultados han sido obtenidos mediante el programa NASTRAN.

8. Se comprueba que el problema del impacto en un puente real, con unas condiciones geométricas y de apoyo generales, bajo la actuación de un tren de cargas dado, puede ser resuelto numéricamente, al menos en teoría. Sin embargo, conviene insistir que normalmente, en un estudio dinámico, la mayor dificultad, no reside en la determinación de la relación excitación-respuesta, sino en la definición de la excitación y en el conocimiento de las características elastodinámicas de la estructura. De ahí la necesidad de considerar los problemas correspondientes que aparecen en el cálculo dinámico probabilístico y en la identificación estructural, de los cuales se van a comentar brevemente su planteamiento y posibilidades.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

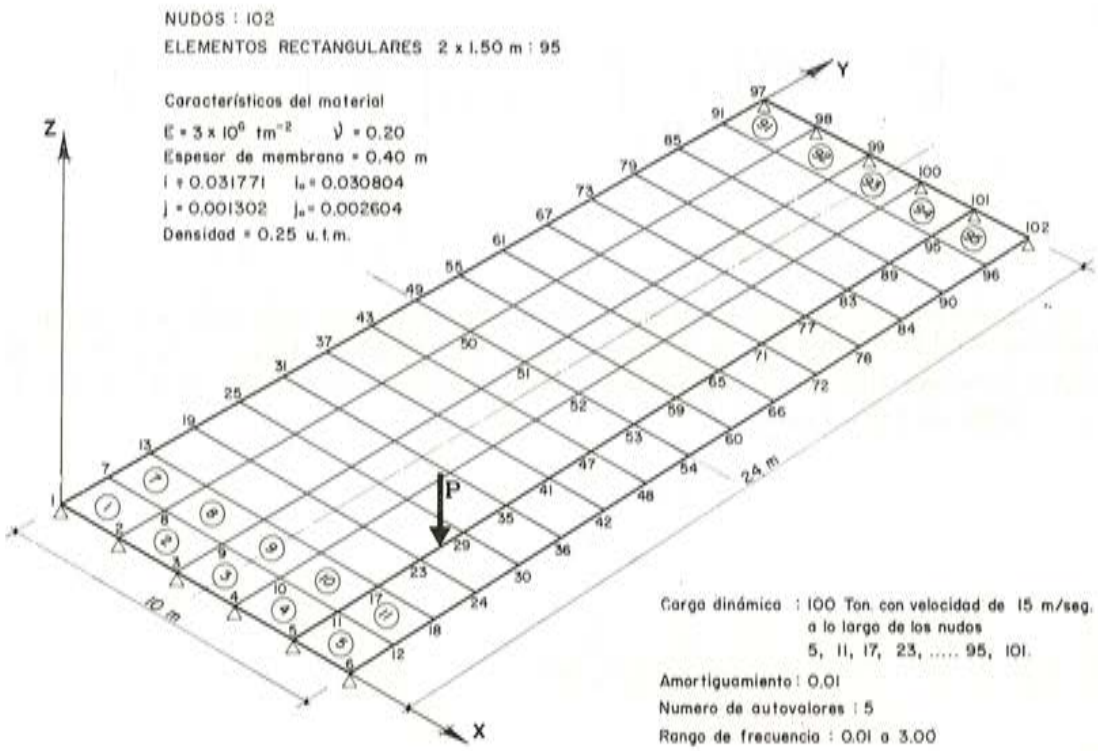


Figura 5.

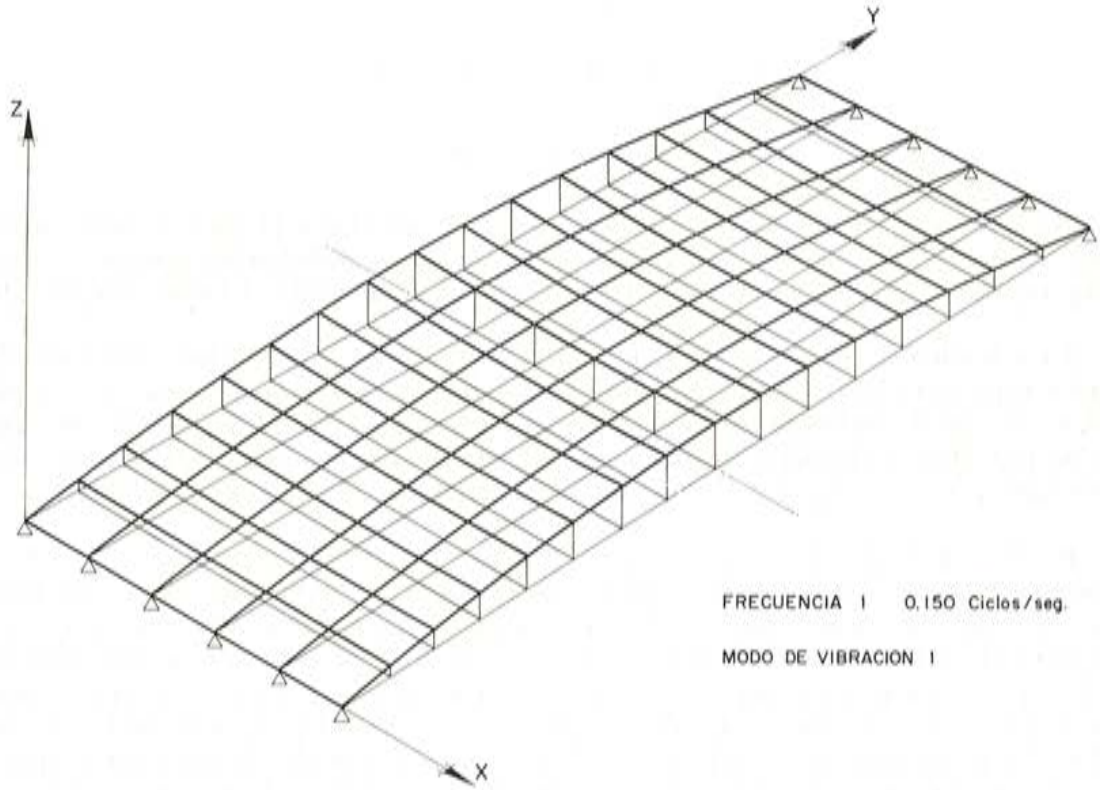


Figura 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

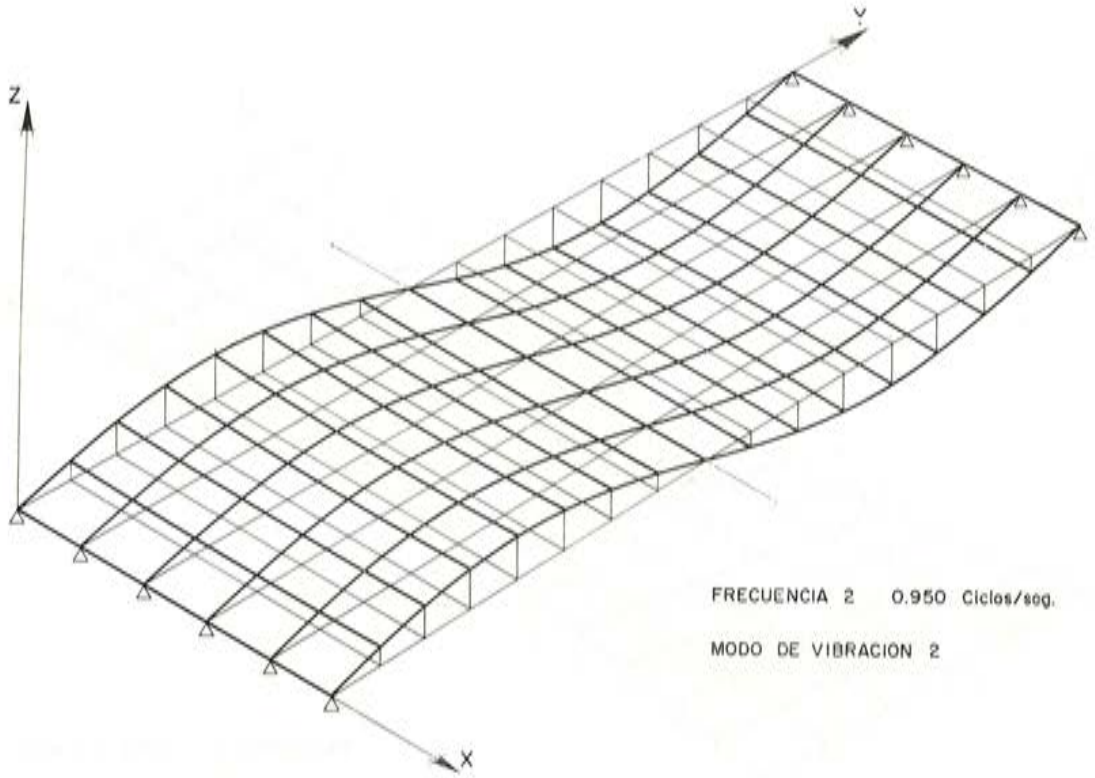


Figura 7.

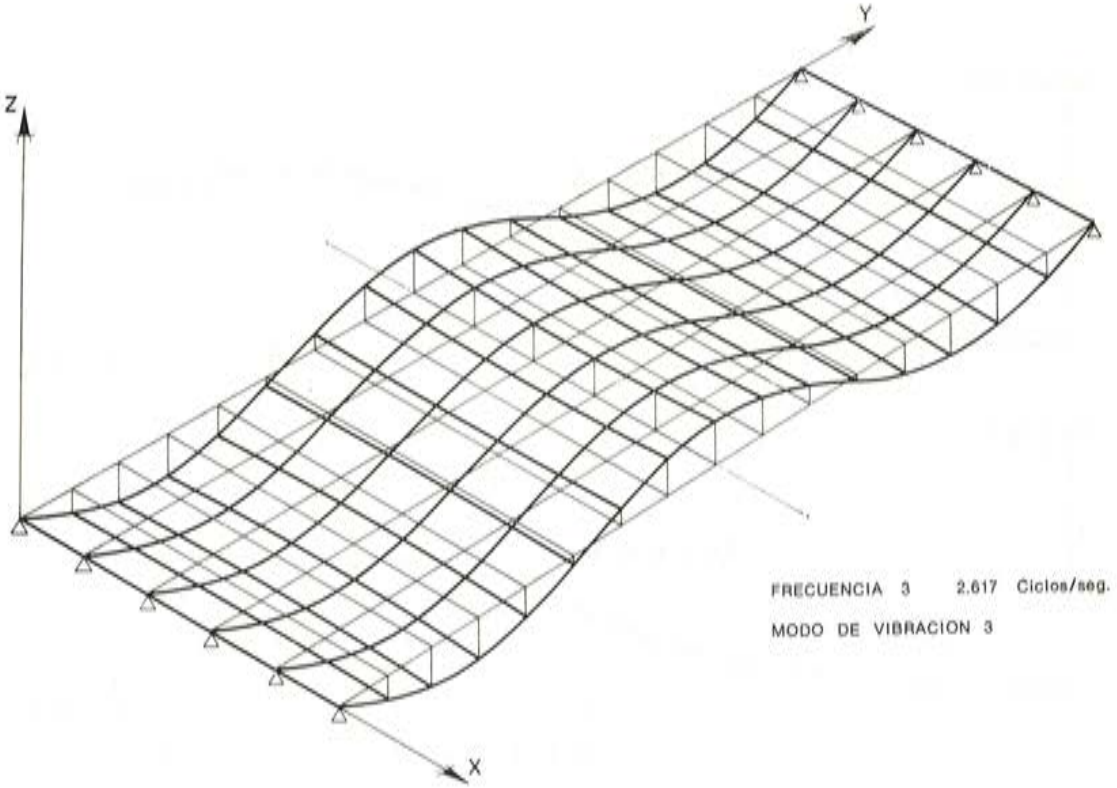


Figura 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

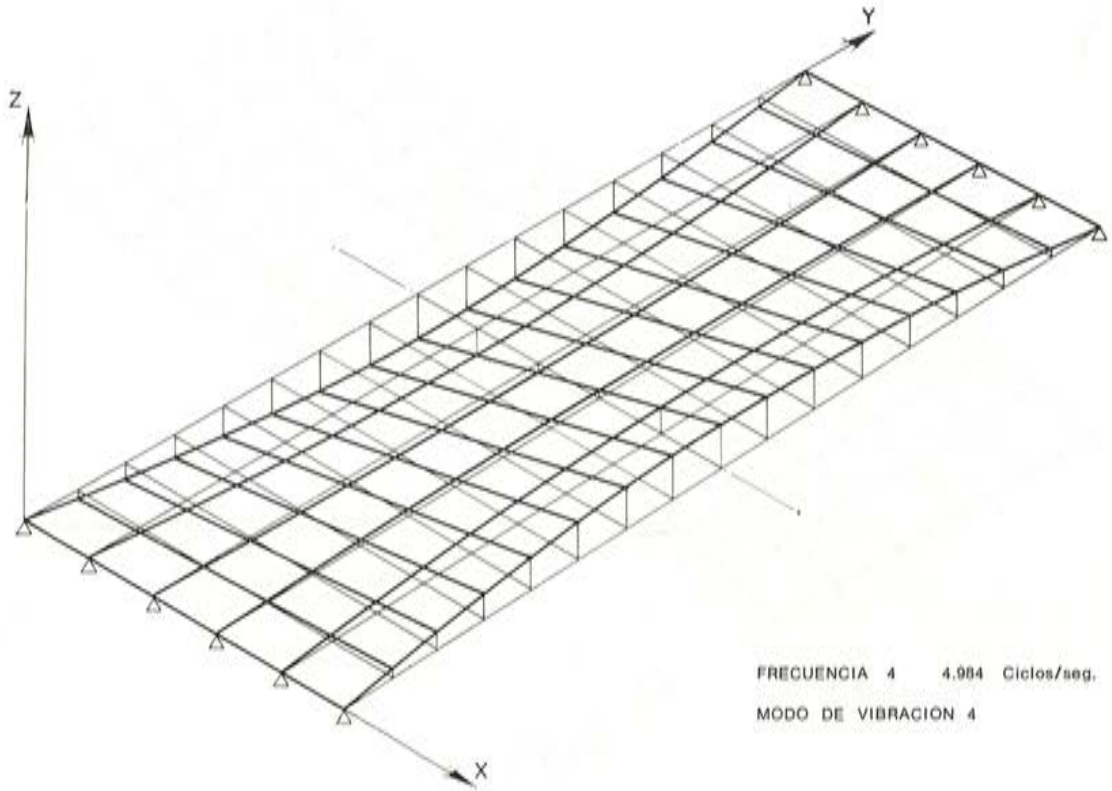


Figura 9.

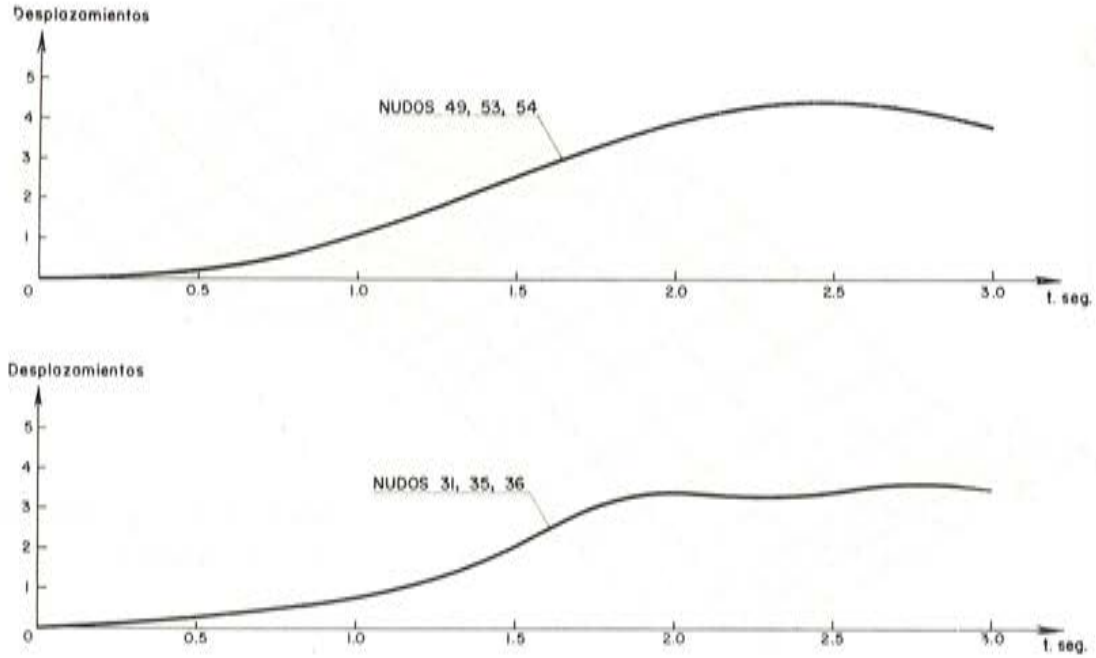


Figura 10.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

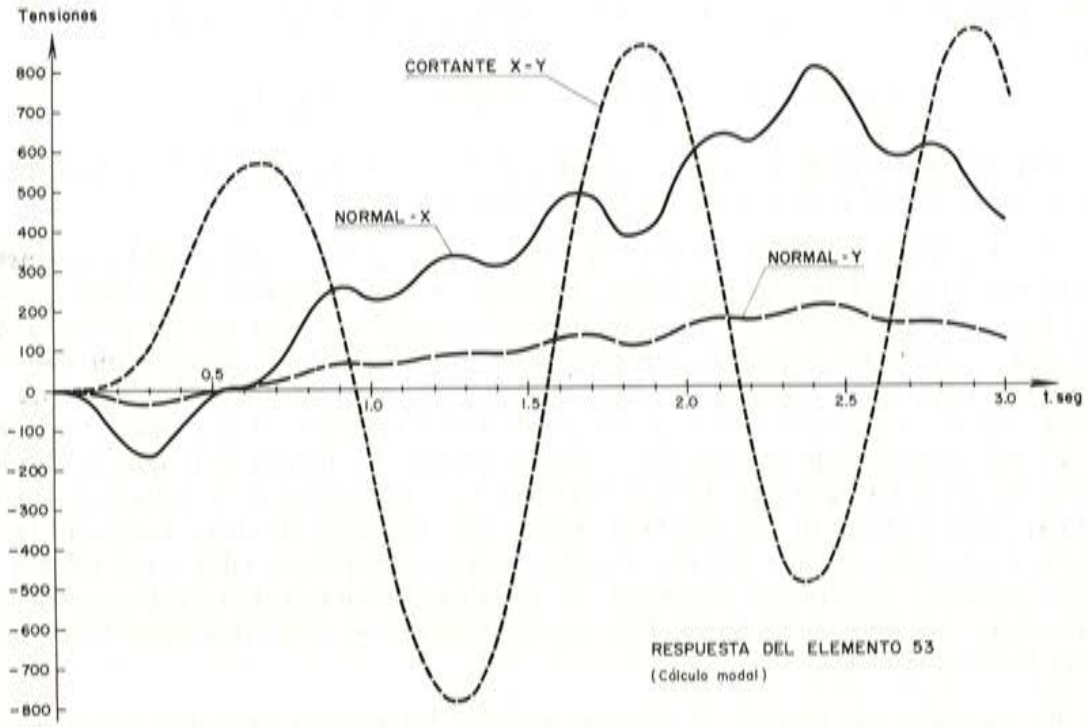


Figura 11.

9. La determinación de las características de una estructura a partir de un conjunto de observaciones experimentales constituye el problema fundamental de la identificación.

En términos generales este problema puede ser formulado matemáticamente como sigue:

Sean las ecuaciones dinámicas de equilibrio del puente de la forma:

$$M\ddot{Y} + G(Y, \dot{Y}, a) = P$$

con Y, el vector de desplazamientos; P, las fuerzas exteriores; $G(Y, \dot{Y}, a)$ es una función vectorial que representa las fuerzas elásticas y disipativas producidas al deformarse el puente.

Las fuerzas P y un vector de observaciones W cuyos componentes son historias temporales a lo largo de un período de tiempo T de todos o alguno de los desplazamientos o/y sus derivadas en los nudos del puente.

Con la anterior información, la determinación de G de forma que se obtenga el mejor acuerdo entre los resultados medidos W y los calculados Y, constituye un problema de identificación. En general, se supone que G pertenece a una cierta clase de funciones, que asegure es lo suficientemente amplia para captar todos los efectos a simular.

En el estudio del impacto en puentes, las tensiones y esfuerzos que se producen son generalmente una pequeña proporción de los estáticos por lo que la hipótesis lineal para $G(Y, \dot{Y}, a)$ es perfectamente admisible. Sin embargo, en otros casos, como terremotos, el estudio dinámico que debe plantearse exige modelos no lineales, como materiales viscosos diferenciales, materiales hereditarios o modelos bilineales con histéresis.

La función vectorial $G(Y, \dot{Y}, a)$ tiene una forma paramétrica en términos de un

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

vector incógnita $a = (a_1, a_2, \ldots, a_n)$ que se determina al minimizar una función error del tipo:

$$\text{Observación} - \text{Cálculo} = \text{Error en el tiempo T.}$$

Este problema puede ser considerado dentro de una teoría general de control. Detalles de su resolución pueden verse en la bibliografía.

10. La utilización de las técnicas de identificación permite obtener para un puente construido sus características intrínsecas dinámicas o bien extrapolar los valores deducidos en puentes construidos a otros similares estructuralmente y en fase de proyecto. Sin embargo, el problema adicional que plantea el cálculo dinámico, consiste en que una acción dinámica no se repite por lo general. Es decir, el paso de un vehículo por un puente supone una acción $P(t)$ dependiente de varias variables. Si se repite la experiencia del paso del vehículo anterior por el mismo puente, las fuerzas $P(t)$ que se generan no son iguales a las anteriores. Fenómenos como no uniformidad de la velocidad, rugosidad del camino, efecto de *hammer-blow*, juntas, etc., son causa de dicha variación. La situación se muestra aún más patente, en otras acciones dinámicas, tales como ráfagas de viento, seísmos o frenado. Se comprende la necesidad de un cálculo no determinístico de vibraciones. Así, pues, cada acción $P(t)$ puede considerarse como función muestra $P^h(t)$ de un proceso aleatorio.

De un modo más general, el conjunto de todas las acciones actuantes en un puente $P^{(h)}(x, t)$ con $k = 1, 2, \ldots$, constituyen un proceso aleatorio $P(x, t)$ de dos variables. Para caracterizar este proceso aleatorio sería necesario, teóricamente, conocer todas las densidades de probabilidad de m variables p_{ij}, siendo:

$$P_{ij} = p(x_i, t_j) \text{ la acción aplicada en el punto } x_i \text{ en el instante } t_j$$

y para diferentes valores de $m = 1, 2, 3, \ldots$

Si el proceso aleatorio es gaussiano sería suficiente conocer las funciones de probabilidad para $m = 1$ y $m = 2$ únicamente. En particular, si el proceso es además estacionario, lo que indica cierta independencia del tiempo de las distribuciones anteriores, basta conocer para caracterizar el proceso $p(x, t)$ los siguientes valores:

$E[p_{ij}]$ = media a través del conjunto de funciones muestras $p^h(x, t)$ para un x_i y t_j determinados $= p_i$

$$E[p_{ij}\, p_{i0\, j0}] = E[p(x_i\, t_j)\, p(x_{i0}\, t_{j0})] =$$
$$= E[p(x_i\, t_j)\, p(x_{i0}\, t_j + \tau)] = R(x_i, x_{i0}, \tau) = R_{i,\, i0}(\tau)$$

con:

$$\tau = t_{j0} - t_j$$

La función $R(x_i, x_{i0}, \tau)$ se denomina la correlación cruzada en x_i, x_{i0} del proceso.

Así, pues, $\bar{p}_i$ y $R_{i,\, i0}(\tau)$ caracterizan completamente desde un punto de vista estadístico al proceso aleatorio $p(x, t)$ supuesto este gaussiano y estacionario (lo que constituye una hipótesis usual en vibraciones de puentes). A veces, se utiliza la función $S_{i,\, i0}(p)$ que se denomina función espectral cruzada de energía, transformada de Fourier de $R_{i,\, i0}(\tau)$.

Si el sistema dinámico que describe el comportamiento del puente es lineal la respuesta $Y(x, t)$ constituye un proceso aleatorio gaussiano y estacionario cuyas características estadísticas son fácilmente deducibles de las de excitación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

En el caso general, no lineal, una técnica de Montecarlo puede ser utilizada, para engendrar elementos muestra de la excitación $p(x, t)$ y obtener determinísticamente uno a uno elementos de muestra de la respuesta $Y(x, t)$.

11. El análisis estadístico de la respuesta constituye un problema muy importante, particularmente en lo que se refiere a la definición del tipo de fallo estructural, ya que es aquí donde las características del material juegan un papel. En efecto, roturas por primer paso (materiales frágiles, no usuales en los puentes) o roturas por acumulación de daños (que pueden corresponder al fenómeno de fatiga del hormigón pretensado) son importantes a efectos de evaluar la probabilidad de rotura.

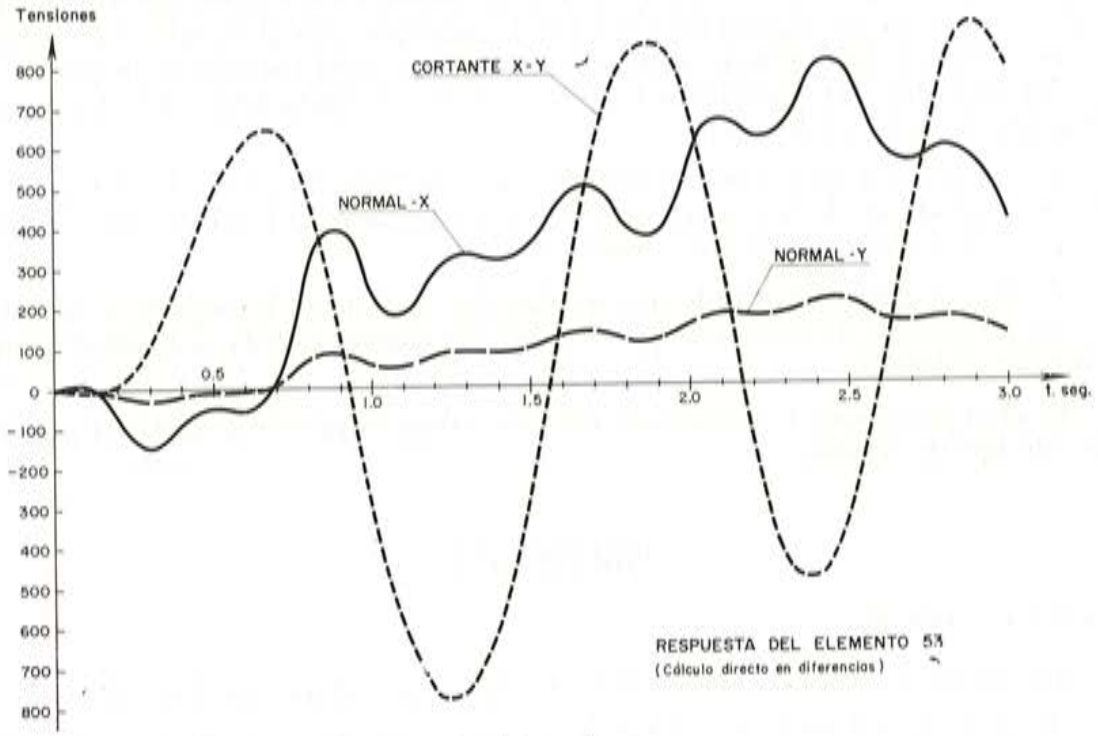


Figura 12.

En general, estos problemas exigen un conocimiento previo de la distribución de cruces de las respuestas por un umbral y de su distribución de picos. Normalmente la rotura por fatiga se estudia mediante la fórmula $N S^b = c$, en donde N representa el número de ciclos hasta la rotura de fatiga, S la amplitud de la tensión (respuesta) y b, c son constantes positivas del material.

Adicionalmente se suele introducir el postulado de Palmgren-Miner que supone un fenómeno acumulativo del daño lineal; es decir, el daño Δs_1 producido por n_1 ciclos de amplitud S_1 es:

$$\Delta s_1 = \frac{n_1}{N} \; (n_1 < N)$$

siendo N_1 el número de ciclos que produce la rotura con la tensión S_1.

Si las tensiones son variables el daño total es:

$$\Delta = \Sigma \Delta s_i = \Sigma \frac{n_i}{N} = c^{-1} \Sigma n_i S_i^b$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Conviene tener en cuenta que el hormigón pretensado presenta un diferente comportamiento de fatiga, según se encuentre en la situación de pretensado parcial o total. Este hecho complica la formulación anterior del estudio de la respuesta, que debe incluir el estudio del fenómeno de rotura por primer paso. Ver referencia 17.

12. Como resumen de estas notas se pueden deducir las siguientes conclusiones:

a) La determinación del coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril es un problema de formulación compleja, que exige un planteamiento en general estocástico si se desean obtener resultados reales.

b) En la actual reglamentación española de puentes de ferrocarril que data del año 1956, el coeficiente de impacto para puentes de hormigón, probablemente sea excesivo, ya que la técnica del hormigón pretensado no tenía en aquel entonces su desarrollo actual. Por otra parte, el coeficiente de impacto se deduce exclusivamente en la Instrucción como función de la luz del puente.

En la referencia 20 se indica otra fórmula práctica que considera el coeficiente de impacto dependiente de la luz, velocidad y frecuencia propia del puente. Sin embargo, el aspecto de la fatiga no ha sido considerado.

c) Parece, pues, conveniente una revisión del coeficiente de impacto a aplicar a puentes pretensados de ferrocarril, que considere el problema en toda su amplitud técnica y experimentalmente.

El nivel tecnológico y la economía del país podían ser razones a considerar para iniciar este tipo de estudios.

BIBLIOGRAFIA

TEXTOS GENERALES

1. Timoshenko, S.: "Vibration Problems in Engineering". *Van Nostrand*. New York, 1955.
2. Hacar, M. A., y Alarcón, E.: "Elementos de dinámica aplicados a las estructuras". Edix. Madrid, 1971.
3. Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos: "Cálculo dinámico en la Ingeniería Civil". C.P.P.E., 1975.
4. Como y Greco: "Comportamientos dinámicos de vigas pretensadas de sección esbelta". *Giornale del Genio Civile*. Enero 1968.

SOLUCIONES ANALITICAS DETERMINISTICAS

5. Zimmermann, H.: "Schwingungen eines Trägers mit bewegter Last". *Zentralblatt der Bauverwaltung*. Berlín, enero 1896.
6. Timoshenko, S.: "Vibration Problems in Engineering". U.S.A., 1928.
7. Department of Scientific and Industrial Research: "Report of the bridge Stress Committee". London, 1928.
8. Inglis, C. E.: "A Mathematical Treatise on Vibrations in Railway Bridges". Cambridge, 1934.
9. Looney, Charles T. G.: "Impact on Railway Bridges". University of Illinois Bulletin, Vol. 42, Number 19, 1944.
10. Hunley, J. B.: "Impact in Steel Railway Bridges of Simple Span". *Bulletins of the American Railway Engineering Association*. No. 380, 1935.

— Number 422: "Description and Analysis of Bridge Impact Test Made by the Pennsylvania Railroad at Chester, Pa". 1941.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

— Number 433: "Description and Analysis of Bridge Impact Tests Made on Short Steel Bridges Under Diesel-Electric Locomotives". 1942.

— Number 439: "Impact Investigation of a plate Girder Bridge on the Pennsylvania Railroad at Elkton, Md". 1943.

— Number 450: "Description and Analysis of Bridge Impact Tests Made on Short Open and Ballasted Deck Steel Bridges Under Diesel and Steam Locomotives". 1945.

— Number 467: "Investigation of Bridge Impacts with a Mechanical Oscillator". 1947.

11. Odman Sven: "Differential Equation for Calculation of Vibrations Produced in Load-bearing Structures by Moving Loads". Preliminary Publication of the Third Congress of the International Association for Bridge and Structural Engineering. Liège, 1948.

12. Ayre, Ford and Jacobsen: "Transverse Vibration of a Two-Span Beam Under Action of a Moving Constant Force". *Journal of Applied Mechanics*, Vol. 16, 1949.

13. Hillerborg, A.: Dynamic Influences of Smoothly Running Loads on Simply Supported Girders".

14. Maunder, L.: *Quart. Appl. Math*, 17, 437, 1960.

IDENTIFICACION

15. Ibáñez, P.: "Identification of Dynamic Structural Models from Experimental Data". Report Ucla-Eng. 72-5, Marzo 1972.

16. Distefano, N., and Rath, A.: "Modeling and Identification in Non linear Structural Seismic Dynamics". Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering".

DINAMICA PROBABILISTICA

17. Lin, Y. K.: "Probabilistic Theory of Structural Dynamics". McGraw-Hill, 1967.

18. Samartín, A.: "Vibraciones aleatorias en la Ingeniería Civil". Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. C.P.P.E., 1974.

19. Pirner, M., and Svejda, J.: "Response of a beam to moving randon loads". Proc. of the Conference on Tower-Shape Structures. IASS. La Haya, 1969.

DISCUSION DE LA NORMA ESPAÑOLA

20. Alarcón, E.: "Una fórmula práctica para el coeficiente de impacto en puentes de ferrocarril". *Informes de la Construcción*. I.E.T., 1973.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

VIII asamblea técnica nacional de la A.T.E.P.

Durante los días 3 al 8 de noviembre de 1975 se ha celebrado, en Canarias, la VIII Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.).

En esta asamblea participaron más de doscientas personas. Las jornadas de trabajo, divididas en nueve sesiones, tuvieron lugar en el salón de actos de la Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica de la Universidad de La Laguna (Tenerife).

Se presentaron cuarenta y tres comunicaciones, de alto interés técnico, agrupadas en los cuatro temas siguientes:

— Normativa.
— El pretensado en Arquitectura.
— El pretensado en obras públicas.
— Varios.

Durante los días de sesiones permaneció abierta una exposición de equipos de pretensado y piezas prefabricadas pretensadas, y se proyectaron ocho documentales relativos a la realización de obras importantes y a la fabricación de aceros especiales.

El miércoles, día 5, se celebró una asamblea general extraordinaria con el objeto de que los miembros de la Asociación expusiesen sus opiniones sobre la conveniencia de

Sesión de apertura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Sesión de clausura.

solicitar que la A.T.E.P. sea declarada de utilidad pública. Por unanimidad, se acordó elevar dicha solicitud a la autoridad correspondiente. En esta misma asamblea varios de los participantes propusieron se concediese una medalla de la A.T.E.P., a título póstumo, a D. Fernando Cassinello Pérez, recientemente fallecido, como reconocimiento a su excepcional labor como presidente de la A.T.E.P. durante los últimos ocho años. La propuesta, calurosamente acogida, fue aprobada por unanimidad.

Las sesiones de apertura y clausura fueron presididas por diversas autoridades locales. En la de clausura se entregaron las tres medallas de la A.T.E.P. que, de acuerdo con el Reglamento al efecto establecido, correspondía otorgar en esta asamblea. Como resultado de la encuesta previa llevada a cabo entre los miembros de la Asociación, y de la resolución que a la vista de dichos resultados adoptó la Comisión designada para la adjudicación de estas medallas, fueron galardonados con las mismas los siguientes señores, citados por orden alfabético: López Jamar, José Antonio; Piñeiro Abril, Rafael, y Torroja Cavanillas, José Antonio.

El viernes, 7 de noviembre, y en los locales del Colegio de Ingenieros Industriales, de Las Palmas, se repitió la sesión dedicada al tema "El pretensado en Arquitectura"; y el sábado, día 8, en el mismo lugar, se celebró una mesa redonda con el objeto de discutir con los técnicos locales las posibilidades de aplicación del pretensado .

Tanto en Tenerife como en Las Palmas, los asambleístas fueron continuamente agasajados por las autoridades y empresas locales, con numerosos actos sociales, exhibiciones folklóricas y excursiones turísticas, todo lo cual resultó muy del agrado de cuantos participaron en esta VIII Asamblea.

Los textos de las diversas comunicaciones presentadas en las sesiones de trabajo serán publicados en un volumen especial dedicado a la asamblea, y que será enviado, gratuitamente, durante los primeros meses del próximo año 1976, a cuantos en ella participaron.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

notas de la F.I.P.

n.º 56, 1975

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE ESTRUCTURAS MARITIMAS

Por W. F. G. Crozier, secretario técnico.

La Comisión de la F.I.P. sobre Estructuras Marítimas se reunió los días 24 y 25 de abril de 1975, en Rotterdam. A la sesión de trabajo de la Comisión, del 24 de abril, concurrieron 17 miembros y otros siete ingenieros, interesados en el tema, incluido míster Holst, vicepresidente del grupo noruego de la F.I.P.

La Comisión discutió los informes preliminares de los diez grupos de trabajo formados en la reunión celebrada en Stavanger en noviembre de 1974. Algunos de estos grupos están esperando los resultados de nuevas experiencias que se están realizando en alta mar, para presentar sus informes. Por ejemplo, el grupo que se ocupa de Operaciones Marítimas está esperando información sobre los asientos experimentados por las estructuras situadas en los campos de Beryl, Brent y Frigg durante el pasado verano y de los cuales esperan sacar provechosas enseñanzas.

No obstante, se han presentado informes sobre análisis de riesgos (por K. Eriksson, Suecia), roturas (por P. Xercavins, Francia), materiales (por O. E. Gjørv, Noruega) y mantenimiento (por P. F. Daly, Irlanda).

También se facilitaron informes sobre el trabajo del Comité del Reino Unido, que está preparando una guía práctica para "Estructuras fijas en alta mar", que se espera sea publicada en un plazo de doce a quince meses, y otro de Mr. Derrington, presidente de la Comisión, sobre la reciente reunión del Comité 357 del A.C.I.

Respecto a las "Recomendaciones de la F.I.P. para el cálculo de estructuras marítimas de hormigón", segunda edición, se acordó que todos los grupos de trabajo presentasen sus propuestas de correcciones o ampliaciones, al Secretariado de la F.I.P., antes del 15 de septiembre de 1975.

Se decidió que la próxima reunión de la Comisión tendría lugar en San Remo (Italia) los días 2 y 3 de octubre de 1975.

ESTRUCTURA MARITIMA DE LA A.N.D.O.C.

El 25 de abril, gracias a la amabilidad de las firmas holandesas interesadas, fue posible efectuar una visita a la nueva estructura de A.N.D.O.C., actualmente en construcción en Maasvlakte, en las afueras de Rotterdam. La estructura A.N.D.O.C. (Anglo Dutch Offshore Concrete) se encontraba entonces en período de construcción en el dique seco, habiendo alcanzado una altura de 8 m. La estructura A.N.D.O.C. está constituida por cuarenta y ocho depósitos, capaces de almacenar 1,4 millones de barriles de petróleo, del campo de Dunlin, de la Shell UK Exploration and Production Ltd., y está destinada a ser utilizada en aguas de hasta 152 m de profundidad.

La base de cimentación tendrá una altura de 32 m. Los soportes serán de hormigón

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

hasta una altura de 10 m por debajo del nivel medio de las mareas. Una vez construídos los soportes de hormigón, la estructura será remolcada a Hunterston, en Escocia, añadiéndose allí la parte superior de los soportes y la plataforma de la estructura, que serán metálicos. Después se remolcará hasta el lugar de su ubicación final.

En este mismo número de las "Notas de la F.I.P." se incluye, más adelante, una descripción de la plataforma A.N.D.O.C., redactada por Mr. Nelisen.

Los miembros de la Comisión han tenido la oportunidad de escuchar breves informes sobre diversos aspectos de la construcción de esta estructura a los ingenieros que intervinieron en su proyecto: Mr. C. J. Vos hizo una introducción sobre la filosofía del proyecto para la plataforma A.N.D.O.C.; Mr. M. J. Otto se ocupó del tema "Análisis, hipótesis y conjeturas en el proyecto de la estructura de hormigón"; Mr. D. Zijp describió los aspectos del análisis dinámico, y Mr. H. van Es facilitó detalles sobre el método usado para el control de la calidad.

Míster Otto comentó las medidas que se habían adoptado con objeto de reducir las posibilidades de fisuración de los cajones de la cimentación mediante un continuo enfriamiento. A este respecto, comunicó también que el hormigón se fabricó con cemento siderúrgico, lográndose así mantener baja la temperatura de la masa, debido al bajo calor de hidratación del cemento siderúrgico. El contenido de cemento fue inferior a 375 kg/m^3, obteniéndose un hormigón con una resistencia característica, a los veintiocho días, en probeta cúbica, de 450 kp/cm^2, con una relación agua-cemento de 0,44. Mediante refrigeración artificial se mantuvo la temperatura por debajo de los 32-40° C, a los dos días del hormigonado, en las paredes de 8 cm de espesor.

Se dispusieron instrumentos de control para medir la presión sobre el terreno, una vez instalada la estructura.

LOS FAROS DEL PUERTO DE ROTTERDAM

Los miembros de la Comisión también tuvieron la oportunidad de ver los nuevos faros instalados en la entrada del puerto de Rotterdam. Se han construido dos faros, totalmente prefabricados. Cada faro consiste en un cajón, de 25 m de diámetro y 12,5 m de altura, dentro del cual se inserta la torre central.

Cada cajón, que pesa 3.700 t, se hormigonó a la orilla del mar y se remolcó al lugar de su ubicación en una barcaza, que seguidamente se hundió con objeto de que el cajón quedase flotando. Una vez colocado en su posición exacta, el cajón se fue cargando con bloques de piedras hasta dejarlo apoyado sobre el terreno. La torre, fabricada en segmentos, tiene 4,25 m de diámetro, muros de 0,4 m de espesor y una altura de 35 m. En su parte superior hay una plataforma de 25 m de diámetro para aterrizaje de helicópteros.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE HORMIGONES ESPECIALES

Por W. F. G. Crozier, secretario técnico.

Una reunión, que ha estado muy bien organizada, de la Comisión de Hormigones Especiales se ha celebrado en Londres el día 8 de mayo, bajo la dirección del nuevo presidente, el profesor G. Rhem, de la República Federal Alemana. En sustitución de los primitivos grupos de trabajo, se han formado cuatro nuevos grupos que se ocuparán del estudio de los siguientes temas:

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

A) "Hormigones mejorados con cementos especiales".
Presidente: Profesor Wischers (República Federal Alemana).

B) "Hormigones mejorados mediante el uso de adhesivos orgánicos".
Presidente: Mr. C. D. Pomeroy (Inglaterra).

C) "Hormigones mejorados por la adición de fibras".
Presidente: Doctor Swamy (Inglaterra).

D) "Hormigones mejorados sin emplear materiales especiales".
Presidente: En espera de decisión.

El doctor A. G. Thurman, de los Estados Unidos, presentó un amplio informe sobre el uso de placas de hormigón impregnado con polímeros, para tableros de puente, que se espera poder publicar, en forma resumida, en uno de los próximos números de las "Notas de la F.I.P.".

Al informar sobre los trabajos del Comité 548 del A.C.I. Mr. Kukacka ,de Estados Unidos, dijo que este Comité tendrá preparado un informe relativo al nivel actual de conocimientos sobre los hormigones polimerizados, al finalizar el año 1975, y que se celebrará un simposio sobre este tema, en la Convención del A.C.I. que tendrá lugar, en otoño de 1976, en la ciudad de Méjico.

El profesor Gamski, de Bélgica, informó que varios Comités de la R.I.L.E.M., dedicados al estudio de los aglomerantes de resinas, están preparando un informe, que se espera esté concluido a finales de 1975.

La R.I.L.E.M. ha creado recientemente dos nuevos Comités para estudiar los efectos del envejecimiento en los hormigones con fibras y polimerizados y los métodos para el ensayo de hormigones con aglomerantes de resinas.

La Comisión tiene planificado preparar una serie de informes sobre el estado actual de conocimientos, en relación con estos temas, para el Congreso de la F.I.P. que se celebrará en Londres en 1978.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE PREFABRICACION

Por B. H. Spratt, secretario técnico.

La última reunión de esta Comisión tuvo lugar en el Hogar del Ingeniero, de Budapest, los días 8 y 9 de mayo de 1975, conjuntamente con la II Conferencia Húngara sobre Prefabricación. Se dedicó un día a visitar la fábrica de viviendas y elementos prefabricados de hormigón, número 3; la planta de Szentendse, de elementos estructurales de hormigón y hormigón armado, y la nueva zona residencial de Ujpalota. Se informó sobre los trabajos que se vienen desarrollando en relación con los siguientes temas: construcción por dovelas, altas y bajas tensiones cortantes en las superficies de contacto entre hormigones de distinta naturaleza, juntas y apoyos en losas, tolerancias, curado acelerado, control de elementos prefabricados, principios básicos de cálculo, economía de materiales en las estructuras prefabricadas y efectos de los empotramientos en los soportes. Los temas fueron tratados detalladamente y numerosos trabajos fueron presentados y discutidos. Se efectuó una revisión de los trabajos realizados en cooperación con la Comisión XIII del C.E.B. y las Comisiones de la F.I.P. sobre "Práctica constructiva" y "Aceros para pretensado", y se designó a los miembros que actuarán como delegados en dichas Comisiones.

Otros temas discutidos fueron los relativos a las publicaciones que la F.I.P. está pre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

parando, con la denominación general de "Manuales de buena práctica", y al próximo simposio de Australia. También han sido considerados los planes de trabajo a largo plazo con vistas al congreso de Londres de 1978. Se analizó la colaboración real que vienen prestando los distintos miembros de la Comisión y se acordó reforzar algunas representaciones nacionales.

La próxima reunión de la Comisión tendrá lugar en Gothenburg (Suecia) los días 9 y 10 de febrero de 1976.

NUEVA RECOMPENSA CONCEDIDA AL PROFESOR FRITZ LEONHARDT

El doctor ingeniero Fritz Leonhardt ha sido galardonado con la medalla de oro de la British Institution of Structural Engineers (Instituto Británico de Ingenieros Estructurales), como reconocimiento por sus originales contribuciones al diseño estructural. Esta distinción viene a premiar la extraordinaria labor realizada por el profesor Leonhardt a lo largo de su vida profesional. De esta medalla (que es la máxima recompensa personal que concede esta Institución), desde que se instituyó, hace más de cincuenta años, únicamente ha habido, precedentemente, trece recipiendarios.

BRANKO ZEZELJ HA SIDO NOMBRADO MIEMBRO DE HONOR DEL A.C.I.

El profesor Zezelj ha representado a Yugoslavia en el Consejo Administrativo de la F.I.P. durante muchos años.

En el banquete de homenaje celebrado durante la LXXI Convención Anual del A.C.I., que tuvo lugar del 6 al 11 de abril de 1975, en Boston, han sido designados cuatro nuevos Miembros de Honor de dicho Instituto. Uno de los nombramientos ha correspondido al profesor Branko Zezelj.

El nombramiento de Miembro de Honor se otorga como recompensa a relevantes servicios prestados al Instituto y para premiar excepcionales contribuciones profesionales a la técnica del hormigón.

Branko Zezelj, director del Instituto de Ensayo de Materiales y Estructuras de Servia (Yugoslavia), ha cooperado destacadamente en la investigación, cálculo y construcción de estructuras de hormigón. Su carrera, muy activa, viene ejerciéndola durante más de cuarenta años.

Los puentes son el interés básico y permanente del profesor Zezelj. Ha sido pionero en el proyecto de nuevos tipos de puentes prefabricados de hormigón pretensado, algunos de los cuales, en la época de su construcción, constituyeron "records" mundiales. Como ejemplos pueden citarse el puente sobre el río Tisa (154 m de luz) y el puente sobre el Danubio, en Novi Sad, el mayor puente de hormigón del mundo para ferrocarril y carretera, de atrevida concepción y procedimiento constructivo muy original.

El profesor Zezelj ideó también un modelo de estructura prefabricada de hormigón pretensado, que ha sido utilizado paraconstruir numerosos edificios para viviendas, en Yugoslavia y otros países. Este modelo es tan avanzado que todavía no ha sido superado; y ha tenido una tan favorable acogida en el campo internacional que le ha valido a su autor, el profesor Zezelj, el ser recompensado con una de las tres primeras "Medallas de la F.I.P.", concedidas por la Federación Internacional del Pretensado, en 1970.

El trabajo de investigación absorbe una apreciable parte del tiempo al profesor

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Zezelj, particularmente en lo que concierne a métodos de construcción industrializada. Colaboró en la fundación del Instituto de Ensayo de Materiales y Estructuras de Servia, que ha llegado a convertirse en una prestigiosa institución, en Yugoslavia, reconocida internacionalmente. Durante los últimos veinticinco años, el Instituto, bajo el asesoramiento científico del profesor Zezelj, se ha ocupado activamente en la racionalización de la construcción de edificios, con resultados muy notables, tanto en el aspecto científico como en el profesional.

Las estructuras del profesor Zezelj son elogiadas en todo el mundo por sus especiales características. Cada una de sus obras evidencia una cuidadosa labor de síntesis de trabajos de investigación, diseño, construcción y aplicación de nuevos métodos. Sus numerosos artículos científicos aparecen en muchas publicaciones especializadas y ha dado varias conferencias en diversos países.

PREMIOS DE LA INSTITUCION DE INGENIEROS CIVILES A MIEMBROS DE COMISIONES DE LA F.I.P.

Los premios por los trabajos presentados en la Institution of Civil Engineers (Institución de Ingenieros Civiles) de Gran Bretaña, han sido anunciados recientemente y afectan a eminentes ingenieros, Miembros de Comisiones de la F.I.P.

El doctor R. N. Swamy compartió con K. L. Amand, la medalla George Stepheson, por un trabajo titulado "Comportamiento de los hormigones de cemento aluminoso bajo cargas permanentes". En la reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre Hormigones Especiales, de mayo de 1975, el doctor Swamy fue nombrado presidente del Grupo de Trabajo de la F.I.P. sobre "Fabricación de hormigones mejorados mediante el empleo de fibras".

Míster J. Irving ha recibido el premio Telford, junto con los coautores, Mr. G. D. T. Carmichel y Mr. I. W Hornby, por un artículo titulado "Ensayo sobre modelo a escala natural de las zonas sometidas a elevadas temperaturas de las vasijas de presión, en hormigón, de la central de energía nuclear de Oldbury".

Míster Irving es miembro de la Comisión de la F.I.P. sobre "Vasijas de presión y depósitos en hormigón". En la reunión de París, en noviembre de 1974, presentó un informe donde se resume todo lo que se sabe sobre "El efecto de las temperaturas extremadamente elevadas, sobre el hormigón y las estructuras de hormigón". Este informe será publicado por la F.I.P. en un próximo futuro, para su más amplia difusión.

Hacemos extensiva nuestra felicitación a estos dos ingenieros por haber obtenido tan destacadas recompensas.

NUEVAS PUBLICACIONES Y PROXIMOS ACONTECIMIENTOS

SIMPOSIO DE LA F.I.P., EN SIDNEY (AUSTRALIA)

28 de agosto a 3 de septiembre de 1976.

Se ha publicado un "Boletín" preliminar, en el que se recogen algunos detalles relacionados con los temas del Simposio que se va a celebrar en Sidney (Australia), sobre

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

"Puentes de pequeña y mediana luz" y "El hormigón pretensado en edificación". Dicho Boletín puede obtenerse, bien en las oficinas de la F.I.P., en Wexham Springs, Slough SL3 6PL, o en el "Concrete Institute of Australia" 147/151 Walker Street, North Sidney, N.S.W. (Australia). En él se facilitan instrucciones para el envío al Secretariado del Simposio de los resúmenes de las ponencias que se piensen presentar y unos formularios que deberán remitirse a Australia si se desea recibir, posteriormente, detalles sobre los programas completos, e información sobre los viajes anteriores y posteriores al Simposio, que se están organizando tanto en Nueva Zelanda como en Australia. Los interesados deberán solicitar urgentemente el citado Boletín.

CONFERENCIA INTERNACIONAL SOBRE EXPERIENCIA EN EL PROYECTO, CONSTRUCCION Y UTILIZACION DE LAS VASIJAS DE PRESION EN HORMIGON PRETENSADO Y RECIPIENTES PARA REACTORES NUCLEARES

8-12 de septiembre de 1975.

Coincidiendo con la citada Conferencia, la Comisión de la F.I.P. sobre Depósitos y Vasijas de Presión, ha celebrado una reunión de un día de duración, el miércoles 10 de septiembre. Aunque en un principio estaba destinada a los miembros de la Comisión de la F.I.P., con la autorización del presidente se permitió la asistencia a dicha reunión, como observadores, a otros delegados, participantes en la Conferencia, particularmente interesados en los trabajos de la Comisión y preparados para colaborar en los mismos.

La conferencia tuvo lugar en la Universidad de York (Inglaterra), y fue organizada por "The Institution of Mechanical Engineers", en colaboración, como patrocinadores de "The Institution of Civil Engineers", la "British Nuclear Energy Society", la F.I.P., la "Japanesse Society of Mechanical Engineers" y la "Verein Deutscher Ingenieure".

El programa incluía alrededor de 70 ponencias, especialmente dedicadas al proyecto, construcción, puesta en servicio y utilización de las vasijas y recipientes de hormigón pretensado ya construidos, o en construcción. Los textos de las mismas se habían repartido con objeto de que pudiesen ser ampliamente discutidos.

El miércoles día 10 de septiembre se realizaron visitar a las centrales de energía nuclear de Heusham y Hartlepool. Durante la semana que duró la conferencia, hubo proyección de películas y una exposición de paneles fotográficos y modelos. Para las señoras hubo un programa especial. Los participantes se alojaron en la Universidad de York. Puede solicitarse información sobre esta conferencia, dirigiéndose a: The Institution of Mechanical Engineers. 1 Birdcage Walk. London SW1 9JJ.

RECOMENDACIONES BASICAS PARA EL CONTROL DE LA CALIDAD Y RECEPCION DEL HORMIGON

En junio de 1966 se creó una Comisión mixta de representantes de la F.I.C., C.E.B. y R.I.L.E.M., bajo la presidencia del profesor H. Rüsch, para estudiar los problemas relacionados con el control de la calidad del hormigón. Debido a la gran magnitud de la labor que este estudio suponía, se repartió entre los tres siguientes grupos de trabajo:

Grupo de trabajo I: Variabilidad en la producción de hormigón.
Grupo de trabajo II: Estadísticas y normas.
Grupo de trabajo III: Resistencia del hormigón en las estructuras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

En marzo de 1974 se terminó un primer borrador del informe final y en mayo de 1974 se celebró la última sesión de la Comisión, después de la cual se realizaron todavía algunas pequeñas correcciones antes de proceder a su publicación.

El informe definitivo, que constituye un documento de 68 páginas, se ha publicado recientemente, en inglés; y en forma de monografía bilingüe, al precio de 5 dólares, por el Instituto Eduardo Torroja, apartado postal 19.002, Costillares, Chamartín, Madrid-33 (España).

PUBLICACIONES DEL A.C.I.

Publicación SP-2: "Manual del A.C.I. sobre inspección del hormigón".
Publicación SP-47: "Construcción industrializada de edificios de hormigón".
Publicación SP-48: "Durabilidad del hormigón".

Se han recibido en la F.I.P., recientemente, copias de las publicaciones anteriormente citadas, a través del "American Concrete Institute".

La SP-2 es la sexta edición y actualiza las ediciones precedentes y difunde nuevas técnicas para realizar la inspección.

La SP-47 compendia las comunicaciones presentadas en las sesiones de los Simposios celebrados en Atlantic City y en Ottawa (Canadá), en 1973. El primer grupo de ponencias está principalmente dedicado al estudio de los ciclos de hielo y deshielo y sus efectos sobre el hormigón. Un segundo grupo de ponencias se ocupa de los ciclos lentos de fatiga, el deterioro de las estructuras en las zonas marítimas, el ataque de los sulfatos y otros problemas locales. Una de estas comunicaciones, de la que es autor el profesor Ben C. Gerwick Jr., presidente de la F.I.P., trata de los "Métodos prácticos para asegurar la durabilidad de las estructuras marítimas de hormigón pretensado".

El A.C.I. celebró dos simposios sobre "Hormigón industrializado". Uno el año 1973, en Ottawa, y otro en la Convención del A.C.I., de San Francisco, en 1974. Nueve de las ponencias presentadas en estos simposios se han reunido y publicado en la SP-48. En ellas se tratan los siguientes temas: "Utilización del hormigón industrializado por el Departamento norteamericano de la Vivienda y Desarrollo Urbano", "Experiencias en el Reino Unido con el hormigón industrializado", "Normas y pliegos de condiciones existentes", "Seguridad" y "Detalles sobre juntas verticales resistentes al esfuerzo cortante".

Estas publicaciones del A.C.I. pueden adquirirse en el American Concrete Institute, P. O. Box 19150, Detroit, Michigan 48219 (Estados Unidos).

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

El II Simposio Internacional sobre Hormigonado en invierno, tuvo lugar en Moscú del 14 al 16 de octubre de 1975. En él se presentaron informes y contribuciones sobre los siguientes temas:

1. Mecanismo de congelación y endurecimiento del hormigón con temperaturas por debajo de cero grados.
2. Influencia de la congelación del hormigón sobre sus propiedades físico-químicas.
3. Método de hormigonado sin necesidad de calentamiento artificial de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

4. Métodos de hormigonado mediante la utilización de calentamiento artificial de la estructura.

Más información puede solicitarse al Secretariado del Simposio: Gosstroy U.S.S.R. Marx Prospect 12. Moscow K9 (U.S.S.R.).

ULTIMOS AVANCES

CONSECUENCIAS DE LOS ULTIMOS AVANCES EN ESTRUCTURAS MARITIMAS DE HORMIGON

Por B. C. Gerwick, Jr.

El presidente de la F.I.P. pronunció el discurso de clausura en la Convención Anual de 1975 de los miembros de la Concrete Society, celebrada en Londres el 8 de mayo. A continuación se reproduce el textode la alocución de Mr. Gerwick.

"Tanto se ha dicho y escrito acerca del espectacular desarrollo de las estructuras marítimas de hormigón con motivo de las construcciones del mar del Norte, que quizá parezca que queda poco por aprender acerca de este tema. Sin embargo, la realidad es muy distinta y debemos reconocer con humildad cuánto nos queda todavía por saber y en cuántas de las cosas que creíamos que sabíamos podemos estar equivocados. Por otra parte, las oportunidades que en este campo se nos ofrecen para el porvenir presentan horizontes cada vez más amplios: oportunidades para los ingenieros y constructores, oportunidades para las industrias, para las naciones y para el mundo.

Las plataformas continentales e incluso las profundidades marinas nos ofrecen incalculables recursos de petróleo, minerales raros, alimentos y energía. El mar del Norte representa un gran paso adelante en la aplicación de la tecnología ingenieril al progreso de la explotación de los mares. En él, las estructuras marítimas de hormigón han experimentado realmente un asombroso avance.

No debemos perder de vista, sin embargo, la abrumadora fuerza del mar y los riesgos del medio ambiente en que se trabaja.

Un desarrollo tan explosivo de las estructuras marítimas (la plataforma de Ekofisk se inició tan sólo en 1971) ha sido posible únicamente gracias a la utilización de los grandes conocimientos almacenados a lo largo del tiempo y al cúmulo de tecnologías elaboradas durante muchos años. Se puede hacer uso de la analogía de "los préstamos bancarios" y preguntarnos después si estamos o no haciendo las adecuadas previsiones para poder reponer este "préstamo con interés" que nos estamos gastando.

La reserva de tecnología está formada por muchos componentes: investigación sobre las propiedades del hormigón, desarrollo de la tecnología constructiva y de los materiales, perfeccionamientos en los instrumentos y métodos analíticos de cálculo, experiencia sobre nuevos tipos de elementos estructurales, tales como losas planas, membranas y soportes, etc. Nuestra más inmediata fuente informativa ha sido la experiencia adquirida con la construcción de las vasijas de presión de los reactores nucleares. Estas han restituido su endeudamiento inicial, proporcionándonos un amplio desarrollo de las técnicas de pretensado, aportando nuevos conceptos, tales como los relativos a la garantía de la calidad y con mejoras en los métodos para la dirección de las construcciones, que hacen posible se realicen con más celeridad y sencillez proyectos tan complicados como lo son los de estas estructuras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Quisiera particularmente resaltar un tipo de "depósito bancario", la preparación de "Recomendaciones prácticas" y "Manuales para el proyecto y la ejecución. Estas publicaciones sirven como punto focal de reunión de todos los otros aspectos: Expresan nuestros mejores conocimientos colectivos de la época en que se redactan y sirven de patrón de medida para evaluar nuestros nuevos proyectos y conceptos. Incluso cuando alguno de los valores numéricos de tales documentos son objeto de polémica, sirven como base de discusión para su nueva valoración. Y evitan los olvidos, el más desastroso de los errores en ingeniería.

La F.I.P. en la cual la Concrete Society es uno de los grupos miembros fundadores, desempeñó un papel preponderante en este nuevo campo, con su Simposio sobre Estructuras Marítimas, en Tbilisi, en 1972, en el que participaron muchos de vuestros miembros. Sus memorias (Proceedings) son solicitadas todavía, por considerarlas como el más importante acopio de información sobre tan diversos aspectos como: métodos de hormigonado bajo el agua, durabilidad a largo plazo y modernos conceptos de las aplicaciones de las estructuras marítimas.

A continuación de este Simposio, la F.I.P. emprendió la preparación de una colección de Recomendaciones y publicó la primera Norma mundial, exactamente cuando se iniciaba el auge de las estructuras del mar del Norte. Esta gigantesca tarea sirvió de "punta de lanza" para el subcomité británico. Ahora se ha publicado una segunda edición de dicha Norma, bajo la dirección del presidente de la Comisión, John Derrington, aportando una vez más nuevas directrices en relación con los aspectos de construcción e instalación.

Los grupos de trabajo de esta Comisión de la F.I.P están constantemente estudiando algunos de los problemas que se plantean en este campo, y colaboran activamente en el trabajo de otras Comisiones de la F.I.P., especialmente las dedicadas al estudio de métodos prácticos de construcción, recipientes para el almacenamiento del petróleo y gases naturales líquidos, aceros para pretensado y hormigones ligeros.

Una nueva Comisión, bajo la presidencia del profesor Alan Harris, está actualmente preparando unas "Recomendaciones prácticas para barcos de hormigón". De nuevo su publicación coincidirá con el momento en que se están produciendo nuevos y muy importantes progresos en este campo. Más adelante se volverá sobre este tema de los barcos de hormigón.

Esta mañana, la nueva Comisión de la F.I.P. sobre "Hormigones especiales" ha celebrado su primera reunión, como continuación de su Simposio sobre "Hormigones de polímeros". El desarrollo de nuevos hormigones: hormigones de polímeros, hormigones de fibras, etc., frecuentemente se ha visto frustrado en el pasado, debido a sus limitadas aplicaciones y a la escasa justificación económica. Ciertamente hasta ahora el empleo de estos hormigones no ha proporcionado suficientes beneficios, claramente apreciables, como para justificar el gasto de tiempo y dinero necesarios para completar las investigaciones precisas y poder realmente llegar a conseguir su aplicación en la práctica. Las estructuras marítimas de hormigón y los barcos, ofrecen ahora esta oportunidad. Necesitamos ineludiblemente hormigones con mayores resistencias a tracción y esfuerzo cortante; con acrecentada durabilidad, que permita reducir los recubrimientos de las armaduras; con mejores resistencias a la abrasión y cavitación; con reducida adherencia al hielo y mayor resistencia al impacto. Todas estas propiedades parece pueden ser conseguidas con estos nuevos hormigones especiales. Particularmente interesante resulta la combinación de polímeros y fibras de acero. Los beneficios que proporcionan las mejoras de estas características del hormigón son acumulativos; secciones medias más delgadas reducen los pesos, lo que conduce a una mayor estabilidad y reducido calado; y ello, a su vez, aminora los esfuerzos sísmicos y del oleaje que ha de resistir la estruc-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

tura. Se pueden obtener así sensibles beneficios con la utilización de estos nuevos materiales, incluso aunque resulten a un alto precio unitario.

Nuestra experiencia en el mar del Norte ha puesto en claro un amplio número de temas, de particular interés, referentes a: la fatiga bajo cargas cíclicas y el entorno hidráulico; la resistencia a la explosión y pandeo; la durabilidad y protección contra la corrosión; la resistencia al impacto por colisión y caída de objetos tales como un collar de perforación o una bomba de lodos; las tensiones térmicas originadas por el petróleo caliente, especialmente en zonas de empotramiento; la necesidad de ductilidad en zonas críticas, tales como la base de los soportes, similar a la requerida en los cálculos en zonas sísmicas; el cortante bajo elevadas cargas hidroestáticas, particularmente cuando se combina con fuertes momentos y coinciden en las juntas de construcción, etc. La mayor parte de estos aspectos fueron tratados por los doctores Somerville y Taylor en su excelente publicación sobre el "Hormigón en los océanos".

Inevitablemente se cometen errores y ocurren accidentes. Se hacen necesarias las reparaciones. Se obtuvieron notables resultados, en condiciones extremadamente difíciles, al reparar los cajones gravemente fisurados de la primera estructura Condeep.

Se presenta ahora la necesidad de desarrollar métodos para el análisis de "peligros y riesgos" y el de los "efectos y tipos de rotura", aplicables a estas estructuras marítimas.

En relación con las inyecciones que, en algunos casos, es necesario efectuar bajo las cimentaciones de las estructuras marítimas, se ha planteado un nuevo e interesante problema. Para su realización es necesario disponer de hormigones de baja resistencia y reducido módulo de elasticidad que posean, al mismo tiempo, un elevado grado de cohesión y conserven las adecuadas características tixotrópicas durante su aplicación.

La construcción real de estos vastos proyectos ha requerido la aplicación de las mejores técnicas de dirección de obra en la asignación de recursos, programación, control de costos y control de calidad. También ha servido para poner en evidencia la imprescindible necesidad de la colaboración y el trabajo en equipo entre los distintos técnicos que intervienen en la obra. No podemos ya seguir trabajando aisladamente pensando que nuestra labor se limita a la construcción de las estructuras de hormigón. Hemos de integrar nuestros esfuerzos con los de los técnicos en arquitectura naval, hidrodinámica, geotecnia, mecánica, acero estructural e instalación de utillaje.

Al principio de este informe utilicé la analogía de "los préstamos bancarios" para explicar cómo pudo lograrse el rápido desarrollo de las estructuras marítimas de hormigón. Ahora debemos hacer algunas consideraciones sobre la forma de proceder para la restitución de estos préstamos.

Primeramente creo que la investigación concentrada y la real experiencia práctica conseguida en la resolución de los problemas que anteriormente he enumerado, beneficiarán de forma sustancial nuestro conocimiento y comprensión para la realización de futuras estructuras, no sólo marítimas, sino también terrestres.

En segundo lugar, espero que el auge que las estructuras marítimas y la construcción de barcos han dado al desarrollo de nuevos materiales, puede ser precisamente lo que hacía falta para justificar su producción comercial, de modo que estos nuevos materiales se encuentren disponibles para su utilización en estructuras y tableros de puentes, en edificios de altura, estructuras industriales y estructuras espaciales. Estos nuevos materiales pueden reactualizar las aplicaciones del hormigón en los campos de las estructuras de máquinas y las vasijas de presión. Si esto realmente ocurre, habremos logrado restituir con un elevado interés, los préstamos recibidos.

Otro concepto que hasta ahora ha venido progresando lentamente es el de la apli-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

cación de las técnicas de la prefabricación a las grandes estructuras industriales. Casi desde principios de siglo, se ha venido utilizando la prefabricación; pero fundamentalmente sólo en estructuras bidimensionales y en pórticos, con el objeto de economizar peso y tiempo de erección. Actualmente estamos descubriendo las ventajas potenciales de la prefabricación aplicada a las grandes estructuras, con el principal fin de descentralizar y reducir la congestión en las zonas críticas y reducir las necesidades totales de mano de obra. En estructuras tales como las bases de McAlpine's Seatank Cormorant y la Statfjord Condeep se están utilizando estas ventajas de la prefabricación y desarrollando apropiados sistemas para las uniones y juntas.

Particularmente me gustaría ilustrar esto con un ejemplo correspondiente al hemisferio opuesto al nuestro: el Hay Point Terminal, de Queensland (Australia), actualmente a punto de ser terminado. Proyectado por Rendel y Partners, una subsidiaria de Rendel, Palmer y Tritton, utiliza 10 grandes cajones de hormigón pretensado, unidos entre sí mediante varios cientos de elementos prefabricados.

¿Qué nos deparará el futuro? Primeramente se construirán nuevas plataformas de hormigón para perforación y sondeo, en aguas más profundas y en zonas sísmicas. Estos dos temas serán el principal objeto de discusión en la Conferencia de Tecnología Marítima que se celebrará en Houston a principios de la semana actual. ¿Qué posibilidades tienen los ingenieros británicos de participar en trabajos de este tipo? Ove Arup y Partners están actualmente terminando un estudio sobre plataformas para el golfo de Alaska, zona extremadamente sísmica, para un grupo de grandes compañías petrolíferas. Después serán las estructuras flotantes, incluso en aguas profundas. Ya dos firmas noruegas han iniciado trabajos de este tipo: Condrill es totalmente de hormigón, la Gran Boya Trosvick va montada sobre una base de hormigón. El hormigón parece adaptarse bien a las estructuras sumergibles y semisumergibles.

Luego vendrá el Artico, con su extremadamente amplia plataforma continental y profundos sedimentos, cubiertos por una espesa hostil capa de hielo. Parece que el hormigón es el material más apropiado para este ambiente; pero en estos casos sólo los hormigones de altas resistencias y los hormigones de polímeros son capaces de sustituir a las costosas y poco satisfactorias estructuras normales a base de placas de acero. Varias estructuras de hormigón están ahora en fase de proyecto para su utilización en el Artico.

Las estructuras flotantes de hormigón, especialmente los barcos de hormigón, muy bien pueden ser, algún día, los rivales de las plataformas marítimas fijas, por su volumen y posibilidades de aplicación. A pesar de la antigüedad de algunas realizaciones, como el prototipo de Lambot y los varios cientos de eficaces barcos construidos durante la primera y segunda guerras mundiales, sobre los cuales ha aportado documentación Rowland Morgan, puede decirse que únicamente la aparición del pretensado multi-axil y de los hormigones de alta resistencia han hecho económicamente viable la construcción de barcos de hormigón. La terminal flotante ARCO, de 70.000 toneladas, actualmente en construcción en Tacoma, Wáshington, y destinada a prestar servicio en el mar de Java, es la pionera de lo que muchos de nosotros creemos puede llegar a ser una industria completamente nueva. La lista de proyectos presentes y futuros es creciente: bloques de anclaje y amarre, apoyos de chimeneas de combustión, túneles flotantes en aguas profundas, (tal como el propuesto por Alan Grant para el estrecho de Mesina), cajones de protección para las centrales de energía nuclear ubicadas en alta mar, plantas flotantes LNG para gases naturales licuados; la lista crece tan rápidamente que aturde nuestra imaginación.

Sin embargo, el beneficiario final de todo este apasionante trabajo realizado en el mar, es el hombre, y el hombre es el primero de todos los animales terrestres, con necesidades primarias de cobijo, transporte, suministro de agua y eliminación de basuras. Yo

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

creo que organizaciones tales como la Sociedad del Hormigón (Concrete Society) y la F.I.P. deben realizar un esfuerzo para que estas necesidades no sean olvidadas, para que la población esté adecuadamente atendida aprovechando los medios que la Ingeniería Civil y la industria del hormigón puede proporcionar. La tecnología desarrollada para las estructuras marítimas debe ser transferida a las terrestres. Unicamente así podremos resarcir, con interés, la deuda que tenemos contraída."

CONFERENCIA SOBRE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCION BAJO EL AGUA (Cardiff, 14-16 de abril de 1975)

Informe de Dennis Palmer.

Cardiff, la capital de Gales, aunque alejada del centro de actividades del mar del Norte, por su proximidad a los otros campos de prospecciones petrolíferas —mar Céltico—, era un lugar apropiado para celebrar esta conferencia, que ha congregado a 250 delegados de distintas partes del mundo. No era intención de los organizadores tratar únicamente de los problemas de la producción del petróleo en el mar, pero era inevitable que tales problemas constituyesen el tema predominante de las ponencias y discusiones.

De las siete sesiones en que se presentaron ponencias, tres se dedicaron al estudio de temas relacionados con el cálculo, construcción y conservación de las estructuras metálicas en el mar. De estas ponencias se deduce la conclusión de que, a pesar de los años que se han dedicado a la investigación sobre técnicas de soldadura, corrosión y fatiga de los aceros, todavía existen muchos problemas que afectan a los fabricantes de acero, proyectistas y constructores, que es preciso resolver para poder quedar plenamente convencidos sobre la idoneidad de las estructuras metálicas para ambientes marítimos.

Tampoco los ingenieros que trabajan con hormigones pueden estar totalmente satisfechos. La conferencia puso en evidencia que hay muchos problemas que están todavía sin resolver. En un cierto número de ponencias se pasó revista al presente estado de conocimientos sobre la fatiga en hormigón armado y pretensado, llegándose a la conclusión general de que, aunque probablemente este fenómeno no constituirá un problema para las plataformas del mar del Norte, se hace preciso realizar nuevos estudios para poder estar seguros de que así ha de ocurrir. Pero si, como uno de los ponentes indicó, los resultados de los ensayos de fatiga dependen de la procedencia del acero (incluso de la colada a que pertenecen), así como del calibre de la barra, tipo del nervio corrugado y marca del fabricante, ¿hasta qué punto se puede uno fiar de los resultados de cualquier ensayo de fatiga?

Con respecto a la actual discusión sobre si es o no necesario limitar el contenido de aluminato tricálcico del cemento utilizado en las estructuras marítimas, resultó de gran interés el trabajo de Browne y Domone, en el que se incluye un gráfico sobre los contenidos de C_3A que se estiman admisibles en función de la relación agua-cemento del hormigón. Este gráfico se basa en los datos recopilados procedentes de un cierto número de trabajos ya publicados y puede servir como punto de partida para futuras investigaciones. En este trabajo se trata también del grado de saturación que alcanza el hormigón sumergido en agua de mar a presión. Parece ser que todo hormigón, aunque sea bueno, con el tiempo llega a saturarse, pero que esto no debe ser, necesariamente, motivo de alarma, ya que las armaduras permanecen protegidas por los álcalis que las rodean, y que resultan muy poco afectados por el agua de mar, cuando se trata de hormigones de alta calidad.

Matti, Watson y Rawlings han presentado los resultados de sus ensayos sobre hor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

migones previamente sumergidos en petróleo. De ellos se deduce que su resistencia a compresión disminuye, por término medio, alrededor de un 8 por 100, mientras que su resistencia a tracción aumenta un 15 por 100. Aunque se han esbozado algunas teorías para explicar estos resultados, la necesidad de realizar nuevos y numerosos estudios sobre este tema resulta evidente. Se sospecha que el petróleo que impregna al hormigón puede afectar al resultado del ensayo, particularmente en el caso del ensayo a compresión, al reducir el efecto de coacción ejercido por los platos de la prensa. Lacroix informó que también él había ensayado hormigones mojados con petróleo y que había encontrado diferencias poco significativas. También observó que la oclusión de aire reduce la permeabilidad al petróleo.

En una sesión dedicada al estudio del tema de la preparación y construcción de cimentaciones de hormigón, Creed presentó una valiosa ponencia en la que informó de las experiencias noruegas sobre hormigón colocado por tolva. En esta ponencia se incluyen detalles prácticos sobre el hormigonado con tolva que, hasta ahora, no habían sido nunca publicados. Debe señalarse, sin embargo, que algunas de las ideas expuestas por Creed acerca de los métodos de hormigonado con tolva fueron objeto de ciertas críticas por parte de los asistentes a la conferencia. En la misma sesión se presentaron, además, numerosos e interesantes informes sobre el diseño y preparación de cimentaciones, inyección e hinca de pilotes.

Casi todas las ponencias presentadas en la sesión sobre "Ensayos en obra" se limitaban a describir los trabajos realizados. Sin embargo, la ponencia de Kirkpatrick y Rennie sobre los resultados de los efectos que produce la eliminación de tensiones en las operaciones de toma de muestras profundas, simuladas en laboratorio utilizando grandes bloques de caolín normalmente compactado, ofrece gran interés porque da ciertas indicaciones sobre cómo interpretar los resultados de los ensayos realizados con muestras de suelos, una vez liberadas de las presiones a que se encuentran sometidas cuando forman parte del lecho marino.

En el debate sobre los ensayos no destructivos y la inspección bajo el agua, una vez más se puso de manifiesto que es más los que se ignora que lo que se sabe. Esta sesión se centró principalmente sobre las estructuras metálicas; pero muchos de los problemas de acceso, colocación de aparatos y preparación de las superficies, son comunes a todos los tipos de estructuras. Se subrayó la necesidad de desarrollar las técnicas de inspección y mantenimiento, con el objeto de poder estar bien equipados para hacer frente a los problemas que empezarán a aparecer en un corto plazo de años.

Como una alternativa de las estructuras petrolíferas del mar del Norte, Grant presentó una ponencia sobre su proyecto de túneles sumergidos, sujetos mediante boyas, para cruzar el estrecho de Mesina, y que pueden ser también construidos en cualquier otra parte. A pesar de la publicidad dada recientemente a este proyecto, parece ser que el primero de tales túneles será construido en Noruega, para donde es están proyectando, por lo menos, dos de tales túneles. Consistirán en unos tubos de hormigón pretensado, que flotarán entre 15 y 25 m por debajo del nivel de las aguas, e irán sujetos de trecho en trecho mediante boyas de anclaje fijadas en el terreno del lecho del fiord.

Después de más de dos días dedicados al estudio de los problemas de las estructuras construidas bajo el agua, la última sesión ofreció una interesante panorámica sobre los méritos comparativos de los sumergibles tripulados o no tripulados, para las inspecciones bajo el agua y otros trabajos. Uno de los fabricantes aseguró que los dispositivos de su sumergible eran tan sensibles que permitían colocar un huevo en su huevera, con tal de que el huevo fuese metálico.

Aunque la calidad de las discusiones mantenidas durante algunas sesiones fue, en parte, decepcionante, la conferencia en conjunto, resultó digna de elogio, y las cua-

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

renta y siete ponencias en ella presentadas constituyen una documentación muy valiosa para todos los interesados en la construcción de estructuras bajo el agua. Más detalles sobre las ponencias y los "proceedings", próximos a publicarse, de esta conferencia pueden obtenerse dirigiéndose a: Mr. D. M. Porter. University College. Department of Civil and Structural Engineering. PO Box 97. Newport Road. Cardiff CF1 1XP (Inglaterra).

PLATAFORMA MARINA A.N.D.O.C.

Por el doctor Ir L. Nelisen.

Introducción. — La A.N.D.O.C. ha firmado un contrato con la Shell U.K. Exploration and Production Ltd. para la construcción de una plataforma con 48 depósitos, con una capacidad de almacenamiento de 1,4 millones de barriles, con destino al yacimiento petrolífero de Dunlin, situado a 150 m de profundidad bajo las aguas.

La A.N.D.O.C. (Anglo Dutch Offshore Concrete) es un consorcio formado por tres constructoras inglesas y cuatro holandesas.

Las cuatro empresas holandesas, que también forman parte la Netherlands Offshore Company (una compañía relacionada con las industrias marítimas y cuya flota comprende barcos para la colocación de tuberías, barcazas y embarcaciones de investigación, tienen una experiencia en la construcción de estructuras de Ingeniería Civil y Marina. Estas empresas fundaron la Offshore Concrete, en 1973, para la construcción de estructuras marítimas en todo el mundo.

Proyecto. — El proyecto de la A.N.D.O.C. se basa en las prescripciones de la British CP110 (Recomendaciones Prácticas Británicas CP110), de la Norma DNV para el proyecto, construcción e inspección de estructuras fijas en alta mar, y en las Recomendaciones de la F.I.P. para el proyecto de estructuras marítimas.

La sección de la base de esta plataforma está constituida por un cajón de $104 \times 104 \times 32$ m, compuesto por 81 células, apoyadas sobre una losa nervada de cimentación. El espesor mínimo de los muros es de 0,45 m. El pretensado vertical y horizontal se realizó mediante cables Freyssinet, de $12 \times 0{,}5$ pulgadas, que ejercen una compresión final de 1 N/mm^2. Las cuatro torres cónicas van pretensadas, verticalmente, en una longitud de cerca de 130 m.

Proceso de construcción. — El concepto básico del proyecto A.N.D.O.C. consiste en la conjunción de dos tipos fundamentales de estructuras: cajón y torre. Además de las exigencias para la perforación, producción y almacenamiento del petróleo, uno de los factores que más influyeron en el proyecto fue la elección del proceso de construcción más apropiado.

En el proceso de ejecución de la plataforma A.N.D.O.C. pueden distinguirse las siguientes fases:

Fase A: La base del cajón, en la cual se utilizaron aproximadamente 20.000 m^3 de hormigón, se construyó en unos diques gemelos de la A.N.D.O.C., situados en el área de Maasvlakte, de Rotterdam, preparados para este fin. En estos diques se instalaron también los muros perimetrales de 4 m de altura.

Fase B: En esta fase se puso a flote la estructura en un lugar próximo a los diques. Las restantes partes de los muros del cajón se hormigonaron con encofrados deslizantes. La cubierta del cajón, en cambio, se hormigonó in situ. Las cuatro torres de hormigón se

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

construyeron simultáneamente, con encofrados deslizantes, hasta alcanzar una altura aproximada de 145 m.

Fase C: Durante ésta se completó toda la parte de hormigón de la plataforma, mantenida a flote, instalándose todo el equipo mecánico.

Fase D: Utilizando un colchón de aire dispuesto debajo del cajón se redujo el calado máximo de la estructura a 22 m, pudiendo así ser remolcada, por el canal de Rotterdam, hacia el mar del Norte, hasta llegar a una zona de aguas profundas adyacente a la costa occidental de Escocia. En este lugar se montaron los soportes y el tablero superior metálicos. Este tablero está constituido por vigas metálicas de sección en cajón.

Fase E: Durante esta última fase la estructura se remolcará hasta el lugar de su ubicación definitiva. La inmersión y la inyección de la cimentación serán las etapas finales de la ejecución de esta plataforma A.N.D.O.C., para la Shell, en Dunlin.

Ejecución. — En la construcción de esta plataforma, incluyendo el dragado y la preparación de los diques gemelos, se invertirán, en total veintinueve meses. La A.N.D.O.C. firmó el contrato para la construcción de esta plataforma en mayo de 1974, y está programado terminar de instalarla en el verano de 1976. Durante este período de tiempo se habrán utilizado las siguientes cantidades de materiales:

— 90.000 m^3 de hormigón.
— 2.000 t de acero de pretensado.
— 8.000 t de acero en armaduras pasivas.
— 6.000 t de acero estructural.

CONSTRUCCION DE UNA CUPULA SIN NECESIDAD DE ENCOFRADOS

La construcción de una cúpula para el nuevo auditorio de una Escuela Superior en Phoenix, Arizona, se realizó sin utilizar ninguna clase de encofrado o andamiaje.

La cúpula, de 49 m de diámetro, cubre un espacio totalmente diáfano y es de hormigón armado, con una viga anular, pretensada con armaduras postesas. Para su construcción se preparó una base de apoyo, que se adaptaba perfectamente a la forma interior de la cúpula y en la que se invirtieron 9.200 m^3 de arena compactada. Esta base sirvió de molde para el hormigonado de la cúpula. Dos plumas articuladas, de 25 m de longitud, vertían el hormigón sobre este molde, hasta alcanzar un espesor de 10 cm, formándose así la cúpula-membrana. La viga de contorno, de 1,4 m de canto y una anchura variable entre 5 y 7,5 cm, se pretensó utilizándose 1.370 kg de tendones de acero postesos. En la cúpula se emplearon 235 m^3 de hormigón y 20 t de armaduras ordinarias.

Una vez endurecido el hormigón, toda la cúpula y la viga de contorno se levantaron hasta una altura de 8,5 m, por medio de diecisiete gatos de 80 t, dispuestos sobre soportes provisionales metálicos situados exteriormente a la cúpula. Una vez elevada ésta se construyeron los cerramientos y el pavimento.

El auditorio se ha proyectado con tabiques interiores giratorios, que pueden dividir el local en cuatro salas independientes, con capacidad para 200 personas sentadas, más un quinto auditorio para acomodar a 600 personas.

Agradecemos al Journal del Instituto Americano del Hormigón el habernos facilitado esta información.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

LA SUPERCUPULA DE LOUISIANA

Actualmente en construcción, la supercúpula de Louisiana, que tiene la misma altura de un edificio de 27 plantas, será el mayor estadio cubierto del mundo. En esta estructura se ha utilizado una amplia variedad de elementos prefabricados, combinados con otros hormigonados in situ, incluyéndose entre ellos varios de hormigón semiligero, pretensado con armaduras postesas.

La cimentación se ha realizado utilizando diferentes tipos de pilotes, tanto de hormigón como de madera. La propia cúpula está sustentada por 2.400 pilotes cuadrados, de 35 m de lado y 52 m de longitud, capaces de soportar cada uno 175 t. Los garajes, rampas y gradas se apoyan sobre 5.600 pilotes de hormigón en masa, de 50 t de capacidad de carga y 25 m de longitud cada uno. Por otra parte, las losas de solera descansan sobre pilotes de madera de 20 m de longitud.

Los 5.300 elementos prefabricados de hormigón que forman las gradas serán capaces de alojar a 50.500 espectadores sentados. Todas las losas de los garajes y las vigas situadas por encima del nivel del suelo son de hormigón semiligero, pretensadas con armaduras postesas. La mayor parte del hormigón se colocó por bombeo hasta una altura máxima de 45 m.

La cúpula propiamente dicha no es de hormigón, pero su gran tamaño hace que sea muy interesante, ya que tiene 207 m de diámetro.

Para partidos de fútbol pueden sentarse en el estadio 71.000 espectadores, con capacidad adicional para 4.000 espectadores más de pie. Cuando el estadio se utilice para conferencias pueden colocarse asientos en el campo de juego, aumentándose así su capacidad hasta 97.000 espectadores. Además, el estadio va provisto de instalaciones de televisión que permiten, al espectador que está presenciando en directo cualquier espectáculo deportivo, observar al instante la repetición de las principales jugadas. Para ello, en seis grandes pantallas, de 8 × 6,7 m, se proyectarán, utilizando un circuito cerrado de televisión, tanto la repetición de las jugadas de mayor interés como cualquier otro acontecimiento que esté sucediendo en otro sitio.

La estructura albergará restaurantes, bares, tiendas, oficinas, una clínica y 40 salas de conferencias, totalizando todo ello más de 9.000 m² de superficie. Habrá un aparcamiento cubierto para 5.000 coches y otro aparcamiento, en las inmediaciones, para otros 14.000.

Agradecemos al Journal del Instituto Americano del Hormigón el habernos facilitado esta información.

CALCULO DE ESTRUCTURAS RESISTENTES AL FUEGO

La Institution of Structural Engineers (Midlands Branch, de Inglaterra) ha celebrado un simposio, del 8 al 11 de septiembre de 1975, sobre el tema "Cálculo de estructuras resistentes al fuego". El segundo día estuvo totalmente dedicado a la presentación y discusión del informe conjunto sobre "Resistencia al fuego de las estructuras de hormigón", preparado por la Institution of Structural Engineers y la Concrete Society. Este informe conjunto fue presentado por el Presidente, Mr. Jan Bobrowski. Otras sesiones del simposio fueron dedicadas a la presentación de ponencias sobre Seguros, Recomendaciones Nacionales e Internacionales e Investigaciones sobre la resistencia al fuego de otros materiales (madera, acero estructural y fábricas de bloques).

Para más detalles dirigirse a: S. Symonds, Brandenstoke, 43 Beverley Road, Leamington Spa, Warwickshire (Inglaterra).

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

REFUERZO DEL DIQUE SECO DEL PUERTO DE DEVON (INGLATERRA)

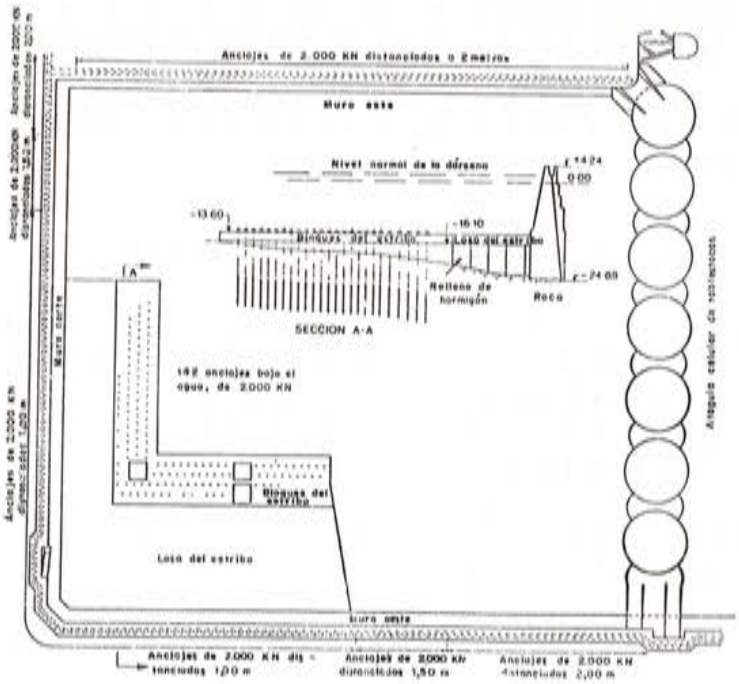
Tesado bajo el agua de los cables de pretensado.

El refuerzo de los muros del muelle de hormigón existente para formar un nuevo dique seco, en el puerto de Devon, ha constituido una de las mayores y más interesantes aplicaciones de anclajes al terreno jamás realizadas en Inglaterra. La obra mide 140 × 140 m y está circundada, en tres de sus lados, por muros de hormigón, construidos entre 1896 y 1907, con una altura de más de 28 m sobre el nivel exterior del terreno. Dentro de la dársena se pretende hacer descender el nivel de las aguas, 18 m por debajo de la coronación de los muros del muelle. Para lograr la necesaria estabilidad contra el vuelco de estos muros e impedir su deslizamiento se ha previsto un sistema de anclajes al terreno y un bloque de estribo.

Alrededor de la mayor parte del perímetro se consigue la estabilidad anclando los muros a las duras pizarras gris-azuladas del terreno, mediante 333 anclajes, ligeramente inclinados, compuestos por cables Freyssinet 12 T 15 (Dyform de 0,6 pulgadas), distanciados entre sí 1 ó 2 m, según la altura de los muros. En una de las esquinas de la dársena, las condiciones eran más difíciles, puesto que el lecho rocoso se inclina, habiendo sido necesario adoptar precauciones especiales contra el deslizamiento. En este lugar, la estabilidad se ha conseguido construyendo un bloque de estribo mantenido en su posición por medio de 142 anclajes al terreno. Tanto la construcción del bloque de estribo como el tesado de los anclajes se ha realizado bajo el agua y se cree que es la primera vez que se ha hecho de esta forma un tesado de cables.

Cálculo de los anclajes.

La longitud de empotramiento de los anclajes era la necesaria para compensar la fuerza de 200 t que tenían que resistir los anclajes embebidos en la roca. El refuerzo cortante en condiciones de servicio, entre la roca y la inyección, se estimó en 6 kgf/cm², lo que obligó a una longitud de empotramiento de 8 m, con perforaciones de 14 cm de diámetro.



Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Con objeto de comprobar la seguridad de los anclajes, uno de ellos, cuya longitud de empotramiento era de tan sólo 3 m, se ensayó a 300 t, no observándose ningún síntoma de fallo.

En la figura puede verse el tipo del bloque de estribo utilizado, que tiene forma de L, así como la losa que une dicho estribo con el pie del muro.

Construcción del bloque de estribo.

La superficie meteorizada del terreno fue dragada y nivelada después mediante un hormigonado bajo el agua. El estribo se hormigonó entre elementos prefabricados de hormigón, colocados por buzos a lo largo de los bordes del estribo. Como este hormigón no iba armado se adoptaron las oportunas medidas para repartir la carga. Para ello, las placas de anclaje y trompetas de los cables se alojaron en bloques prefabricados de 80 × × 80 × 60 cm. Estos bloques se reunieron en grupos de tres, en bancadas situadas sobre el terreno seco y trasladándolos después al agua por medio de grúas. Los buzos los nivelaban entonces por medio de gatos e inyectaban la base de hormigón sobre la que descansa la losa que une dichos bloques con el pie del muro.

Las perforaciones se realizaron a través de las trompetas de anclaje. Los buzos dirigieron la perforación, colocaron los tendones y realizaron después la inyección. El tesado se realizó bajo una campana submarina especialmente construida para este fin.

Anclajes de los muros del dique.

También pueden verse estos anclajes en la figura. Son de 30 a 45 m de longitud y van colocados en una zanja previamente construida de 2 m de profundidad por 1,2 m de anchura, situada en la parte superior del muro. La carga de los anclajes se distribuye sobre el muro mediante una viga de reparto de hormigón armado.

Expresamos nuestro reconocimiento a la organización STUP por la ayuda que nos ha prestado para la preparación de esta reseña.

Traducido por:
C. Sánchez Castro
Revisado por:
R. Piñeiro

---

nota de la A.T.E.P.

El secretario general de la Federación Internacional del Pretensado nos comunica que el Comité Organizador del VIII Congreso de la F.I.P., programado para el año 1978 en Londres, ha preparado un folleto con toda la información correspondiente a la exposición, que simultáneamente con el Congreso habrá de celebrarse.

Si está usted interesado, en principio, en participar en dicha exposición y desea que se le envíe el mencionado folleto informativo le rogamos lo comunique, a la mayor brevedad posible, a la siguiente dirección: Secretaría de la A.T.E.P. Instituto Eduardo Torroja. Apartado 19.002. Madrid-33.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

cursos organizados por la Cement and Concrete Association

El director de los Cursos de Especialización sobre diversos aspectos de la tecnología del hormigón, que regularmente viene celebrando la Cement and Concrete Association en el Fulmen Grange Conference and Training Centre, nos envía, con el ruego de que se dé a conocer a todos nuestros asociados, relación de los cursos programados para los meses de enero-julio del próximo año 1976. Estos Cursos, naturalmente en inglés, se celebrarán en la localidad de Fulmer, Slough, en las proximidades de Londres.

El detalle de los mismos es el siguiente:

Fechas	Número referencia	Título del curso
5-23 January	602-4A	Reinforced concrete detailing.
5- 9 January	602B	Formwork construction and practice.
5- 9 January	602C	Concrete roads and cement-stabilized bases for general foremen, clerks of works and highway superintendents.
5- 6 January	602D/1	Concrete production for ready-mixed concrete batchermen and mixer operators.
7- 9 January	602D/2	An introduction to the production and use of ready-mixed-concrete.
12-16 January	603B	Management of concrete construction.
12-16 January	603C	Concrete for engineers.
12-16 January	603D	Introduction to concrete testing.
12-14 January	603E/1	Concrete surface finishes.
19-23 January	604B	Introduction to precast concrete.
19-21 January	604C/1	Concrete construction on the farm.
19-21 January	604D/1	Concrete for builders' merchants.
19-23 January	604E	Concrete construction for gangers.
26-30 January	605A	CP110 - Application to reinforced concrete design.
26-30 January	605B	Concrete construction for resident engineers and civil engineering agents.
26-28 January	605C/1	Concrete production for ready-mixed concrete plant managers.
26-30 January	605D	Concrete mix design.
2- 6 February	606A	Design of concrete water-retaining structures.
2- 6 February	606B	Concrete construction for gangers.
2- 4 February	606C/1	Concrete pipe production.
2- 5 February	606D/1	Specification of concrete.
9-13 February	607A	CP110 - Application to reinforced concrete design.
9-11 February	607B/1	Concrete floor finishes.
9-13 February	607C	Concrete construction for technicians (part 2).
9-13 February	607D	Concrete construction for general foremen and clerks of works.
16-18 February	608A/1	Design and use of structural blockwork.
16-20 February	608B	Precast concrete production.
16-20 February	608C	Concrete construction for gangers.
16-18 February	608D/1	Admixtures for concrete.
23-27 February	609A	Concrete bridge design.
23-25 February	609B/1	Pumping concrete.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Fechas	Número referencia	Título del curso
23-27 February	609C	Concrete construction for general foremen and clerks of works.
1- 5 March	610A	Concrete bridge design.
1- 5 March	610B	Formwork planning and construction.
1- 5 March	610C	Concrete technology for block manufacturers and sales representatives.
8 March-2 April	611-4A	Reinforced and prestressed concrete design for engineers.
8-12 March.	611B	Concrete construction for general foremen and clerks of works.
8-10 March	611D/1	Introduction to concrete technology.
15 March-9 April	612-5B	CGLI Concrete Technology and Construction.
15-17 March	612C/1	Concrete for building control officers.
15-19 March	612D	Concrete construction - an introductory course for site supervisors.
22-24 March	613D/1	Concrete production for representatives in the ready-mixed concrete industry.
29-31 March	614C/1	Structural precast panels and cladding.
29 March-2 April	614D	Concrete piling.
5- 9 April	615A	Introduction to concrete bridge design.
5- 9 April	615C	Concrete construction for building agents and contract supervisors.
26 April-14 May	618-20B	CGLI Concrete Practice.
26-30 April	618C	Erection of precast concrete.
26-30 April	618D	Concrete roads and cement-stabilized bases for engineers.
3- 7 May	619A	Prestressed concrete design (2).
3- 7 May	619C	Concrete construction for general foremen and clerks of works.
10-14 May	620A	Design of concrete foundations.
10-14 May	620C	Concrete construction for technician engineers and higher technicians (part 1).
17-21 May	621A	Concrete bridge design.
17-21 May	621C	Construction of concrete foundations.
24-28 May	622A	Concrete bridge design.
24-28 May	622C	Concrete construction for resident engineers and civil engineering agents.
7-11 June	624A	Design of concrete water-retaining structures.
7-11 June	624B	Management of concrete construction.
7-11 June	624C	Concrete construction for technician engineers and higher technicians (part 2).
7-11 June	624D	Concrete construction - an introductory course for site supervisors.
14-18 June	625A	CP110 - Application to reinforced concrete design.
14-18 June	625B	Formwork design.
14-18 June	625C	Concrete construction for general foremen and clerks of works.
14-16 June	625D/1	Introduction to concrete technology.
21-25 June	626A	CP110 - Application to reinforced concrete design.
21-25 June	626B	Introduction to formwork.
21-25 June	626C	Concrete for engineers.
21-23 June	626D/1	Appearance of concrete highway structures.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

Fechas	Número referencia	Título del curso
28 June-2 July	627B	Formwork construction and practice.
28 June-2 July	627D	Concrete mix design.
5-23 July	628-30A	Reinforced concrete detailing.
5- 9 July	628C	Concrete construction for local government engineers and surveyors.
5- 9 July	628D	Quality control of concrete.
12-14 July	629B/1	Precast concrete construction - an appreciation.
12-16 July	629C	Concrete construction for technicians (part 1).
12-16 July	629D	Movements in concrete.
19-23 July	630C	Concrete construction for technicians (part 2).

Los interesados en recibir información completa sobre estos Cursos deberán dirigirse a: The Registrar. Conference and Training Centre. Cement and Concrete Association. Fulmer Grange, Fulmer. Slough SL2 4QS. Telephone: Fulmer 2727. Telex: 848352 Advicret Slough.

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025

asociación técnica
española del pretensado

hormigón y acero n. 117

Documento descargado de www.e-ache.com el 30/11/2025