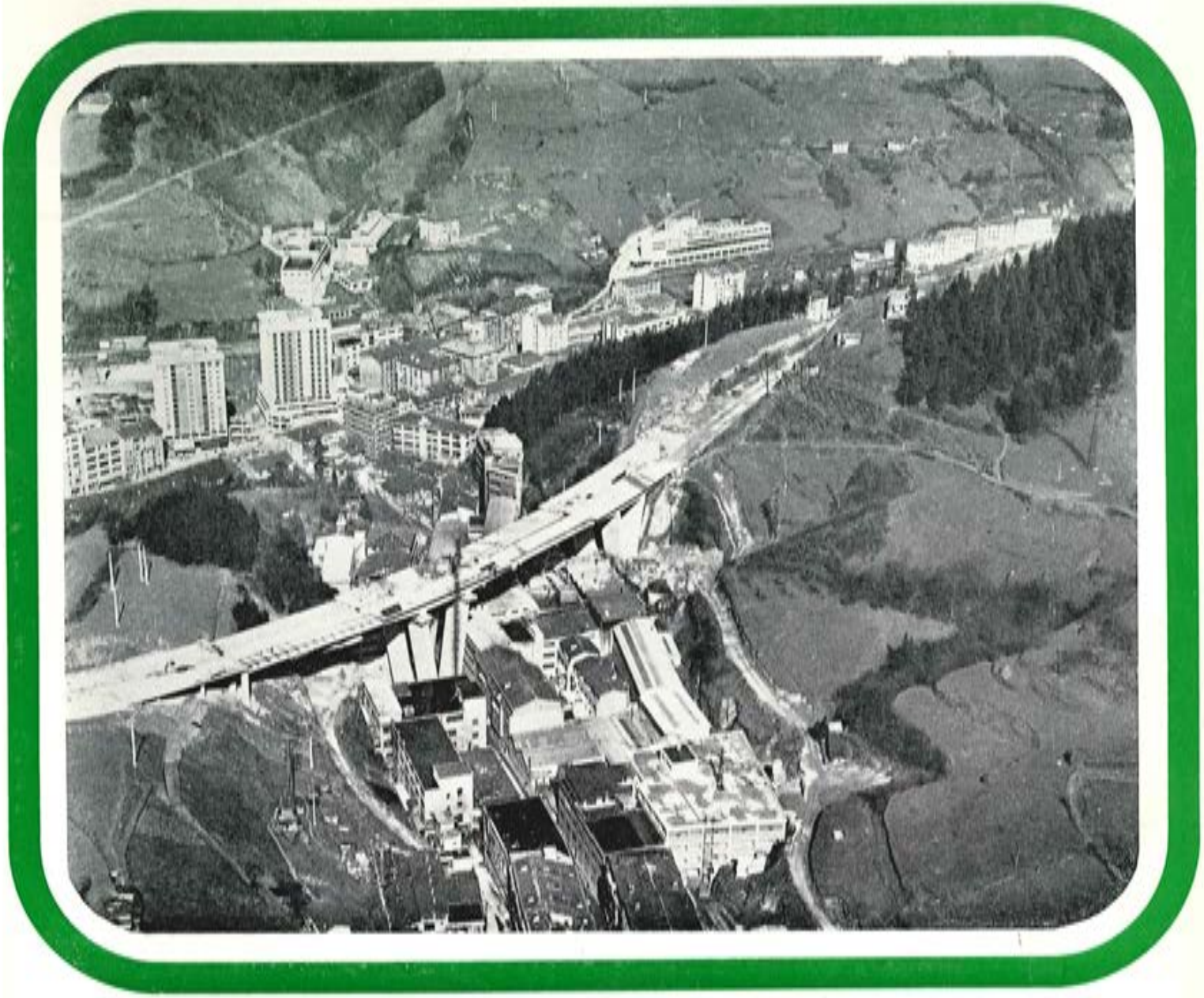


ASOCIACION
TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO

INSTITUTO
EDUARDO TORROJA
DE LA CONSTRUCCION
Y DEL CEMENTO

COSTILLARES - CHAMARTIN
MADRID - 33

HORMIGON y acero

Nº 109

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

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 DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.—Eduardo Dato, 17. Madrid-10.
CAMARA, S. A.—Paseo San Vicente, 4. Valladolid.
CAMINOS Y PUERTOS, S. A.—Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CANTERAS Y AGLOMERADOS, S. A.—Casanova, 40, entlo. 1.ª Barcelona-11.
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.
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.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S. A.—Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. Madrid-1.
HEREDIA Y MORENO, S. A.—Arapiles, 13. Madrid-15.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S. A.—Archs, 10. Barcelona-2.
HOFORCEM.—Apartado 41. Sevilla.
IBERING, S. A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. Barcelona-6.
INDUSTRIAS GALYCAS, S. A.—Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INDUSTRIAS DEL HORMIGON.—Embajadores, 252. Madrid-5.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE ESTRUCTURAS Y TUNELES.—Ministerio de Obras Públicas. Dirección General de Carreteras. Madrid-3.
INTECSA.—Avda. de América, 24. Madrid-2.
INTEMAC, S. A.—Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.—Sánchez Pacheco, 61. Madrid-2.
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.
PROCEDIMIENTOS BARREDO.—Raimundo Fernández Villaverde, 45. Madrid-3.
PROYECTOS DE INGENIERIA CIVIL.—General Perón, 20. Madrid-20.
S. A. ECHEVARRIA.—Apartado 46. Bilbao-8.
S. A. E. BBR.—Rosellón, 229. Barcelona-8.
SICOP, S. A.—Princesa, 24. Madrid-8.
SOCIEDAD GENERAL DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES.—Santa Rita, 20. Madrid-2.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S. A.—Monturiol, 5. Santa María de Barbará (Barcelona).

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

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).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

hormigón y acero

n. 109

4.º trimestre 1973

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO. — COSTILLARES — CHAMARTIN — MADRID - 16

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

PROCEDIMIENTOS

BARREDO, S.A.

Puente de ANDARAX, construido para RENFE, por Fernández Constructor, con postesado Barredo.

Sistemas Barredo y Multi - B de hormigón postesado.

Cimbras para lanzamientos de vigas.

Anclajes.

Refuerzos en estructuras de hormigón.

Patentes en España y en el extranjero.

Apoyos de Neopreno.

vigas • losas • placas • puentes • estructuras, etc., depósitos para agua, vino, aceites, gases, etc., reparaciones y apeos especiales.

RAIMUNDO FERNANDEZ VILLAVERDE, 45 - TEL. 233 03 00 DIRECCION TELEGRAFICA PROBARREDO - MADRID-3

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

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.

hormigón y acero n. 109

índice

Páginas

457 - 3 - 9 ***Puentes rectos y curvos sobre apoyos puntuales*** **29**

Ponts droits et courbes sur des appuis ponctuels.

Straight and curved bridges over single bearing line.

J. Manterola.

591 - 2 - 66 ***Viaducto de Chonta, en la autopista Bilbao-Behobia*** **77**

Viaduc de Chonta, sur l'autoroute Bilbao-Behovie.

Chonta viaduct on Bilbao-Behovia motorway.

G. Aparicio.

591 - 2 - 67 ***Construcción de puentes de hormigón pretensado, de gran luz, con tirantes homogeneizados*** **95**

Construction de ponts en béton précontraint de grande portée, avec des tirants homogénéisés.

Long span prestressed concrete stay bridges.

R. Morandi.

Notas de la F.I.P. números 45 y 46 . . . . **117**

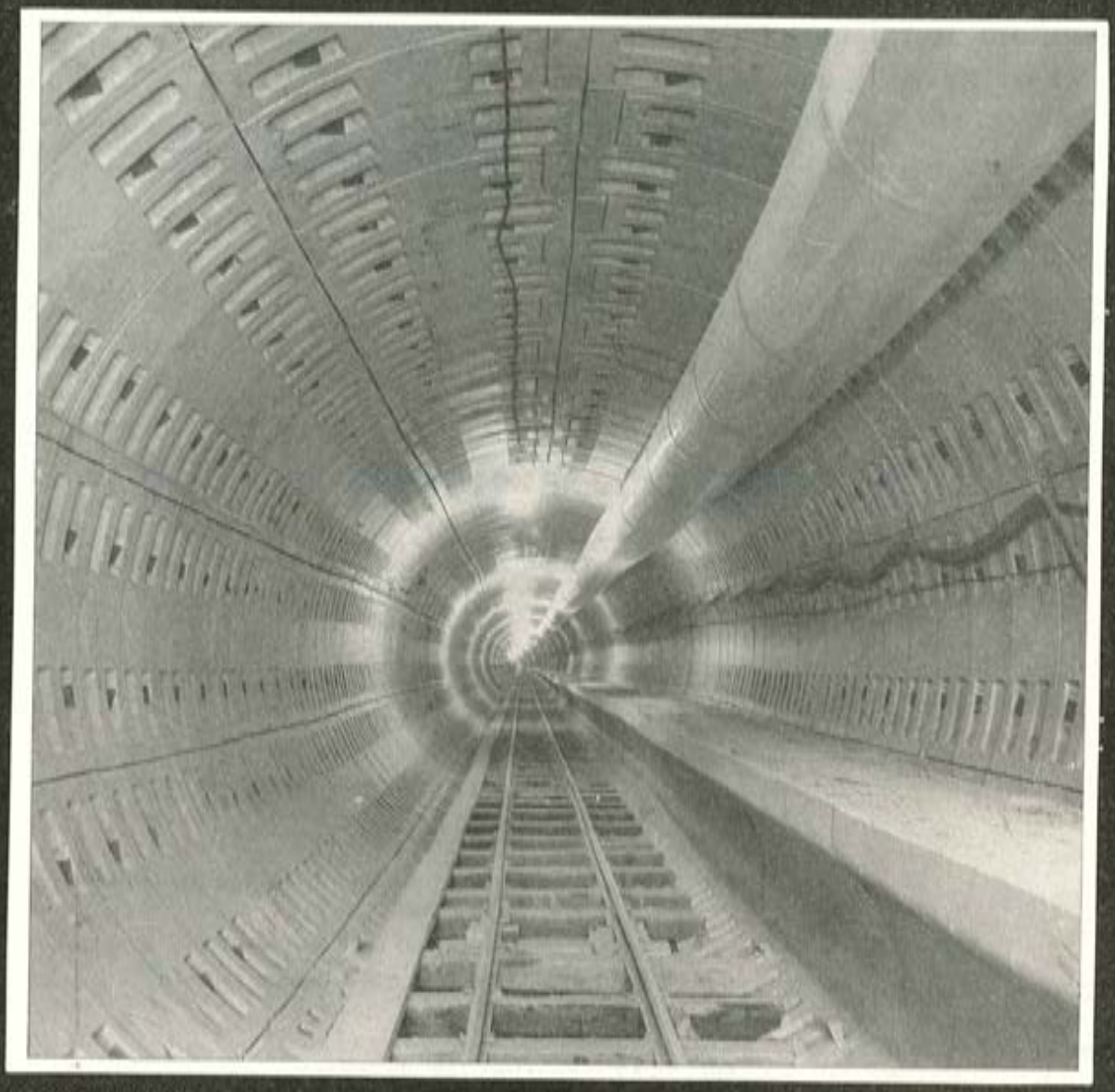
Nota de la A.T.E.P. Intercambio de publicaciones **137**

PORTADA: ***Viaducto de Chonta.***
Proyecto de G. Aparicio.
Construido por S. A. Ferrovial.

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 10/12/2025



construye

ENTRECANALES
Y TAVORA, S.A.

obras y proyectos

JUAN DE MENA, 8 — MADRID 14

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

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

E S P A Ñ A

AEDIUM, S. A. — Basauri (Vizcaya).
AGROMAN, S. A. — Madrid.
AGRUPACION NACIONAL DE LOS DERIVADOS DEL CEMENTO. — Madrid.
AGUSTI, S. L. — Gerona.
ALBISA, S. A. — Algeciras.
ALVI, S. A. PREFABRICADOS ALBAJAR. — Zaragoza.
ASOCIACION TECNICA DE DERIVADOS DEL CEMENTO. — Barcelona.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S. A. — Barcelona.
AZMA, S. A. — Madrid.
BAGANT. — Castellón.
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.
CIMACO, S. A. — Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES. — La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. — Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO. — Bilbao.
CONSTRUCCIONES BIGAR, S. L. — Aranda de Duero (Burgos).
CONSTRUCCIONES COLOMINA, S. A. — Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S. A. — Madrid.
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.
EDES, S. A. — Madrid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S. A. — Burgos.
ELKAR, S. A. — Pamplona.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA. — AUXINI. — Madrid.
ENAGA, S. A. — Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S. A. — Madrid.
ESTEBAN ORBEGOZO, S. A. — Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTRUCTURAS CUMBRE. — Olesa de Montserrat (Barcelona).
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S. A. — Madrid.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Barcelona.
E. T. S. ARQUITECTURA. — Sevilla.
EUROESTUDIOS, S. A. — Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

FABRICADOS PARA LA CONSTRUCCION, S. A. — FACOSA. — Madrid.
FERGO, S. A. DE PRETENSADOS. — Valencia.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S. A. — Madrid.
FORJADOS "DOL". — Esquivias (Toledo).
FORMO, S. A. — Barcelona.
GABINETE DE ORGANIZACION Y NORMAS TECNICAS. — MINIST. DE O. P. — Madrid.
GIJON E HIJOS, S. A. — Motril (Granada).
HERRING-LEVANTE, S. A. — Valencia.
HIDAQUE, S. A. — Granada.
HORMYCER, S. L. — Madrid.
HORSA, S. A. — Barcelona.
HUARTE Y CIA., S. A. — Madrid.
IBERDUERO, S. A. — Bilbao.
INDUSTRIAS DEL CEMENTO. — VIGUETAS CASTILLA, S. A. — Sestao (Vizcaya).
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.
JUNTA DEL PUERTO DE ALMERIA. — Almería.
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.
OTEP INTERNACIONAL, S. A. — Madrid.
V. PEIRO, S. A. — Valencia.
PIEZAS MOLDEADAS, S. A. — PIMOSA. — Barcelona.
POSTELECTRICA, S. A. — Palencia.
POSTENSA, S. A. — Bilbao.
PREFABRICADOS ALAVESES, S. A. — PREASA, — Vitoria.
PREFABRICADOS DE CEMENTO, S. A. — PRECESA. — León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S. A. — CUPRE-SAPRE. — Valladolid.
PREFABRICADOS NAVARROS, S. A. — Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUSA, S. A. — Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFABRICADOS STUB. — MANRESANA DE CONSTRUC., S. A. — Manresa (Barcelona).
PRETENSADOS AEDIUM, S. L. — Pamplona.
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S. L. — Valladolid.
PROTEC, S. L. — Gijón (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S. A. — Pinto (Madrid).
RENFE. — Madrid.
RUBIERA PREFLEX, S. A. — Gijón (Oviedo).
S. A. E. M. — Valencia.
SAINCE. — Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

SALTOS DEL SIL, S. A. — 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 FRANCO-ESPAÑOLA DE ALAMBRES, CABLES Y TRANSPORTES AEREOS, SOCIEDAD ANONIMA. — Erandio (Bilbao).
SUBDIRECCION GENERAL TECNOLOGIA. — Madrid.
SUCO, S. A. — Amposta (Tarragona).
TEJERIAS "LA COVADONGA". — Muriedas de Camargo (Santander).
TENSYLAND, S. A. — Gironella (Barcelona).
TEPSA. — Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S. L. — Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S. A. — TYPSA. — Madrid.
UNION MADERERA CACEREÑA, S. L. — Cáceres.
VALLEHERMOSO, S. A. — Madrid.
VEYGA, S. A. — Tarrasa (Barcelona).
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

B.K.W.Z. "RUCH". — Warszawa (Polonia).
CACERES & PIAGGIO, CONTRATISTAS GENERALES, S. A. — Lima (Perú).
DAVILA & SUAREZ ASSOCIATES. — Río Piedras (Puerto Rico).
ESCUELA DE CONSTRUCCION CIVIL. — Valparaíso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA (BIBLIOTECA). — Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. — Universidad Católica de Salta. — Salta (Rep. Argentina).
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 (Provincia de Buenos Aires), República Argentina.
NATIONAL REFERENCE LIBRARY OF SCIENCE AND AVENTION. — Londres (Inglaterra).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA. — Santiago de los Caballeros (República Dominicana).
UNIVERSIDAD DE CHILE (DEPARTAMENTO DE TECNOLOGIAS). — Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO (BIBLIOTECA). — Mayaguez (Puerto Rico).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

inhor s. a.

INDUSTRIAS DEL HORMIGON

aplicaciones del hormigón pretensado

ACEQUIAS Y CANALES PARA RIEGOS

Vigas y viguetas • Cubiertas • Estructuras

Embajadores, 252 - Teléfono 239 56 00 - MADRID-5

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

medallas de la A.T.E.P.

La Asociación Técnica Española del Pretensado ha acordado crear la Medalla de la A.T.E.P., que será otorgada anualmente para galardonar a aquellas personas que se hayan distinguido por su especial aportación al desarrollo de la técnica del pretensado en España.

Para general conocimiento de nuestros asociados, a continuación se reproduce el reglamento para la concesión de dichas medallas, aprobado por la Junta de Gobierno en la reunión celebrada el pasado día 27 de septiembre.

reglamento para la concesión de las medallas de la A.T.E.P.

I. Preámbulo.

Es costumbre bastante frecuente que las Organizaciones o Instituciones, tanto de ámbito nacional como internacional, cuyo objetivo primordial es la promoción y difusión de una técnica especializada, tengan establecida la concesión periódica de títulos honoríficos, medallas, etc., para premiar a aquellas personas que se distinguen de un modo especial por su destacada actuación en el campo de la técnica correspondiente.

Como ejemplo más inmediato pueden citarse las Medallas Freyssinet y las Medallas F.I.P., instituidas por la Federación Internacional del Pretensado para ser otorgadas a escogidas personalidades mundialmente conocidas, en reconocimiento de la labor realizada a lo largo de su vida profesional en pro del desarrollo del hormigón pretensado. Estas Medallas se concedieron por primera vez en el año 1970, con ocasión del VI Congreso Internacional de la F.I.P. celebrado en Praga.

Siguiendo un criterio análogo, la Junta de Gobierno de la Asociación Técnica Española del Pretensado, en la reunión celebrada el 22 de marzo de 1973 y a propuesta de su Presidente, acordó por unanimidad crear la "Medalla de la A.T.E.P.", que será otorgada a los Asociados que se juzgue merecen esta especial distinción por su singular aportación al desarrollo en España del pretensado, en cualquiera de sus aspectos. Con carácter excepcional, podrá otorgarse también a relevantes personalidades extranjeras que hayan realizado una activa y destacada labor en beneficio de la Asociación.

La concesión de las "Medallas de la A.T.E.P." se efectuará de acuerdo con lo dispuesto en los siguientes apartados del presente *reglamento*.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

II. Características del premio.

Esta distinción consistirá en una medalla, con su correspondiente título, que permitirá a los galardonados acreditar que poseen los méritos que se exigen para la concesión de tal premio.

Por todos los medios de difusión disponibles, y entre ellos la Revista HORMIGON Y ACERO de la Asociación, se dará cumplida noticia de las Medallas que se otorguen, con expresa indicación de los méritos especiales que en cada caso concurran.

III. Periodicidad de la concesión.

Las "Medallas de la A.T.E.P." se concederán una por año; pero la designación de los galardonados y la entrega de las respectivas Medallas y títulos se efectuará cada tres años, coincidiendo con la celebración de las Asambleas Técnicas Nacionales de la Asociación. En la Sesión de Clausura de cada Asamblea se procederá, por tanto, a la solemne imposición de las tres Medallas correspondientes al referido plazo.

IV. Presentación de candidatos.

Seis meses antes de la fecha prevista para la celebración de cada Asamblea Técnica se cursará una circular a todos los Miembros de la A.T.E.P., anunciándoles que dentro de los sesenta días siguientes pueden proponer los nombres de los tres Asociados que, a su juicio, se han hecho acreedores a que se les conceda la "Medalla de la A.T.E.P.", de acuerdo con las condiciones al efecto exigidas en el *preámbulo* del presente *reglamento*.

A la vista de las propuestas recibidas, la Junta de Gobierno preparará una relación de Candidatos, la cual someterá a consideración de la oportuna Comisión encargada de seleccionar a los que deban ser galardonados conforme a lo dispuesto en el apartado V siguiente.

Con independencia de estas propuestas, la Junta de Gobierno queda facultada para presentar, con carácter excepcional según se ha indicado en el *preámbulo*, candidaturas de relevantes personalidades extranjeras que se hayan distinguido muy especialmente por los servicios prestados a favor de la Asociación.

V. Comisión encargada de adjudicar las medallas.

La adjudicación de Medallas será efectuada por una Comisión, expresamente designada al efecto en cada caso, y cuya composición será la siguiente:

— El Presidente de la Asociación Técnica Española del Pretensado o persona en quien delegue.

— El Director del "Instituto Eduardo Torroja" o persona en quien delegue.

— Un representante del Colegio de Ingenieros de Caminos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

— Un representante de los Colegios de Arquitectos.

— Un representante de los Colegios de Ingenieros Industriales.

— Un Director de una Escuela Técnica Superior.

— Tres Miembros de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P.

Actuará como Presidente de la Comisión el de la A.T.E.P. o la persona en quien éste haya delegado; y como Secretario, el de la A.T.E.P., al cual corresponderá redactar el Acta de las reuniones que se celebren.

La Comisión estudiará las propuestas de Candidatos que le serán sometidas por la Junta de Gobierno, junto con una relación de los méritos de cada Candidato. A la vista de esta documentación y previos los asesoramientos y ampliación de datos que estime conveniente recabar, decidirá por votación a quiénes deben adjudicarse las Medallas correspondientes.

Dos meses antes, como mínimo, de la fecha señalada para la celebración de la Asamblea, la Comisión comunicará a la Junta de Gobierno de la A.T.E.P. el resultado de sus deliberaciones.

Todas las votaciones de la Comisión se decidirán por mayoría, y en caso de empate, el voto del Presidente tendrá el carácter de voto de calidad.

VI. Nombramiento de los miembros de la Comisión.

Para designar a los distintos Miembros componentes de la Comisión encargada de adjudicar las Medallas, se procederá del modo siguiente:

— La Junta de Gobierno de la A.T.E.P. se dirigirá al Presidente del Colegio de Ingenieros de Caminos y a los Presidentes de los Organismos Centrales de los Colegios de Arquitectos y de Ingenieros Industriales, solicitando la designación de un representante para que forme parte de la Comisión. Este nombramiento deberá recaer en una persona que se encuentre directamente vinculada a la técnica del pretensado, en cualquiera de sus campos.

— Entre los Directores de las distintas Escuelas Técnicas Superiores, la Junta de Gobierno de la A.T.E.P. eligirá por votación, en cada caso, el que haya de formar parte de la Comisión.

— Los tres representantes de la Junta de Gobierno de la A.T.E.P. serán también designados por dicha Junta, mediante votación entre sus Miembros.

VII. Cese de los miembros de la Comisión.

Concluidas sus deliberaciones y designadas las tres personas a quienes deben otorgarse la Medallas, la Comisión se considerará disuelta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

VIII. Interpretación y modificación del presente Reglamento.

Si se presentasen dudas sobre la interpretación de cualquiera de los puntos señalados en el presente *reglamento*, así como para todo lo no previsto en el mismo, será consultada la Junta de Gobierno de la A.T.E.P., la cual, en cada caso, decidirá lo que proceda.

Toda modificación de este *reglamento* deberá ser aprobada, por mayoría, en la Junta de Gobierno.

IX. Disposiciones transitorias.

1.ª Con motivo de la celebración, el próximo año, 1974, del 25 aniversario de la constitución de la Asociación Técnica Española del Pretensado, y dentro de los actos conmemorativos de dicha efemérides, se procederá a la concesión, con carácter excepcional, de un número no limitado de "Medallas de la A.T.E.P.".

2.ª Por acuerdo unánime de la Junta de Gobierno de la Asociación, la primera "Medalla de la A.T.E.P." será concedida, a título póstumo, a su fundador, el insigne e inolvidable Maestro D. Eduardo Torroja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

información sobre el VII Congreso Internacional de la F.I.P.

Nueva York, mayo 1974

Durante los días 26 de mayo a 1 de junio de 1974 se celebrará en Nueva York el VII Congreso Internacional de la F.I.P.

Ha sido organizado por el Prestressed Concrete Institute y se espera una muy numerosa asistencia al mismo de técnicos, procedentes de 72 países, interesados en los temas que se van a tratar, relacionados con la técnica del pretensado.

Los locales elegidos para las sesiones son los hoteles New York Hilton y Waldorf Astoria. Los actos de este Congreso han sido programados especialmente para fomentar la colaboración y los contactos internacionales y dar a conocer, de forma amplia, los logros conseguidos y los últimos avances en materia de pretensado.

El programa técnico del Congreso incluye doce sesiones plenarias, de medio día de duración cada una, con traducción simultánea en los idiomas oficiales de la F.I.P.: francés, inglés, alemán y ruso.

Asimismo se reservarán cuatro sesiones para la presentación de comunicaciones técnicas por aquellas personas que deseen contribuir con sus aportaciones individuales sobre cualquier materia.

Como complemento de estas sesiones se proyectarán películas de carácter técnico y relacionadas con la construcción en general.

Durante los días del Congreso permanecerá abierta una gran Exposición de maquinaria equipo y materiales para el pretensado, así como una exhibición de publicaciones y libros técnicos de distintos países.

Los asistentes al Congreso, previo pago de la correspondiente cuota de inscripción, tendrán derecho a recibir una publicación que, en dos volúmenes, recogerá los informes de las Comisiones y las Memorias del Congreso. El primero de dichos volúmenes se entregará al formalizar la inscripción y el segundo será enviado por correo, una vez finalizado el Congreso.

Todo esto se refiere al aspecto puramente técnico. Existe, por otra parte, una serie de actos sociales, excursiones, etc., que contribuirán sin duda al éxito del Congreso, ya que son muy variados y atractivos.

Entre ellos figuran cocteles, comidas de trabajo y un crucero nocturno por el río

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Hudson. En cuanto a las excursiones, algunas de ellas se celebrarán el domingo día 26 y otras después del Congreso (todas ellas opcionales), con itinerarios muy interesantes, que se detallarán más adelante.

Las señoras acompañantes tendrán su programa especial de actos sociales y recreativos, que se ha procurado resulten amenos y de índole muy diversa para complacer a todos los gustos.

Las cuotas de inscripción de dicho Congreso son las siguientes:

Cuota completa señores participantes	U.S. $	150
Cuota completa señoras	U.S. $	45

Estos importes pueden ser abonados mediante giro postal, cheque o transferencia, dirigidos al Prestressed Concrete Institute. 20 North Wacker Drive. Chicago, Illinois 60606. U.S.A.

A continuación incluimos los programas técnicos y para señoras, así como los itinerarios de las excursiones previstas.

PROGRAMA TECNICO

Sábado 25 de mayo.

	Recepción e inscripción de participantes.
9 -13	Reunión del Comité Ejecutivo de la F.I.P.
14 -16	Reunión del Consejo Administrativo de la F.I.P.
9 -17	Inauguración de las Reuniones del Comité del P.C.I.

Domingo 26 de mayo.

9 - 9,45	Reunión de la Asamblea General de la F.I.P.
10 -12	Sesión de Apertura. Presidente: B. C. Gerwick, Jr. Discurso de Bienvenida: A. A. Roy, Presidente del P.C.I. Discurso del Presidente: G. F. Janssonius. Imposición de las Medallas Freyssinet: G. F. Janssonius. Discurso de Inauguración: F. Leonhardt.
12,15-12,30	Inauguración de la Exposición. R. Lacroix y G. P. Jones, Jr. Vicepresidente del P.C.I.

Lunes 27 de mayo.

9 -12	"Perspectivas para el futuro". Presidente: F. Levi. Copresidente: J. H. Gilbert. "Desarrollo de los hormigones de alta resistencia": E. Hognestad. "Viaductos Urbanos": A.S.G. Bruggeling. "Métodos para el control de la polución": D. Dennington. "Vías de tránsito rápido (incluyendo los aerotrenes)": J. Courbon.
14,30-17	Informes de las Comisiones de la F.I.P.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Presidente: P. Misch. Copresidente: R. E. Philleo.
Práctica Constructiva: R. Lacroix.
Hormigones ligeros: J. Bobrowski.
Estructuras antisísmicas: K. V. Mikhailov.
Estructuras marítimas: F. Hansen.

14,30-17 "Cimentaciones y anclajes".
Presidente: S. Zorzi. Copresidente: E. Schechter.
Presentación de comunicaciones relativas a estos temas, por diversos especialistas de renombre mundial.

Martes 28 de mayo.

9 -11,30 "Construcción Industrializada de Edificios".
Presidente: K. G. Bernander. Copresidente: E. O. Pfrang.
Se expondrán nuevos métodos constructivos y los progresos logrados en el campo de la construcción industrializada en apartamentos, edificios comerciales, etc.

9 -12 Comunicaciones técnicas sobre: Cálculo, uniones y Recomendaciones prácticas. "Edificios de especial interés".
Presidente: K. J. Cavanagh. Copresidente: W. F. Wagner, Jr.
Descripción de los más notables edificios de hormigón pretensado construidos en los diversos países.
Correrá a cargo de los delegados al efecto designados por cada uno de los Grupos nacionales afiliados a la F.I.P.

14,30-17 Comunicaciones técnicas sobre "Nuevos materiales y nuevas técnicas".

Miércoles 29 de mayo.

9 -11,30 "Estructuras notables (excepto puentes y edificios)".
Presidente: T. Brondum-Nielsen. Copresidente: E. Zwoyer.
Esta Sesión se desarrollará en forma análoga a la dedicada a la descripción de edificios de especial interés, y en ella se tratará sobre estructuras marítimas, reactores nucleares, torres de refrigeración, embarcaciones, etc.

9 -12 "Aspectos generales de la resistencia al fuego".
Presidente: K. Kordina. Copresidente: G. Shorter.
Se expondrán lo más recientes datos y experiencias relacionados con esta materia.

9 -12 Comunicaciones técnicas sobre "Construcción".

14,30-17 "Desarrollo de la utilización del Hormigón Pretensado".
Presidente: N. L. Scott. Copresidente: P. Xercavins.
Distintas personalidades compararán los métodos europeos y americanos utilizados en la construcción de los diversos tipos de estructuras de hormigón pretensado.

14,30-17 "Centrales nucleares".
Presidente: J. A. Derrington. Copresidente: M. J. Holley.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Se estudiarán los últimos adelantos en el cálculo y construcción de centrales nucleares pretensadas.

Jueves 30 de mayo.

9 -12 "Construcción de puentes".
Presidente: Y. Guyon. Copresidente: W. J. Wilkes.
Organizador: H. Wittfoht.
Exposición de datos sobre el cálculo y construcción de puentes por voladizos sucesivos, empuje del tablero y otros métodos.

9 -12 Reuniones públicas de las Comisiones de la F.I.P. sobre "Cimentaciones de Maquinaria.
Presidente: T. Hinckeldey. Coordinador: R. Friedrich.
Aceros para Pretensado y Anclajes.
Presidente: A. S. G. Bruggeling. Coordinador: A. H. Stubbs.
"Hormigones especiales".
Presidente: M. M. Kavyrchine. Coordinador: J. O. Whitlock.
"Prefabricación".
Presidente: K. G. Bernander. Coordinador: H. O. Gilbertsen.

14 -17 "Puentes más importantes"
Presidente: M. Birkenmaier. Copresidente: G. F. Fox.
Los delegados de los diferentes Grupos nacionales afiliados a la F.I.P. presentarán los últimos avances logrados en el cálculo y construcción de puentes.

14 -17 Comunicaciones técnicas sobre "Trabajos de investigación".

Viernes 31 de mayo.

9 -12 "Resúmenes de los aspectos más interesantes tratados en las diversas comunicaciones técnicas presentadas en las anteriores sesiones".
Presidente: J. A. Torroja. Copresidente: W. B. Bennett, Jr.
Temas: Cálculo, Uniones, Recomendaciones prácticas, Nuevas técnicas, Construcción, Trabajos de investigación.
Ponentes: R. E. Rowe y J. E. Breen (para las comunicaciones presentadas en inglés); J. Muller (para las comunicaciones presentadas en francés); P. Bonatz (para las comunicaciones presentadas en alemán), y O. Ja Berg (para las comunicaciones en ruso).

14 -16 "Prefabricación en serie de elementos de hormigón pretensado".
Presidente: A. Holmberg. Copresidente: G. Adam.
Organizador: K. V. Mikhailov.

16 -17 "Resúmenes de las Sesiones dedicadas a temas especiales".
Presidente: J. G. Bodhe. Copresidente. G. Adam.
Resúmenes de los trabajos presentados sobre los temas: Cimentaciones y Anclajes; Resistencia al fuego; Centrales Nucleares.
Ponentes: S. Zorzi, K. Kordina y J. A. Derrington.

17 -17,30 "Sesión de Clausura".
Presidente: B. C. Gerwick, Jr.
Orador: A. A. Roy, Presidente del P.C.I.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Imposición de las Medallas de la F.I.P. y nombramiento de Miembros Honorarios: G. C. Gerwick, Jr.

PROGRAMA PARA LAS SEÑORAS

Lunes 27 de mayo.

10 -11,30 Discurso de bienvenida a cargo de una destacada dama norteamericana.

13 -16 Hay previstas dos excursiones opcionales:

Excursión *A*:

Recorrido por famosas residencias antiguas de Greenwich Village. Se visitará una casa que perteneció a Peter Stuyvesant; otra, con una bella cascada, y una tercera residencia con 5.000 orquídeas.

Excursión *B*:

Visita a SoHo, colonia de artistas, pintores y escultores.

Martes 28 de mayo.

10 -11,30 Presentación, a cargo del Dr. Noran, de curiosos casos de telepatía, precognición y otros fenómenos síquicos.

12,30-15 Desfile de modelos y comida en el restaurante Chateau Madrid, con la colaboración de un astrólogo que analizará la relación entre los diversos estilos y los signos del Zodiaco.

Miércoles 29 de mayo.

9 -15 Hay previstas tres excursiones opcionales:

Excursión *C*:

Visita detenida al Palacio de las Naciones Unidas, amenizada con una charla sobre temas de interés mundial por uno de los Embajadores acreditados ante las Naciones Unidas. Se ofrecerá una comida y se realizará una visita al Museo de Antigüedades mayor del mundo.

Excursión *D*:

9 -15 Visita a Wall Street. Se servirá un café en un local situado a una altura de 50 pisos, desde el que se contempla el puerto de Nueva York. Visita a la Bolsa de Valores, con explicaciones y películas sobre su funcionamiento. Comida en uno de los restaurantes más modernos de la ciudad.

Excursión *E*:

9,30-15 Visitas con guía al Lincol Center de Representaciones artísticas, al Salón Filarmónico, al Teatro del Estado de Nueva York y al Metropolitan Opera. La comida se realizará en el "Top of the Met". Después se visitará la Fashion Avenue, uno de los centros mundiales de la moda, y sus casas de diseñadores de modelos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Jueves 30 de mayo.

14 -16 Visita al Museo de Arte Metropolitano.

Excursión *F*:

10 -11,30 Exhibición de sombreros en el hotel.

Excursión *G*:

14 -16 Visita al Museo de Arte Moderno.

Excursión *H*:

14 -16 Visita al Museo Guggenheim de Arte Contemporáneo.

Viernes 31 de mayo.

10 -11,30 Demostración de tratamientos de Belleza y Maquillaje, con análisis individual de cada una de las asistentes.

EXCURSIONES

El día 26 de mayo, domingo, se realizarán tres excursiones opcionales:

Excursión X:

10,30-16,30 Excursión en autocar a "Sleepy Hollow Restoration", exponente de tres siglos de la historia de la región del Bajo Hudson. Visita a la residencia de Wáshington Irving y otras, representativas del estilo Colonial Holandés del siglo XVII. En el precio de esta excursión se incluye el importe de la comida.

Excursión Y:

10,30-16,30 Visita a dos casas de campo particulares en el Estado de Connecticut, que son notables por su decoración. En una de ellas hay una extraordinaria colección de muñecas. En el precio de esta excursión se incluye el importe de la comida.

Excursión Z:

14 -17 Visita al Alto y Bajo Manhattan, con sus numerosos museos, parques y centros universitarios; a la ciudad China y a otros distritos exóticos de la ciudad.

Los precios por persona para estas excursiones son de 15; 15 y 5 $, respectivamente.

EXCURSIONES POST-CONGRESO

Estas excursiones incluyen visitas de interés técnico. Sus itinerarios y programas son los siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Excursión 1: Ciudad de Méjico. Acapulco. Nueva York.

Sábado 1 de junio.

Salida de Nueva York, en vuelo directo, a la Ciudad de Méjico. Alojamiento en el hotel María Isabel.

Domingo 2 de junio: Ciudad de Méjico.

Asistencia al Ballet Folklórico de Méjico y visita a los Jardines Flotantes de Xochimilco. Comida en el restaurante "El Torero". Corrida de toros en la Plaza de Méjico. Al regreso al hotel se celebrará un coctel.

Lunes 3 de junio: Sesiones técnicas Post-Congreso.

Estas Sesiones estarán organizadas y patrocinadas por el "Instituto Mejicano del Cemento y del Concreto" (IMCYC).

Las señoras podrán realizar una excursión a diversos lugares interesantes de la ciudad.

Martes 4 de junio.

Salida de la ciudad de Méjico en vuelo directo hacia Acapulco. Alojamiento en el hotel Acapulco Hilton, en la playa de Hornos. Por la noche se visitarán distintos locales de atracciones con asistencia al espectáculo de los Bailarines Voladores Aztecas de Papantla y a un cabaret típico.

Miércoles 5 de junio: Acapulco.

Mañana libre. Al atardecer se iniciará un crucero de gala a bordo del yate "Fiesta", con destino a Puerto Marqués. Habrá barra libre y atracciones.

Jueves 6 de junio: Acapulco.

Tiempo libre hasta la salida del avión de vuelta a Nueva York.

El importe por persona de esta excursión será de 493 $ en habitaciones dobles y de 553 $ en habitaciones individuales.

Excursión 2: San Francisco. Las Vegas. Gran Cañón. Chicago. Nueva York.

Sábado 1 de junio.

Salida de Nueva York en vuelo directo a San Francisco. Alojamiento en el hotel Sir Francis Drake.

Domingo 2 de junio: San Francisco.

Por la mañana se visitarán distintos lugares de interés, tales como el puente Golden Gate, el Palacio de Bellas Artes, Casa de la Opera, Antigua Misión Española de Dolores, Sea Cliff y la zona costera de la Marina. La visita finalizará en el Muelle de los Pescadores, donde existen numerosos restaurantes típicos. El resto del día queda libre.

Lunes 3 de junio: San Francisco.

Mañana libre. Salida hacia Las Vegas. Alojamiento en el hotel Stardust, situado en la famosa "Franja" de Las Vegas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Martes 4 de junio: Las Vegas y presa de Hoover.

Por la mañana se efectuará una visita a la citada presa, con proyección de películas y visita a la central. Regreso a Las Vegas por Lake Mead Marina y Vegas Wash. Tarde libre. Por la noche, después de una cena, asistencia al espectáculo del famoso cabaret "Lido".

Miércoles 5 de junio.

Tiempo libre en Las Vegas. Salida hacia el Gran Cañón en avión. Alojamiento en el hotel "Bright Angel Lodge". Por la tarde, visita al Gran Cañón.

Jueves 6 de junio.

Salida hacia Las Vegas. Empalme con el avión de Chicago. Alojamiento en el hotel Drake, de la Costa de Oro. Libre el resto del día.

Viernes 7 de junio.

Visita organizada a los Laboratorios de la Asociación del Cemento Portland. Al regreso, traslado al aeropuerto para tomar el avión hacia Nueva York.

El precio por persona de esta excursión será de 655 $ en habitaciones dobles y 728 $ en habitaciones individuales.

Excursión 3: Filadelfia. Wáshington, D.C. Nueva York.

Sábado 1 de junio.

Por la tarde, en autocar, traslado a Filadelfia. Alojamiento en el hotel Sheraton.

Domingo 2 de junio: Filadelfia.

Durante la mañana se visitarán los más interesantes lugares de esta ciudad histórica, tales como: Salón de la Independencia, la Campana de la Libertad, la casa de Betsy Ross, la sepultura de Franklin y otros.

Por la tarde se realizarán visitas al Cuartel General de Wáshington (1720) y a la Torre y Observatorio del Mt. Joy, desde donde se disfruta de una interesante vista panorámica de diversos monumentos y de las cabañas construidas a semejanza de las del Ejército Continental.

El regreso se hará pasando por famosos centros universitarios y por la más antigua casa religiosa de los Cuáqueros.

Lunes 3 de junio: Filadelfia.

Por la mañana se visitarán los edificios Mercer, los primeros de América en cuya construcción se utilizó el hormigón pretensado.

Martes 4 de junio.

Salida hacia Wáshington, D.C. Alojamiento en el hotel Wáshington Hilton. Por la tarde se visitará el Cementerio de Arlington y se presenciará el relevo de la guardia ante la Tumba del Soldado Desconocido. A continuación, visita a Alexandria (ciudad colonial perfectamente conservada) y a la casa de Wáshington, en Mount Vernon.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Miércoles 5 de junio.

Visita a La Casa Blanca y a los Laboratorios del Centro Nacional de Normativa, en Gaithersburg, Maryland. Resto del día, libre.

Jueves 6 de junio: Wáshington, D.C.

Tiempo libre hasta la tarde, momento en que se regresará en autocar a Nueva York.

El importe por persona de esta excursión será de 271 $ en habitaciones dobles y de 308 $ en habitaciones individuales.

V I A J E

La Asociación Técnica Española del Pretensado ha llegado a un acuerdo, en principio, con la Compañía Iberia, en virtud del cual, si se le pasa un pedido conjunto de, como mínimo, 50 pasajes de ida y vuelta Madrid-Nueva York, viajando en grupo, facilitará los mismos al precio especial de 14.740 pesetas por persona; siendo utilizables en vuelos normales. Es decir, que no se trata de un vuelo *charter*.

A L O J A M I E N T O

Se ha concertado un arreglo muy favorable para el alojamiento de los participantes en el Congreso, en los hoteles New York Hilton y Waldorf-Astoria. En virtud del mismo los precios de las habitaciones serán los siguientes:

Sencilla (una persona): 19, 21, 23, 25, 27 y 29 $.
Doble (dos personas): 25, 27, 29, 31, 33 y 35 $.

A estos precios hay que agregar un 7 por 100 de impuesto a la Ciudad.

NOTA IMPORTANTE.

Todos los interesados en asistir a est interesante VII Congreso Internacional de la F.I.P., que no hayan realizado ya su inscripción, deberán ponerse urgentemente en contacto con la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado, Instituto Eduardo Torroja, Apartado 19.002, Madrid-33, teléfono 2 02 04 40.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

S.A.E. BBR

Sistema para pretensar hormigón

Juntas de dilatación para puentes

BBRV

RUB

Obra: Puente de Molins de Rey sobre el Llobregat, en la CN-II.

Propietario: Ministerio de Obras Públicas.

Contratista: Huarte y Cía., S. A.

Proyectista: J. A. Torroja, Oficina Técnica.

Acero empleado: 400 Tm.

Tendones: 45 ⌀ 7 y 12 ⌀ 7.

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

HORMIGON ARMADO

7.ª Edición, totalmente reformada

por:

P. Jiménez Montoya, A. García Meseguer, F. Morán Cabré

Editorial: Gustavo Gil, S. A.
2 tomos, 2.100 pesetas.

Las seis ediciones precedentes del libro "Hormigón Armado", del Profesor Jiménez Montoya, que tanto éxito ha tenido y que por sus especiales características ha llegado a convertirse en obra de consulta obligada en Escuelas, Institutos Universitarios y Oficinas de estudio del mundo entero, han servido de base para elaborar esta 7.ª edición, recientemente publicada.

En ella se recogen las últimas investigaciones sobre la materia, incluidas las de los propios autores, y han sido tratados con mayor amplitud casi todos los capítulos de las ediciones precedentes. Este es el caso, en particular, de los dedicados a materiales, control de calidad, seguridad de las estructuras, cálculo en flexo-compresión (que, por primera vez aparece resuelto con total continuidad en todo el dominio), cálculo frente a solicitaciones tangentes, cimentaciones y placas.

La presente edición, primorosamente cuidada hasta en los más mínimos detalles, se basa fundamentalmente en los trabajos del Comité Europeo del Hormigón, y, como es obvio, en ella las referencias a la actual normativa española, la Instrucción E.H.-73, son continuas.

Al redactar esta obra, los autores, según manifiestan en la Introducción, se habían propuesto los siguientes objetivos, todos los cuales estimamos que han sido ampliamente superados: facilitar la labor de los calculistas, dar a conocer a los estudiantes los modernos métodos de cálculo del hormigón armado ordenadamente expuestos y ofrecer, por último, una herramienta eficaz a todos los profesionales de la construcción. Los más estudiosos encontrarán, al final de cada capítulo, una seleccionada bibliografía que habrá de serles de gran utilidad.

Las tablas, ábacos y diagramas que constituyen el segundo tomo, se dan en dos colecciones separadas: una para los aceros de dureza natural y otra para los deformados en frío, lo cual permite el mayor afinamiento (y, por consiguiente, economía) en el cálculo de las secciones.

Desarrollar un programa de tal magnitud en un intervalo razonable de tiempo, desbordaba las posibilidades de una sola persona. Por ello, en esta ocasión el Prof. Jiménez Montoya ha buscado la colaboración de dos especialistas bien conocidos. Uno de ellos, el Profesor García Meseguer, actualmente co-Director técnico del Comité Europeo del Hor-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

migón, cuyo conocimiento profundo sobre la materia ha puesto de manifiesto en su trabajo, durante más de diez años, en las tareas encaminadas a la redacción de las Recomendaciones Internacionales del C.E.B. El otro, el Prof. Francisco Morán, autor de una tesis sobre los estados límites últimos en flexión-compresión, que ha causado fuerte impacto en los especialistas de todos los países. La colaboración armónica de estos tres grandes especialistas ha fructificado en una síntesis de la que no se sabe qué admirar más, si su valor intrínseco o su amplitud, y que hacen de esta obra una de las actuales aportaciones más importantes sobre la materia, a nivel mundial, en la que incluso se llega a abordar ciertos temas, como el control de calidad y la patología, que los libros de hormigón armado suelen contentarse con enunciar.

No extraña, por todo ello, que el Prof. Franco Levi, Presidente h. c. del Comité Europeo del Hormigón y de la Federación Internacional del Pretensado, al final del prólogo que encabeza esta 7.ª edición, recomiende "a todos los ingenieros civiles y a todos los constructores, que coloquen este bello libro en el lugar de honor de su biblioteca, puesto que no dejarán de consultarlo con frecuencia, tanto para encontrar en él la respuesta a problemas conceptuales y prácticos de su vida profesional cotidiana, como para obtener datos de partida para sus cálculos, los cuales se verán notablemente facilitados por la riqueza extraordinaria de la colección de ábacos y por la forma particularmente expresiva de su presentación".

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Conferencia Regional sobre «Edificios de Altura»

Madrid, 17, 18 y 19 de septiembre de 1973

Los días citados se celebraron, en la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, las Jornadas relativas a la Conferencia Regional —España y Portugal— sobre "Edificios de Altura". Estas Jornadas están destinadas a estudiar e informar sobre la problemática general del tema, abarcando desde los problemas históricos, filosóficos, ambientales, urbanísticos y arquitectónicos hasta los más específicos, tales como son los de diseño, cálculo, construcción, economía, etc. La organización de estas sesiones de trabajo han sido patrocinadas por la Escuela de Arquitectura, Colegio de Arquitectos; Escuela y Colegio de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos; Instituto Eduardo Torroja, y Comité Conjunto ASCE-IABSE.

La sesión de apertura fue presidida por el Rector de la Universidad Politécnica de Madrid, Magnífico Sr. Ramos, y en la que tras las palabras de bienvenida del Presidente de las Jornadas, Sr. Batanero, pronunció la conferencia inaugural Mr. Lynns Beedle, Presidente del Comité Conjunto ASCE-IABSE, en la que puso de manifiesto la gran actividad desarrollada por este Comité a lo largo de sus 14 conferencias internacionales.

Las sesiones de trabajo, enriquecidas por la participación de Ingenieros, Arquitectos, Urbanistas y Constructores de distintos paí es, se dividieron en los cinco temas siguientes:

1. "Sistemas estructurales", en el que actuó de ponente el Dr. Ingeniero D. Julio Martínez Calzón, y se presentaron dos ponencias españolas y dos norteamericanas.
2. "Construcción", cuyo ponente fue el Dr. Ingeniero D. Carlos Fernández Casado, sobre el que se presentaron cuatro ponencias españolas y una portuguesa.
3. "Efectos sísmicos y de viento", cuyo ponente fue el Dr. Arquitecto D. Juan del Corro, y sobre el que se presentaron dos trabajos españoles, uno portugués y otro norteamericano.
4. "Métodos no lineales de cálculo", del que fue ponente el Profesor Artur Rávara, y en el que se presentaron dos ponencias norteamericana; una, japonesa, y otra, portuguesa.
5. "Variedades", en el que actuó de ponente el Dr. Arquitecto D. Fernando Cassinello, en el que se trataron tres temas españoles y uno portugués.
6. "Aspectos ambientales", cuya ponencia fue presentada por el Dr. Arquitecto D. Antonio Lamela, y en la que se presentaron dos trabajos españoles.

Con la visita a las Torres de Colón y Torres Blancas y una excursión por Avila y Segovia, se dieron por clausuradas estas Jornadas, celebradas con gran éxito por la actualidad del tema, y gran profundidad técnica y científica de sus ponencias.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

TUBOS

BORONDO

S. A.

SISTEMAS PATENTADOS

VIGUETAS DE HORMIGON PRETENSADO

FORJADOS
AJUSTADOS A LAS ESPECIFICACIONES
DE LA
NORMA M. V. 101-1.962

"ACCIONES EN LA EDIFICACION"
AUTORIZACIONES DE USO
Núm. 061-66
Núm. 540-67
Núm. 932-69

— PARA ESTUDIOS DE FORJADOS
— CARGADEROS
— CONSULTAS, ETC

FORJADOS AUTORRESISTENTES Y SEMIRRESISTENTES

A SU DISPOSICION NUESTRO GABINETE TECNICO DE HORMIGON PRETENSADO

ESTUDIOS CENTRALES DE TV.E., EN PRADO DEL REY (MADRID), CON FORJADO TIPO "BORONDO"

OFICINAS: AVDA. DE LA ALBUFERA, 134 - TELS. 478 81 00 - MADRID-18

FABRICA: CTRA. VICALVARO A VALLECAS, s./n. - TELS. 203 00 17-203 13 50 - VALLECAS-PUEBLO

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

cursillo sobre

cálculo de estructuras de hormigón armado

Según se nos informa, la firma Tetracero, S. A., que desde hace años viene brindando una valiosa colaboración a los profesionales de la construcción, especialmente en forma de publicaciones técnicas de carácter informativo y de aplicación práctica, ha decidido organizar unos cursillos sobre el cálculo de estructuras de hormigón armado, consciente de la utilidad que pueden tener en el momento actual, de profundos cambios en los métodos de cálculo.

En estos cursillos se tratarán, en conjunto y en detalle, todos los aspectos teóricos y prácticos del cálculo de las referidas estructuras, y, al mismo tiempo, se desarrollarán sesiones prácticas de cálculo de casos concretos y sesiones experimentales en laboratorio. Para todo ello se cuenta con la colaboración del Instituto Técnico de Materiales y Construcción (INTEMAC).

Su duración será de quince días, y se celebrarán dos veces al año, aproximadamente en los meses de abril y noviembre, en fechas que oportunamente serán anunciadas para conocimiento de los interesados. El primero de dichos cursillos se ha celebrado del 19 de noviembre al 1 de diciembre del año actual.

Podrá solicitar su inscripción como cursillista cualquier técnico titulado relacionado con la construcción, dirigiéndose a Tetracero, S. A., Fuencarral, 123, Madrid-10. La participación en las sesiones y en todos los actos incluidos en el programa será gratuita, y el material que se entregue a los cursillistas quedará de propiedad de los mismos.

El número de inscritos en cada cursillo no podrá exceder de veinticuatro, y los que asistan a uno de ellos no podrán solicitar su inscripción en otro posterior. Las solicitudes que sobrepasen el número máximo previsto antes indicado serán tenidas en cuenta para los siguientes cursillos que vayan a celebrarse.

Esta Asociación Técnica Española del Pretensado estima que la iniciativa de la firma Tetracero, S. A. es digna del mayor elogio y de utilidad para todos los profesionales de la construcción. Por todo ello, ha considerado oportuno reproducir esta información en las páginas de su Revista HORMIGON Y ACERO, con el objeto de que pueda llegar a conocimiento de todos sus Miembros, en la seguridad de que a muchos de ellos habrá de interesarles.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

puentes rectos y curvos sobre apoyos puntuales

CARLOS FERNANDEZ CASADO
JAVIER MANTEROLA
LEONARDO FERNANDEZ TROYANO
Dres. Ingenieros

1. INTRODUCCION

En los nudos de comunicaciones correspondientes a los múltiples enlaces que se producen en el flujo circulatorio de las autopistas modernas observamos una gran perfección en su trazado geométrico. Sin duda, los trazadistas de carreteras han desarrollado una tecnología muy adecuada para poder conseguir unas geometrías tan hermosas. Las carreteras, la mayoría de las ocasiones curvas, se cruzan entre ellas a distintos niveles, uniéndose y separándose según las leyes de un desarrollo circulatorio adecuado.

Sin embargo, a una ordenación tan perfecta en planta suele acompañar una materialización bastante peor. Miradas por debajo, la impresión del orden superior desaparece. Las estructuras son, la mayoría de las veces, torpes; las pilas que las sostienen se mezclan en la visión del observador, produciendo una auténtica sensación de caos. No es casualidad que la mayoría de los reportajes gráficos que se hacen de estos nudos corresponden a vistas aéreas (fig. 1).

Al imaginar cómo realizar estas estructuras siempre pensamos que la solución ideal sería conseguir dinteles continuos sin apoyo alguno entre el principio y final de la obra. Sin embargo, la tecnología actual no cuenta con materiales en los que poder materializar esta visión dentro de los espacios requeridos por el entrecruzamiento vial y la economía de medios necesaria.

Es claro que con un trabajo más conjuntado entre los proyectistas de carreteras y los de puentes se conseguiría resolver más adecuadamente muchos problemas de aspecto, pero esto, por desgracia, es poco frecuente. La ordenación actual del desarrollo de este tipo de problemas suele ser tal que el estudio de la vialidad y la estructura suelen ser etapas sucesivas y no simultáneas.

Enfrentados, por tanto, a esta problemática, tenemos como primera característica el hecho de que la mayoría de las ocasiones los puentes son curvos. La geometría dinámica del vial debe reflejarse en el puente, lo que se puede conseguir con la materialización de vigas curvas paralelas a los bordes de la plataforma. La cinta continua que es la calzada

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 1.

está presente así en el dintel, y cuanto menos se interrumpa éste con elementos extraños a su geometría tanto mejor.

Pero si el dintel suele ser bastante fácil de resolver, con las pilas pasa lo contrario. Siempre hemos pensado que lo más difícil en el proyecto de un puente son las pilas. Son además, en nuestro caso, los elementos más perturbadores de la visión inferior de los nudos. Por estas razones, pensamos que si conseguimos reducirlas a la mínima expresión, tanto en número como en tamaño, tanto mejor.

La pila cilíndrica es la que mejor cumple estas condiciones, ya que su imagen es siempre constante, cualquiera que sea su punto de vista.

En resumen, dinteles continuos curvos apoyados en columnas cilíndricas.

Se nos podría objetar que el planteamiento de puente que acabamos de hacer es bastante heterodoxo, pues parte de consideraciones formales más o menos subjetivas, y la razón de ser de las pilas no se fundamenta en la lógica estructural, que nos dice que pila y dintel —su forma— no es más que la consecuencia de su interrelación resistente. A esto se podría responder que el tipo de puente descrito cumple esas condiciones, pero además debemos recordar que cuando se habla de lógica estructural es necesario tener en cuenta que una estructura resistente es mucho más que la expresión material de las leyes mecánicas que la rigen. De hecho, no hay estructura que se pueda obtener como simple materialización de esas leyes, y debemos dar gracias de esa falta de determinismo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Pensamos que la función de la pila es reducir los esfuerzos en el dintel, transmitiéndolos al terreno. Los esfuerzos a reducir por la pila son de elección del proyecto, por lo que la interrelación resistente es fijable a voluntad.

La forma del dintel apropiada al problema expresado es la viga cajón (entendemos por viga cajón todo elemento de contorno exterior trapecial cerrado, más o menos aligerada). Y esto por dos razones: la primera es porque, como más adelante veremos, el tipo de esfuerzo primordial, es la torsión, y en segundo lugar, la presencia de apoyos puntuales aconseja acercar los almas lo más posible a las pilas para reducir los esfuerzos transversales que se producen en la sección transversal sobre pila. Naturalmente, el acercamiento de los almas entre sí reduce el área interior del cajón y, por tanto, su rigidez a la torsión, y, por esto, es necesario llegar a un equilibrio entre las dos condiciones.

2. COMPORTAMIENTO ESTRUCTURAL

2.1. Puentes rectos.

Supongamos un dintel recto de cuatro vanos, cuya planta representamos en la figura 2-1-a. Este dintel está apoyado sobre tres pilas intermedias y en dos parejas de pilas en sus extremos.

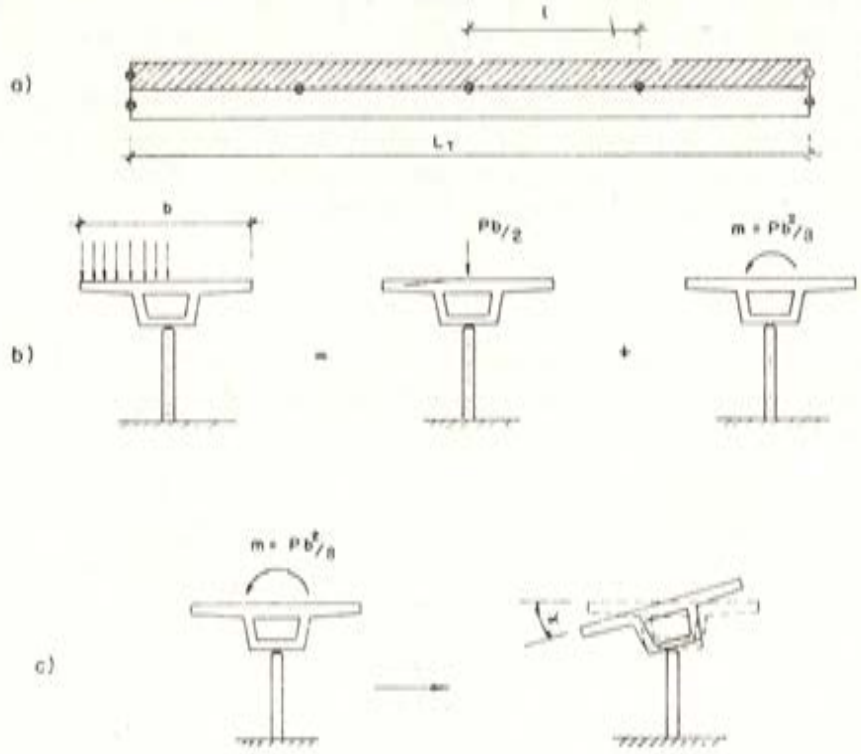


Figura 2-1.

Lo solicitamos con una carga uniformemente repartida sobre una de las mitades del puente. Si suponemos la sección indeformable (*), la carga descentrada podemos des-

(*) El concepto de indeformabilidad en vigas cajón está directamente relacionado con su rigidez a la distorsión, que en puentes de hormigón pretensado con paredes del cajón no muy delgadas y relacionadas ancho-luz normal, es muy grande y, por tanto, la sección transversal puede considerarse como indeformable a efectos de determinar el estado tensional longitudinal del dintel. Ver *Hormigón y Acero*, número 105: "La sección transversal en los puentes de hormigón pretensado".

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

componerla en una carga en el eje del tablero y un momento torsor uniformemente repartido (fig. 2-1-b). La primera solicitación produce una ley de momentos flectores longitudinales correspondiente a la de la viga continua. El momento torsor produce un giro α del dintel (fig. 2-1-c) que determinaría su vuelco a no ser que impidamos el giro en las secciones extremas, cosa que logramos con la disposición de una pareja de apoyos.

Figura 2-2.

La ley de momentos torsores que se produce en todo el tablero la representamos en la figura 2-2, y el momento torsor máximo aparece en los extremos, y su valor es $\frac{P b^2}{16} \cdot L_T$.

Vemos que mientras para la componente vertical de la solicitación exterior el momento viene en función de la distancia entre dos pilas $M_v = K \cdot p \cdot l^2$, el momento torsor viene en función de la longitud total del dintel. Es por esta razón por la que antes dijimos que el esfuerzo más importante que solicita a este tipo de puentes es la torsión. A la hora de dimensionar el dintel debe tenerse en cuenta no sólo la luz entre pilas, como ocurre en los demás tipos de puentes, sino la longitud total. De manera, que si queremos mantener el dintel dentro de unas dimensiones razonables, la longitud de puente estará limitada por la capacidad de resistencia a la torsión.

2.2. Puentes curvos.

Veamos cuál es el comportamiento del dintel en el caso de que teniendo la misma carga y la misma sustentación, la planta esté formada por dos alineaciones rectas unidas por una transición en curva (fig. 2-3).

Figura 2-3.

En este caso, la descomposición de la carga que realizábamos en la figura 2-1-b se mantiene. La carga vertical centrada produce no sólo momentos flectores longitudinales como en el caso anterior, sino también momentos torsores. La segunda parte de la solicitación, la constituida por el momento torsor exterior (fig. 2-1-c), determinará una serie de giros transversales del dintel con sus consiguientes momentos torsores, pero además producirá momentos flectores longitudinales, debido a la curvatura en planta. De esta

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

misma condición geométrica sale una propiedad nueva y es que no sería necesario, como en el caso de puente recto, disponer un doble apoyo en sus extremos para evitar el vuelco del dintel. El momento de vuelco es resistido por el par que producen entre sí las reacciones verticales de las pilas. Vemos entonces que en el caso de puentes curvos la problemática elemental del puente recto se complica haciendo intervenir la relación de rigideces a flexión y a torsión de dintel, así como la relación entre el radio de curvatura en planta y la luz entre pilas.

En la figura 2-4 representamos la comparación entre las leyes de momentos torsores

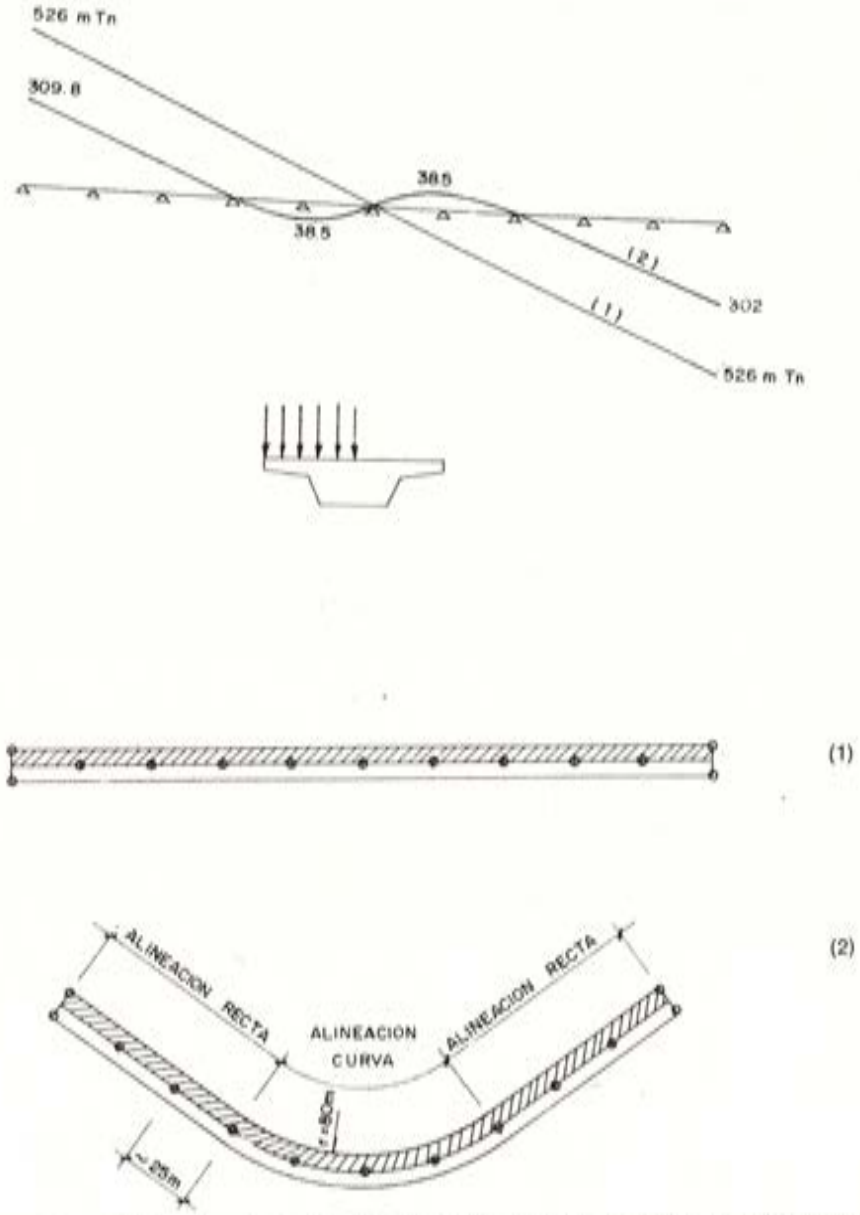


Fig. 2-4. — Distribución de la ley de momentos torsores en los dinteles (1) y (2).

de dos tableros de la misma longitud, ancho y excentricidad de carga, pero con dos situaciones en planta diferentes. Y vemos que la curvatura en planta del dintel no sólo esta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

biliza el vuelco, sino que reduce los momentos torsores. A fin de cuentas, la parte curva central constituye un empotramiento parcial al vuelco de las dos alineaciones rectas extremas, con lo que la luz de torsión, que en los puentes rectos es la longitud total del paso en los curvos, queda reducida apreciablemente.

Así, como en los puentes con sustentación transversal rígida la curvatura en planta produce momentos torsores mayores que si es recto, en los puentes con sustentación transversal apoyada la planta curva los disminuye.

2.3. Casos de sustentación de empotramiento elástico.

Hasta ahora hemos visto los casos en los que la vinculación entre pilas y dintel es de apoyo simple, con coacciones al giro, si no nulas sí muy pequeñas, como corresponde a la rigidez a flexión de los aparatos de apoyo de neopreno. Sin embargo, hay casos en los que por ser el puente bastante largo conviene empotrar las pilas en el dintel, estableciendo una sustentación como la que aparece en la figura 2-5. La pila está empotrada en

Figura 2-5.

el dintel y apoyada en la cimentación a través de apoyos que si bien proporcionan una desplazabilidad según el eje del tablero —necesaria para reducir los efectos de la temperatura, la fluencia y la retracción del puente sin introducir grandes esfuerzos en las pilas— empotra transversalmente a la pila.

Por este procedimiento conseguimos reducir la luz de torsión del dintel, ya que la pila al acompañar en su giro al dintel se deforma recogiendo una parte del momento torsor del dintel. Es claro que la proporción de momento que se lleva la pila y el dintel depende de la rigidez a flexión de la pila, o sea, de su inercia y de su altura, y de la rigidez a torsión del dintel, en la cual podemos englobar la rigidez a torsión propiamente dicha, la longitud del dintel y su curvatura en planta, que, como ya hemos visto, hace el papel de un empotramiento transversal del puente (fig. 2-6).

Figura 2-6.

La problemática que se decanta de este planteamiento es mucho más compleja e interesante. Vayamos por partes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

En primer lugar, y como inciso en esta expresión mecánica del problema, se podría argumentar que en lugar de disponer el apoyo doble en la parte inferior de la pila, lo debíamos disponer en la parte superior, lo que evidentemente es mejor de cara a la conservación de los aparatos de apoyo y a su funcionamiento, en el caso de que no se quiera hacer un gasto adicional para protegerlos cuando lo situamos en la parte inferior (figura 2-7-a). Se podía también establecer una disposición como la de la figura 2-7-b o la de la 2-7-c, que además proporcionan una mucho mayor rigidez al giro transversal del dintel, y, por tanto, la recogida de momentos torsores por la pila sería mucho más eficaz.

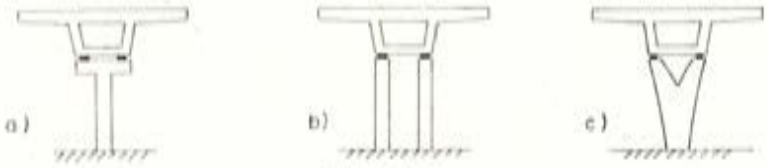


Figura 2-7.

La argumentación que sale al paso de lo expuesto se encuentra en la heterodoxia estructural de que hablábamos en la introducción. Creemos que en el caso de nudos de circulación con cruces complejos de varias vías merece la pena sacrificar un poco la eficacia resistente en aras de una mayor ordenación inferior del conjunto. Es claro que la decisión podría ser muy distinta si en lugar de tener un nudo complejo tuviésemos un solo paso, o aun en el caso de que exista el nudo esté dispuesto de tal manera que una disposición de apoyos como el de la figura 2-7 pueda ordenarse adecuadamente.

Volviendo a recoger el problema donde lo dejamos, vemos que el empotramiento elástico de la pila en el dintel suscita un nuevo mecanismo de resistencia del que aún no hemos tratado.

Como consecuencia del momento flector de las pilas el dintel sufrirá un desplazamiento transversal. En el caso en que el dintel tenga una coacción lateral en los estribos o la que se produce naturalmente en el caso de pilas de distinta altura, este desplazamiento pondría en juego a la rigidez a flexión horizontal del dintel, y, por tanto, a la aparición de una fuerza F, cuya magnitud depende, como se comprende, de la inercia horizontal del dintel y de su longitud, así como de la inercia y altura de las pilas (figura 2 8). Fijémonos que en el caso extremo en que pudiésemos considerar que el dintel es

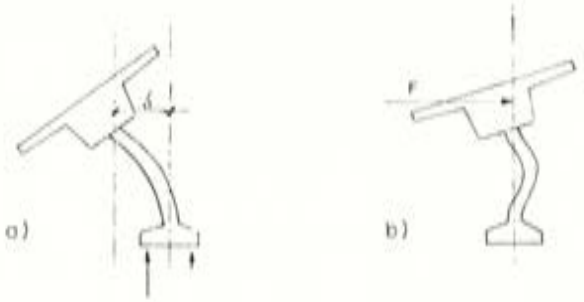


Figura 2-8.

indeformable en dirección horizontal, cosa que sólo pasa en puentes cortos o muy anchos, la rigidez de la pila al giro pasaría a ser cuatro veces mayor que la que tendría en el caso de desplazabilidad horizontal libre (fig. 2-9).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

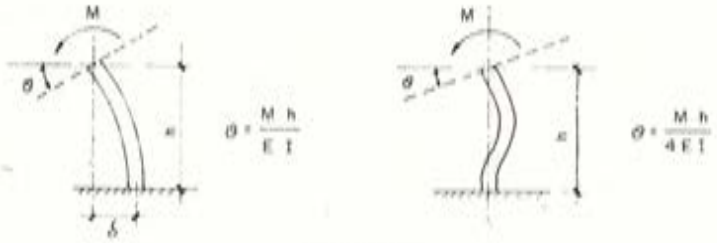


Figura 2-9.

3. TRATAMIENTO DE LAS DISTINTAS VARIABLES.

De lo expuesto en el punto segundo se plantea un conjunto de problemas que vamos a enumerar.

1. *Puente recto*:

   — Influencia del empotramiento elástico a torsión en las pilas y de la coacción lateral del dintel en los estribos (punto 4).

2. *Puente curvo*:

   — Comportamiento resistente del puente curvo (punto 5).

   — Evolución de las leyes de momentos flectores y torsores cuando se varía la rigidez a torsión del dintel (punto 5-1).

   — Evolución de las leyes de momentos flectores y torsores cuando se varía la rigidez a torsión de la vinculación de las pilas con el dintel (punto 5-2).

3. *Influencia de la curvatura en planta*:

   — Comparación entre las leyes de esfuerzos cuando varía la curvatura en planta (punto 6-1).

   — Comparación entre las leyes de momentos flectores máximos y mínimos debidos a la sobrecarga cuando varía el radio de curvatura en planta (punto 6-2).

4. *Relación ancho/luz*:

   — Su importancia en este tipo de puentes (punto 7):

5. *Unión de tramos rectos y curvos* (punto 8):

6. *Pretensado*:

   — Acciones y esfuerzos producidos por el pretensado (punto 9).

No pretendemos hacer un tratamiento exhaustivo de estas variables ni de otras, como puede ser la influencia de la relación entre el radio de curvatura en planta y la luz entre pilas, y mucho menos aquellos casos en que las características geométricas de la sección transversal establezcan relaciones de ancho/luz lo bastante grandes como para que un tratamiento como viga de sección indeformable y sin distorsión, como el que vamos a hacer, no sea válido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Vamos a tratar un conjunto de casos que puedan presentarse más frecuentemente en la práctica y cuyos resultados nos den luz para saber a qué atenernos en otros casos más complejos. Dar un paso, en fin, en esta problemática tan compleja e interesante.

Para ello, hemos elegido un tablero de puente bastante corriente en aquellos casos en que pueden presentarse soluciones del tipo que estamos tratando.

Tanto la sección transversal (fig. 3-1) como el número de vanos y las luces de los mismos (fig. 3-2) son constantes.

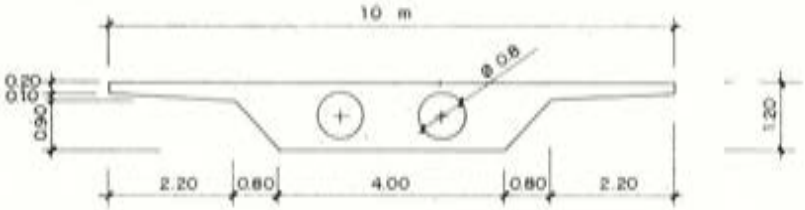


Fig. 3-1. — Sección transversal tipo.

Las variaciones las establecemos en la curvatura en planta del tablero y en el tipo de vinculación del tablero con las pilas:

— Variación de la curvatura:

1. Tablero recto (fig. 3-2-a).
2. Tablero con radio de curvatura constante e igual a 200 m (fig. 3-2-b).
3. Tablero con radio de curvatura constante e igual a 80 m (fig. 3-2-c).

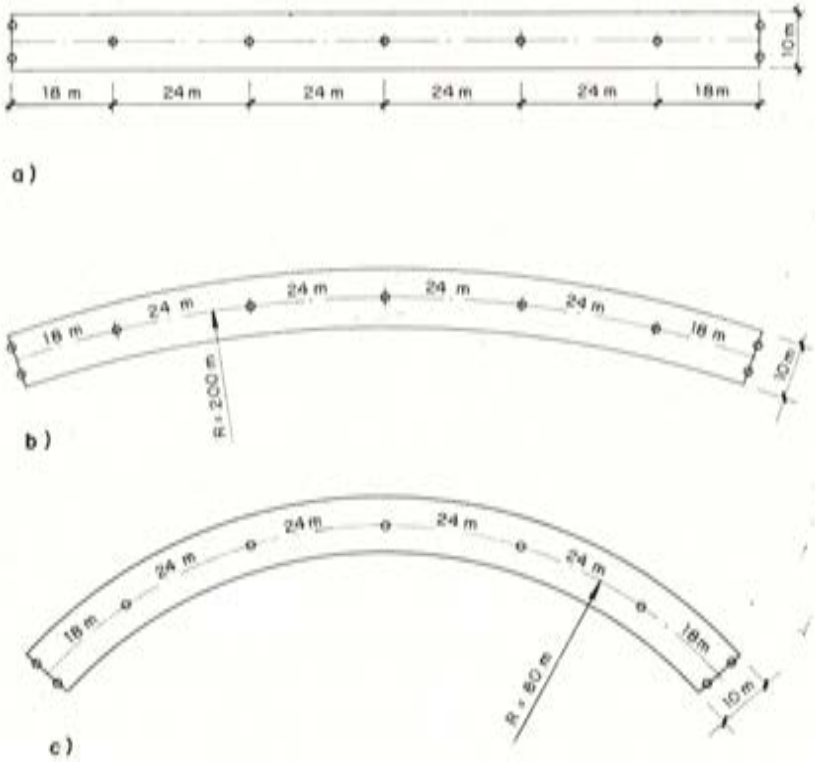


Fig. 3-2. — Plantas de los tableros estudiados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

— Variaciones en las vinculaciones del tablero con las pilas (fig. 3-3):

Vinculación tipo 1: Tablero apoyado sobre las pilas.

Vinculación tipo 2: Tablero apoyado a flexión y empotrado a torsión sobre las pilas circulares de 1,2 m de diámetro y 12 m de altura.

Vinculación tipo 3: Tablero apoyado a flexión y empotrado a torsión sobre las pilas circulares de 1,2 m de diámetro y 6 m de altura.

Vinculación tipo 4: La misma vinculación anterior pero con pilas rectangulares de 4×1 m y 6 m de altura.

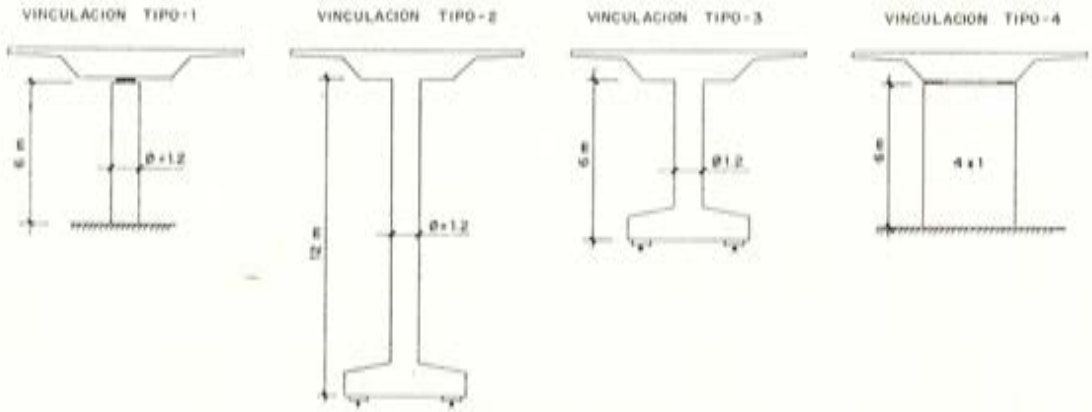


Figura 3-3.

En los cuatro casos, la vinculación sobre el estribo es de empotramiento perfecto a torsión y apoyo a flexión.

4. TABLERO RECTO

En el apartado 2-1 hemos examinado el comportamiento resistente de este tipo de tableros cuando la vinculación entre pilas y dintel es de apoyo simple. La ley de momentos flectores longitudinales no ofrece ninguna novedad respecto a la que se obtendría en un tablero recto cualquiera. La ley de momentos torsores viene producida por la solicitación de torsión del dintel, y es exactamente igual a la que se obtendría en el caso en que desapareciesen las pilas apoyadas intermedias, dado que su presencia no coacciona a la deformada de giro de torsión del dintel.

Las pilas presentan una coacción secundaria al giro del dintel como consecuencia del desplazamiento transversal de la parte inferior de éste situado en contacto con la pila. Este desplazamiento se obtiene como producto del giro de torsión por la distancia de la línea de esfuerzos cortantes a la fibra inferior del dintel. También despreciamos la rigidez a flexión del aparato de apoyo.

En estas condiciones la ley de momentos torsores se rige por la misma ley con que se obtiene la ley de esfuerzos cortantes en una viga apoyada cualquiera y el giro de torsión viene determinado por la fórmula de Brest $d\,\theta = \dfrac{M_T}{G \cdot I_T} \cdot d\,x$, siendo M_T el momento torsor e I_T la inercia torsional del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Ahora nos interesa conocer cuál es la variación de la ley de momentos torsores cuando la pila se empotra elásticamente en el dintel. Para ello hemos calculado el tablero (figura 4 a) sometido a una carga uniformemente repartida en la mitad longitudinal del dintel.

El valor de la carga es de 0,9 t/m², que equivale a una carga lineal centrada de

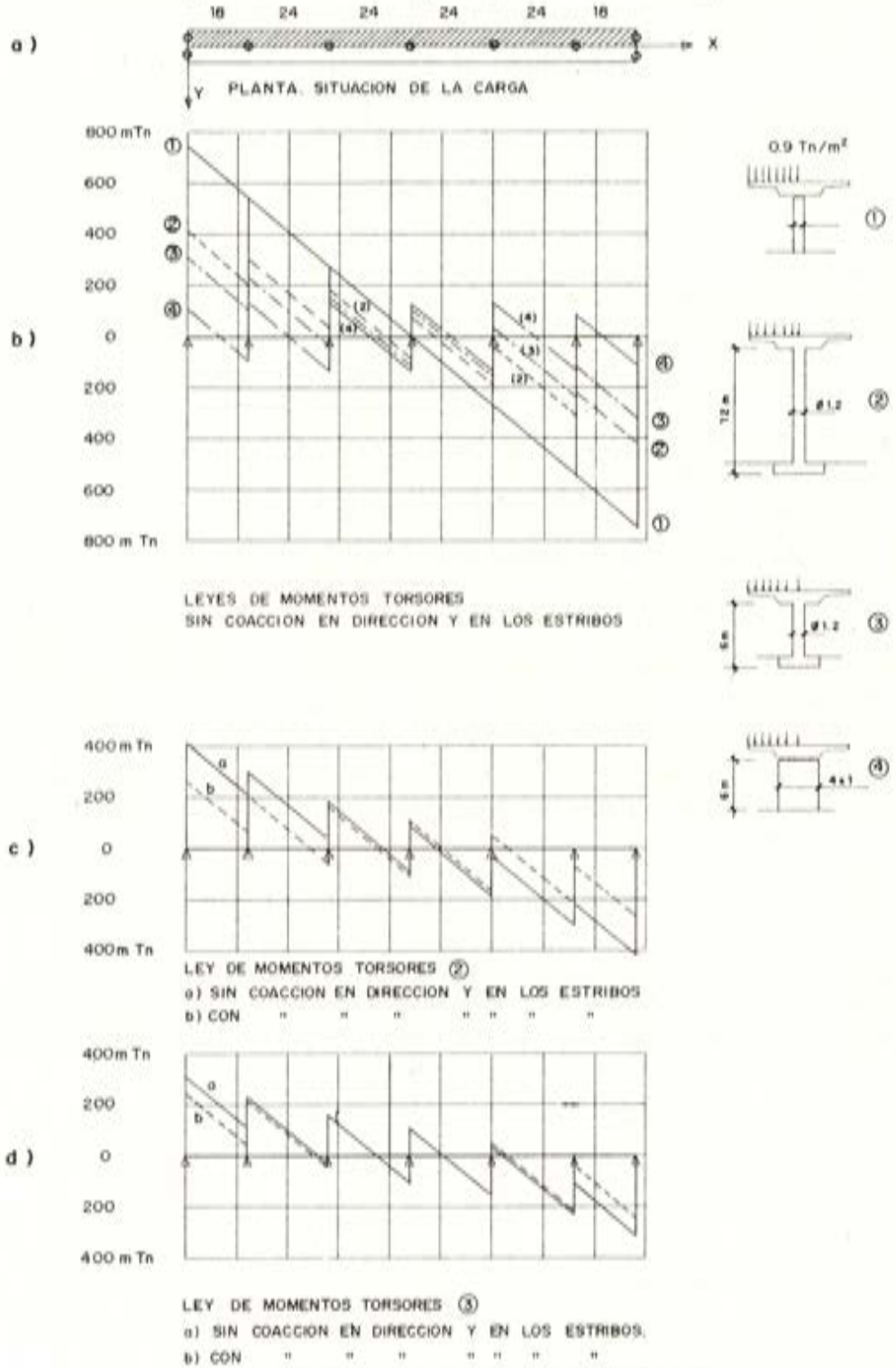


Fig. 4. — Variación de las leyes de momentos torsores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

4,5 t/m l. y un par torsor uniformemente repartido de 11,25 m t/m l. Los tipos de vinculaciones entre pila y dintel utilizados son los descritos en el apartado 3 y que figuran también en la figura 4-e.

En la figura 4-b aparecen las leyes de momentos torsores cuando el dintel tiene desplazamiento horizontal libre en dirección y.

Vinculación tipo 1: Momento torsor máx. 742,47 m t = 5,50 × 4.

Vinculación tipo 2: Momento torsor máx. 416,25 m t = 3,08 × 4.

Vinculación tipo 3: Momento torsor máx. 316,62 m t = 2,34 × 4.

Vinculación tipo 4: Momento torsor máx. 135,02 m t = 4.

Como vemos, los momentos torsores disminuyen muy rápidamente cuando las pilas recogen parte del momento torsor. Las discontinuidades en los apoyos de las leyes 2, 3 y 4 corresponden a los momentos flectores transversales que actúan sobre las pilas.

Esta reducción de momentos torsores tiene como consecuencia una reducción muy apreciable en la cantidad de armadura que es necesario colocar en el dintel para resistir con seguridad el momento torsor. Si la suponemos proporcional al área de la ley de momentos torsores vemos que en la vinculación tipo:

1. Necesita 11,8 veces más armadura de torsión que la 4.
2. Necesita 2,9 veces más armadura de torsión que la 4.
3. Necesita 2,1 veces más armadura de torsión que la 4.

Pero aunque estos valores son muy grandes, los que de verdad es necesario disponer en el dintel son aún mayores, ya que con la carga que hemos dispuesto no se obtienen los momentos torsores máximos en cada punto.

En el caso de vinculación tipo 1 las pilas no recogen ningún momento torsor.

En la 4 los momentos torsores que se obtienen son prácticamente iguales a los que se obtendrían si hubiésemos establecido una vinculación de empotramiento perfecto entre pila y dintel. Los casos de vinculaciones 2 y 3 corresponden a casos intermedios entre los dos anteriores, y aunque en el caso 2 la rigidez a flexión de la pila es muy pequeña, su contribución a reducir la ley de momentos torsores es bastante grande.

Veamos ahora lo que pasa cuando al dintel le impedimos el corrimiento horizontal según el eje Y en los estribos. Como ya establecimos en 2-3, la coacción lateral en los estribos equivale a la puesta en juego del mecanismo de flexión horizontal del dintel. Según sea su rigidez, así será el incremento de rigidez de las pilas a flexión.

Para determinar su importancia hemos obtenido las leyes de momentos torsores en los casos de vinculación 2 y 3, con coacción lateral en los estribos o sin coacción, y sus resultados aparecen en las figuras 4-c y 4-d.

Como vemos, la reducción de los momentos torsores es tanto mayor cuanto más próximos estamos a los estribos, y esto es claro, pues las pilas incrementan su rigidez cuanto menor es la flecha horizontal del dintel en su coronación. Por otro lado, la eficacia de este mecanismo es tanto mayor cuanto menor sean las rigideces de las pilas, y llega a anularse en el caso de vinculación tipo 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

5. PUENTES CURVOS

Para estudiar el comportamiento de un puente curvo continuo apoyado a flexión y torsión en las pilas intermedias y apoyado a flexión y empotrado a torsión en los estribos, hemos elegido el caso de tablero de 80 m de radio, y lo hemos solicitado a una carga uniforme de 900 kg/m² colocada en el tercer vano y descentrada como indica la figura 5-a.

Esta carga la descomponemos en sus dos componentes, representada en la figura 5-b. La carga *a* es un par torsor uniformemente repartido de 11,25 m t por metro lineal, y la carga *b* es una acción vertical de 4,5 t/m l. Primero para la carga *b* y luego para la *a* obtenemos las leyes de momentos flectores y torsores en el dintel.

En la figura 5-d representamos la ley de momentos flectores, y vemos que aunque el puente es curvo para las cargas verticales centradas la ley de momentos flectores es prácticamente igual a la que se obtendría si el puente fuese recto. En la figura 5-c representamos las leyes de momentos torsores, y vemos que para la carga vertical centrada es muy pequeña.

Es decir, la actuación de la carga centrada produce unos esfuerzos de flexión y torsión similares a los del puente recto.

Pero veamos qué efecto produce el par torsor correspondiente al descentramiento de la carga. Como vemos, en la figura 5-d la ley de momentos flectores que produce es muy importante, bastante mayor que la que produce la carga vertical en toda la longitud del dintel, salvo en el vano directamente cargado y además esta ley puede ser contraria —momentos negativos en toda la longitud del dintel en lugar de positivos— si la carga actúa en la otra mitad del vano.

La ley de momentos torsores que produce (fig. 5-c) es muy importante, mucho mayor que la de la carga centrada, pero menor que la que se produciría si el puente fuese recto (curva *c*).

Por tanto, la solicitación de torsión al producir giros según el eje longitudinal, introduce desplazamientos verticales de cada uno de los puntos del puente debido a su curvatura en planta, estos desplazamientos provocan la reacción de las pilas y la puesta en marcha del mecanismo de flexión. De hecho, en el ejemplo que hemos estudiado la solicitación total de torsión es de 270 m t, de los cuales 119,5 son resistidos por los momentos torsores en los estribos, y el resto, por el par que forman entre sí las reacciones de las pilas.

Este efecto es tanto más importante cuanto mayor sea la curvatura en planta del puente.

De este ejemplo sacamos dos consecuencias muy importantes para conocer el comportamiento de puentes curvos apoyados en pilas y ambas proceden de la importancia de la solicitación a torsión y la gran sensibilidad que tienen a este tipo de solicitación. La primera es que los momentos torsores que se producen en el puente son menores de los que se producen en un puente recto bajo la misma solicitación. La segunda es que la solicitación de torsión produce unos momentos flectores a lo largo de todo el dintel del mismo orden de magnitud de los que produce la carga vertical.

En la figura 6 volvemos a comprobar claramente estas propiedades. Al tablero de 80 m de radio le solicitamos con la misma carga vertical, pero con pares torsores uni-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

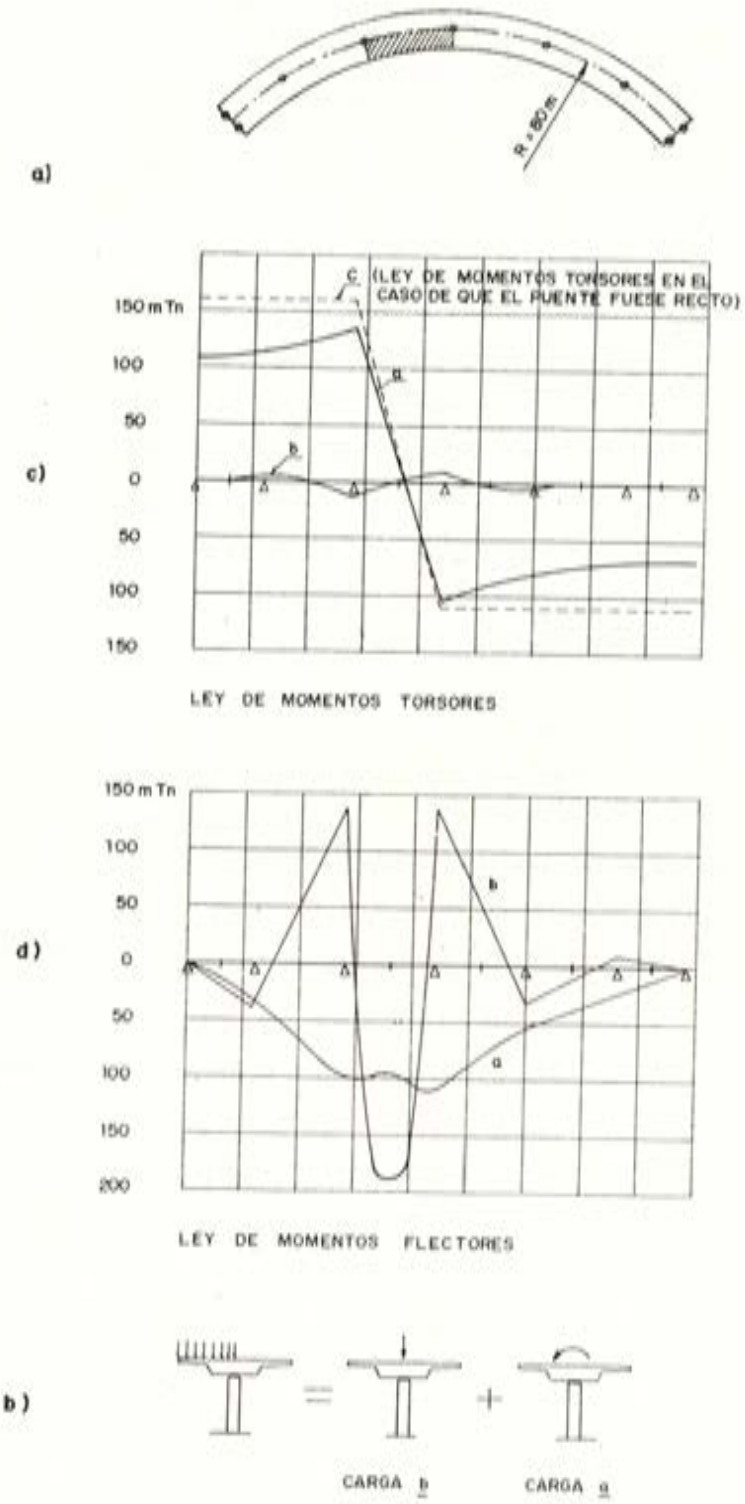


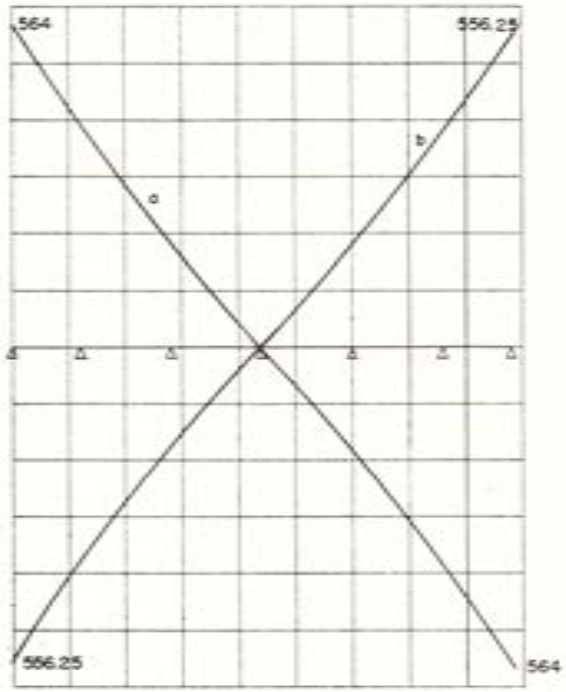
Figura 5.

formemente repartidos de distinto signo. Las leyes de momentos flectores bajo una y otra carga las representamos en la figura 6-3. Como se ve, una carga da momentos negativos en todo el puente, mientras que otra los da positivos. A fin de cuentas la ley de

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

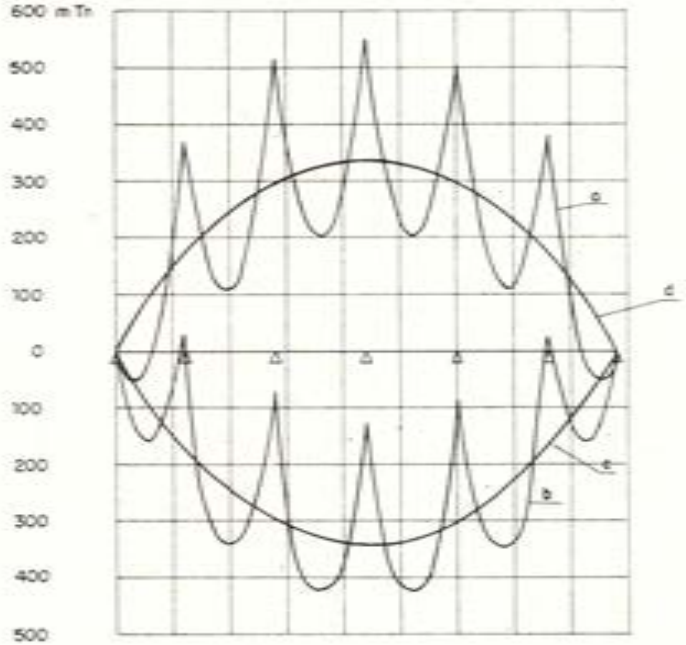
VARIACION DE LAS LEYES DE MOMENTOS FLECTORES O TORSORES, SEGUN SE CARGUE UN LADO U OTRO DEL TABLERO (R = 80 m)

Figura 6-1.



LEY DE MOMENTOS TORSORES

Figura 6-2.



LEY DE MOMENTOS FLECTORES

c y d = leyes de momentos flectores producidos por la solicitación de torsión.

Figura 6-3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

momentos flectores viene a ser la oscilación de la ley que se obtendría si el puente fuese recto sobre las curvas *c* y *d*, que no son sino las leyes de momentos flectores obtenidos por la ley de pares torsores de carga.

5.1. Evolución de las leyes de momentos flectores y torsores cuando se varía la rigidez a torsión del dintel.

Siguiendo con el mismo dintel de radio igual a 80 m y con las mismas vinculaciones en los apoyos que los descritos en el apartado anterior veamos cómo se comportan los esfuerzos cuando variamos la rigidez a torsión del dintel.

La variación de rigidez se puede conseguir cuando cambiamos la forma de la sección transversal, bien porque reducimos o aumentamos el área interior del cajón, bien porque utilizamos secciones T en lugar de cajones.

Pero también puede variar la rigidez a torsión cuando bajo la actuación de la carga se produce la fisuración al hormigón. Como sabemos por la experimentación de Leonhard, la rigidez a torsión varía rápidamente con el valor del momento torsor que solicita la sección.

Tanto por uno u otro procedimiento podemos reducir la rigidez a torsión conservando aproximadamente la de flexión. Veamos qué efectos produce.

En la figura 7 representamos las leyes de momentos flectores y torsores de una misma estructura cuando se le solicita con una carga uniforme y descentrada, pero cuando su rigidez torsional es la propia de la sección transversal que estudiamos, 1/4 de esta rigidez o 1/16 de la misma.

En la figura 7-1 vemos la evolución de las leyes de momentos torsores, que se reducen a medida que disminuye la rigidez torsional.

En la figura 7-2 tenemos la evolución de las leyes de momentos flectores que aquí, por el contrario, aumentan y este aumento es tan importante que el momento máximo llega a duplicarse cuando la rigidez a torsión es 1/16 de la normal.

Lo que ocurre es que la falta de rigidez a torsión tiene que suplirse a base de la rigidez a flexión y el par torsor total equilibrarse en su mayor parte por el par que forman entre sí las reacciones de las pilas.

Esta consecuencia puede tener gran importancia, pues si nosotros suponemos que la ley de momentos flectores y torsores en el puente va a ser la correspondiente a las rigideces normales, cuando el puente se fisure bajo el efecto de los momentos torsores, estos disminuirán, pero empezarán a aumentar los flectores.

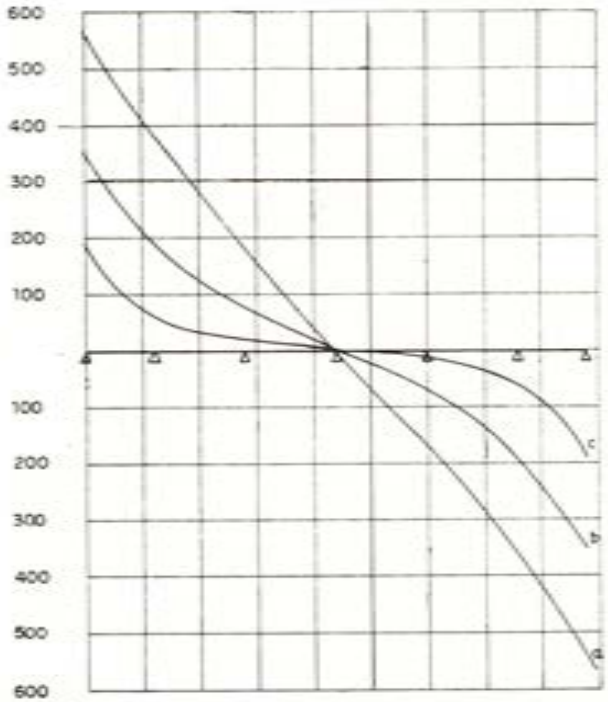
En la figura 7-3 representamos la variación del momento flector y torsor máximos cuando variamos la rigidez a torsión respecto a la normal (es pura coincidencia que el momento flector y el momento torsor sean iguales para el caso de rigidez a torsión normal).

5.2. Evolución de las leyes de momentos flectores y torsores cuando se varía la rigidez a torsión de la vinculación de las pilas con el dintel.

En el apartado anterior hemos visto cómo se comporta el dintel cuando la rigidez

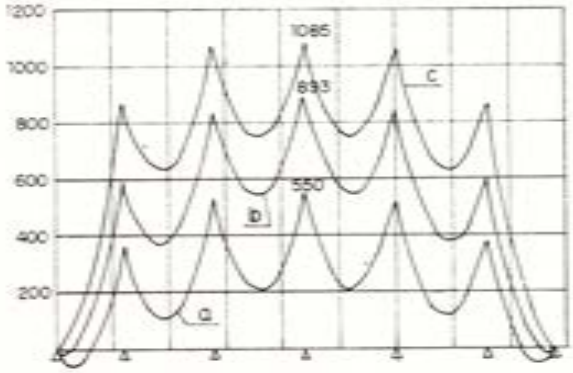
Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025



LEY DE MOMENTOS TORSORES

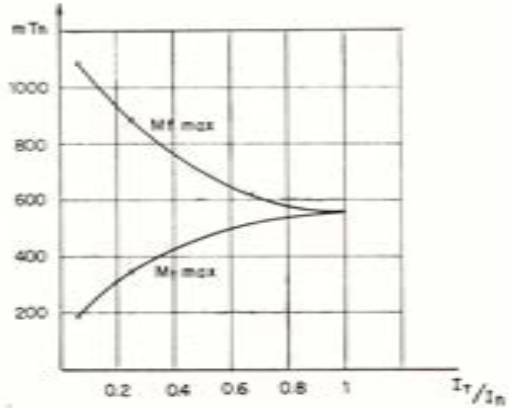
Figura 7-1.



LEY DE MOMENTOS FLECTORES

Figura 7-2.

Figura 7-3.



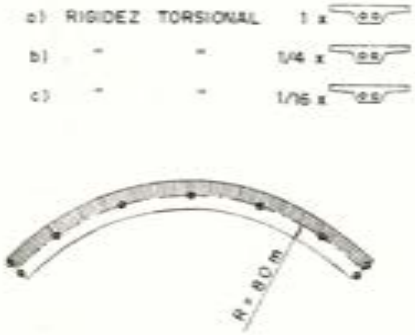
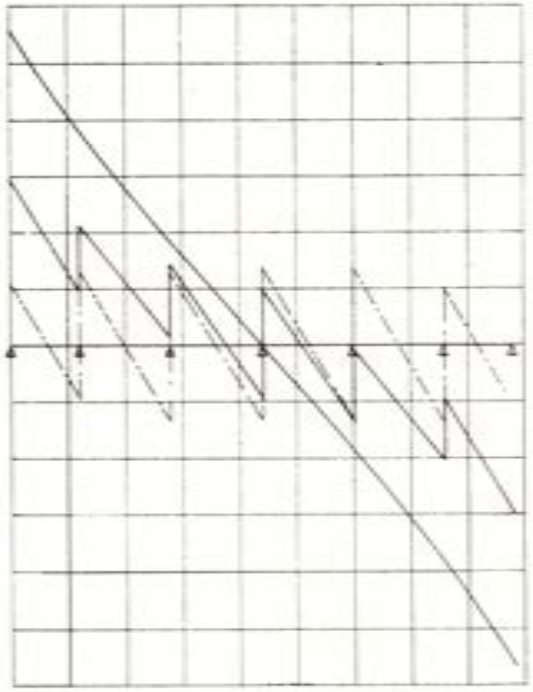
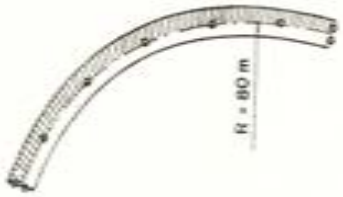


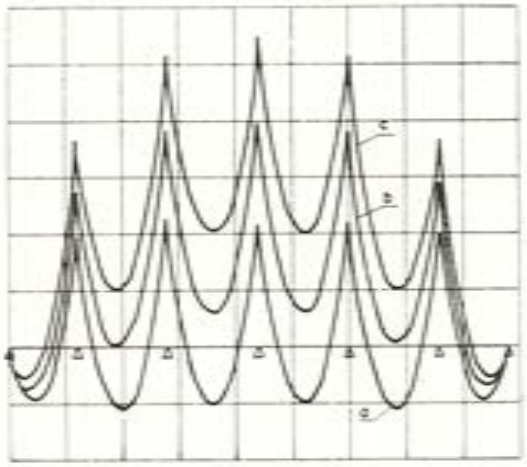
Fig. 7. — Evolución de las leyes de momentos flectores y torsores cuando se reduce la rigidez torsional del dintel.



LEY DE MOMENTOS TORSORES

Figura 8-1.





LEY DE MOMENTO FLECTORES

Figura 8-2.

EMPOTRAMIENTO A LA TORSION
APOYO A LA FLEXION

Figura 8-3.

Fig. 8. — Evolución de las leyes de momentos flectores y torsores cuando se cambia la rigidez del empotramiento a la torsión en las pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

propia del dintel a torsión disminuye. Veamos ahora qué pasa cuando al dintel lo empotramos más o menos a torsión en las pilas.

En este caso comparamos las leyes de momentos torsores y flectores cuando el dintel se apoya sobre las pilas (caso *a*), cuando lo empotramos a torsión sobre pilas cilíndricas de 6 m de altura (caso *b*), y cuando lo empotramos a torsión sobre pilas rectangulares de 4×1 (caso *c*). En estos tres casos la vinculación a flexión es de apoyo simple por estar apoyadas las pilas sobre aparatos deslizantes.

En la figura 8-1 aparecen las leyes de momentos torsores, y en la figura 8-2 la de momentos flectores. Y vemos que cuanto mayor es la rigidez del empotramiento a torsión tanto menor es la ley de momentos torsores y tanto más se aproxima la ley de momentos flectores a la correspondiente al puente recto.

Vemos aquí cómo al recoger la torsión en las pilas y no transmitirse deja de produ-

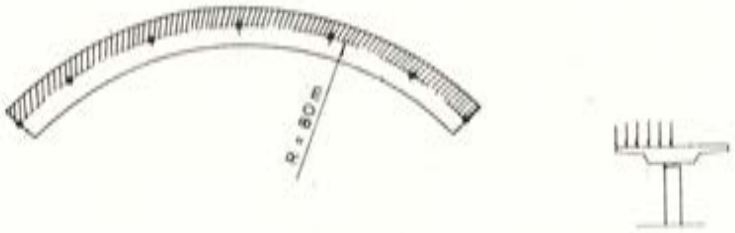
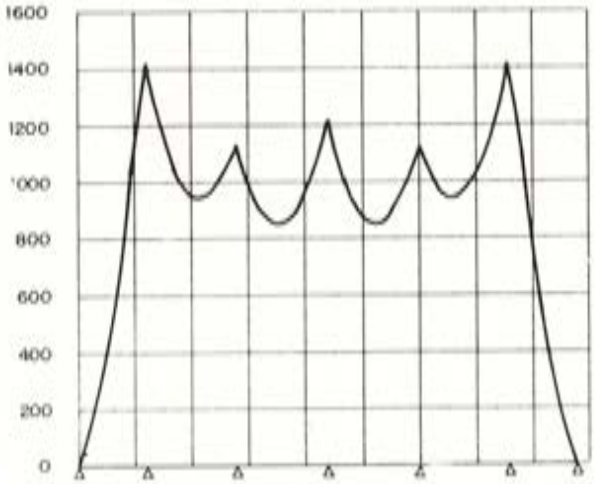


Figura 9-1.

LEY DE MOMENTOS TORSORES

Figura 9-2.



LEY DE MOMENTOS FLECTORES

Figura 9-3.

Fig. 9. — Caso de dintel apoyado a torsión y flexión en pilas y estribo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

cir los momentos flectores complementarios que sacaban a la ley del puente recto de su posición normal (fig. 8-3).

Si en lugar de aumentar la rigidez a torsión de la vinculación la disminuimos dejando el puente apoyado en todos los soportes incluido el estribo obtenemos una ley de momentos torsores muy pequeña (fig. 9-2) y una ley de momentos flectores enorme (fig. 9-3).

6. INFLUENCIA DE LA CURVATURA EN PLANTA

6.1. Comparación entre las leyes de momentos flectores y torsores cuando en el puente con vinculación de apoyos tipo 1 se varía el radio de curvatura en planta.

En el punto 5 hemos estudiado el comportamiento del puente curvo y hemos visto cómo la curvatura en planta, además de reducir los momentos torsores, introduce una flexión complementaria de gran importancia como consecuencia de que la solicitación de torsión produce momentos flectores en el dintel.

Como era de esperar, éstos momentos flectores son tanto mayores cuanto mayor es la curvatura, lo que se comprueba en la fig. 10. Para la ley de cargas que aparece en 10-1 se representan las leyes de momentos flectores y torsores (figs. 10-2 y 3).

	Momento torsor máx.	Momento flector máx.
Radio ∞	742,47 m t	221 m t
Radio 200 m	705,31 m t = 0,95 R ∞	395 m t = 1,78 R ∞
Radio 80 m	564,25 m t = 076 R ∞	550 m t = 2,48 R ∞

Como se ve, la escalada de las leyes de momentos flectores es mucho mayor que la disminución de la ley de momentos torsores.

En la figura 11 representamos las leyes de momentos flectores y torsores para el caso de 200 m de radio en figura similar a la que obtuvimos para el caso de 80 m de radio (figura 6). Si comparamos ambas figuras podemos ver cómo mientras que el momento flector máximo producido por la solicitación de torsión es de 180 m t en el caso de $R = 200$ m, este valor es de 340 m t en el caso de $R = 80$ m (fig. 12).

6.2. Comparación de las leyes de momentos flectores máximos y mínimos debidos a la sobrecarga cuando varía el radio de curvatura en planta.

En la figura 13 representamos la comparación entre los momentos flectores máximos y mínimos cuando varía la curvatura en planta. Radios, 80, 200 e infinito.

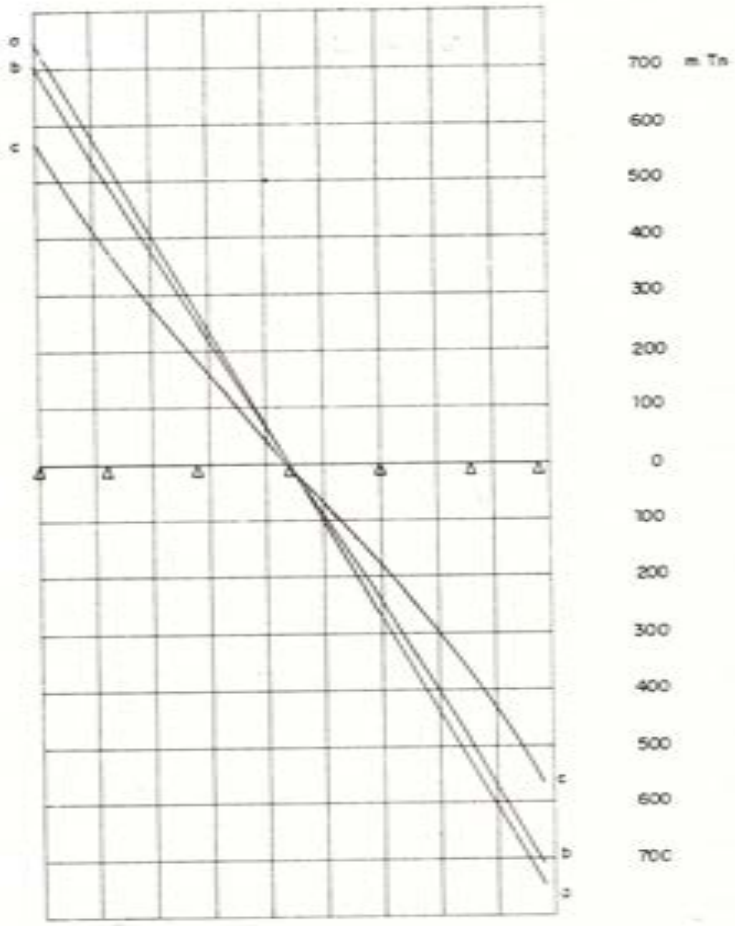
Estas leyes de momentos flectores no son exactamente la de los máximos y mínimos, ya que fijábamos las cargas actuando en un semivano longitudinal completo y con los valores obtenidos en el cálculo de cada una de las hipótesis de carga, las combinábamos para obtener los máximos y mínimos.

En estas leyes podemos comprobar:

1.º Que la oscilación en los momentos flectores es tanto mayor conforme aumenta la curvatura.

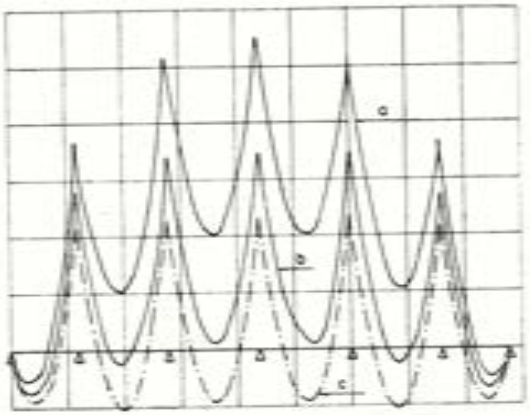
Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025



LEY DE MOMENTOS TORSORES

Figura 10-2.



LEY DE MOMENTOS FLECTORES

Figura 10-3.

a) Radio de curvatura ∞

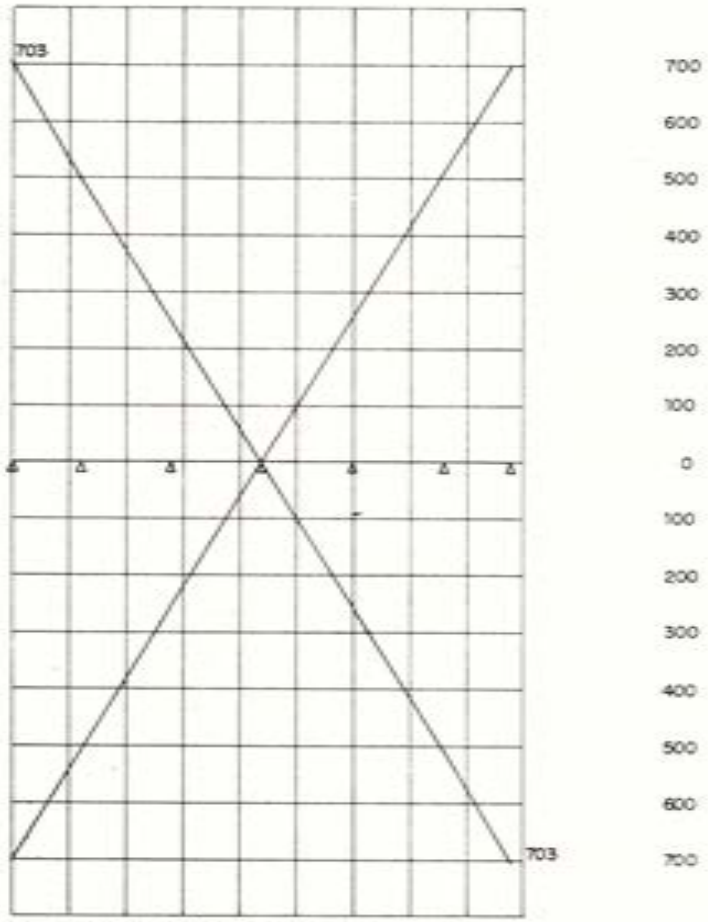
b) " " " 200 m

c) " " " 80 m

Figura 10-1.

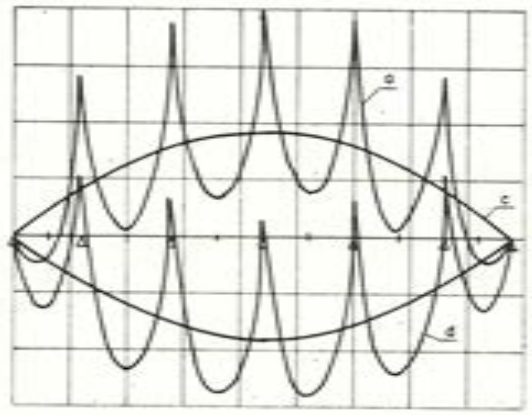
Fig. 10. — Variación de las leyes de momentos flectores y torsores cuando varía la curvatura en planta.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025



- LEY DE MOMENTOS TORSORES DEBIDO AL MOMENTO TORSOR
- LAS TORSIONES DEBIDAS A LA CARGA VERTICAL SON DEL ORDEN DE 2 m Tn.

Figura 11-2.



LEY DE MOMENTOS FLECTORES

Figura 11-1.

c y d = leyes de momentos torsores producidas por la solicitación de torsión.

Figura 11-3.

Fig. 11. — Variación de la ley de momentos flectores y torsores, según se cargue a un lado u otro del tablero (R = 200 m).

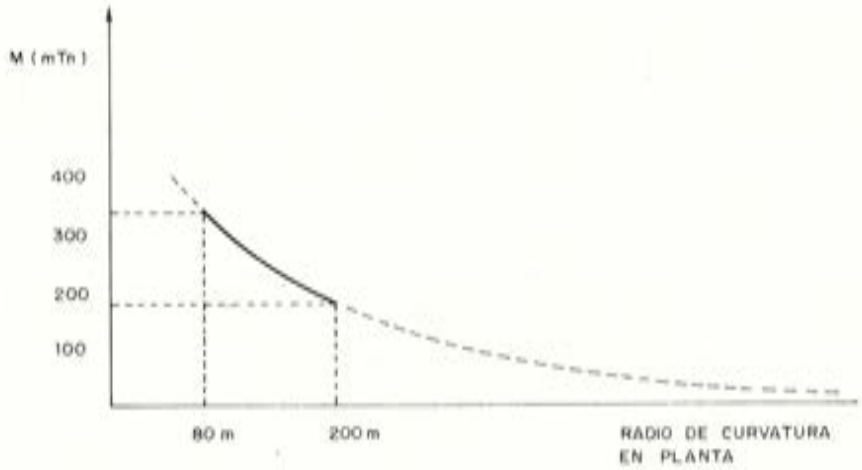


Fig. 12. — Máximo momento flector producido por una solicitación torsora de 11,25 m/Tm cuando varía el radio de curvatura en planta del dintel.

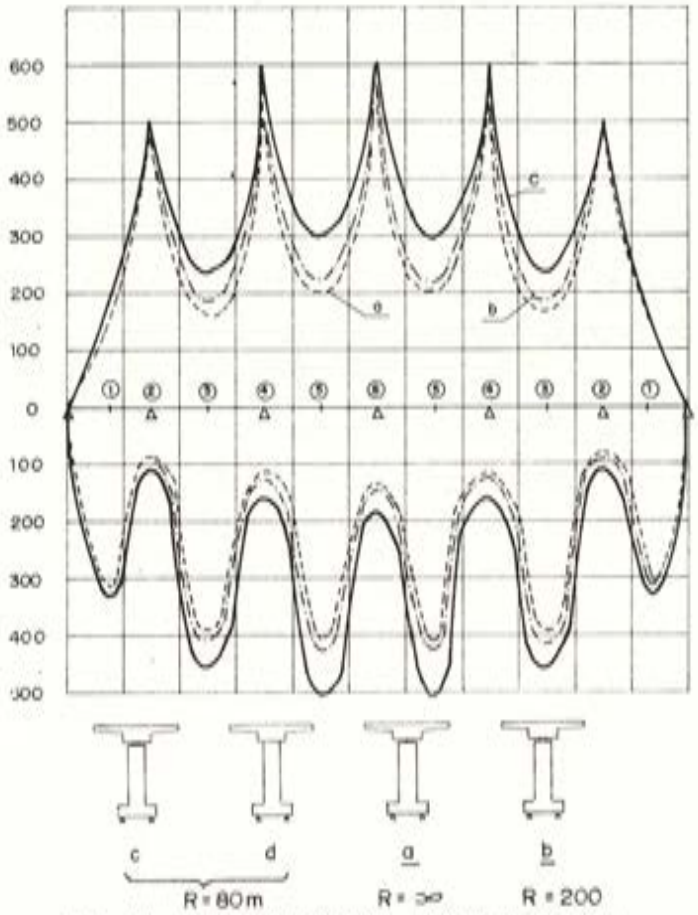


Fig. 13. — Momentos flectores máximos y mínimos.

2.º Que no en todas las zonas del dintel la variación de la oscilación es igual, sino que es mucho más acentuada en aquellas zonas que están más alejadas de los estribos (en donde se empotra el dintel a torsión).

3.º Que cuando la vinculación de las pilas con el dintel es de empotramiento a

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

torsión la oscilación entre los momentos flectores máximos y mínimos disminuye mucho (ver cuadro, casos *c* y *d*). De manera que se puede decir que cuando el empotramiento a torsión es realmente eficaz, como corresponde al caso de las pilas de 4 m de canto, la oscilación que se verifica en el puente de 80 m de radio es igual al que se realiza en el caso de puente recto:

CUADRO 1. — *Relación entre los valores máximos y mínimos de cada caso de variación de la curvatura con los que se obtienen en el caso del puente recto.*

Puntos	1	2	3	4	5	6
R = ∞ → *a*)	1	1	1	1	1	1
R = 200 → *b*)	1,019	1,036	1,075	1,035	1,042	1,009
R = 80 → *c*)	1,055	1,094	1,229	1,131	1,293	1,11
R = 80 → *d*)	1,011	1,012	1,023	1,012	1,006	1,013

La razón de esta mayor oscilación de los momentos de la sobrecarga la volvemos a encontrar, en lo ya tantas veces expuesto y es la influencia que la curvatura del dintel tiene en la magnitud de los momentos flectores producidos por los pares torsores exteriores. De manera que en el caso de los puentes curvos los momentos flectores máximos positivos no corresponde a situaciones de carga actuando sobre vanos completos alternados, sino que hay que partir siempre de actuaciones de la sobrecarga en semivanos, dado que los pares torsores contrarios que se producen según carguemos un lado u otro del puente, pueden invertir el signo del momento frector de la carga vertical.

La importancia de la oscilación de los momentos flectores máximos es de capital importancia si consideramos que estamos tratando de puentes pretensados y la cantidad de pretensado que es necesario colocar en un dintel depende no sólo del valor de los flectores máximos, sino también de la amplitud de su oscilación.

7. RELACION ANCHO-LUZ

Como sabemos, la relación ancho-luz de un tablero es una relación fundamental para determinar la eficacia del mecanismo de reparto transversal de cargas. Este mecanismo tiene un significado físico muy claro cuando el tablero está formado por varias vigas. Sabemos que para unas mismas rigideces a flexión y torsión de un tablero la eficacia del mecanismo de reparto aumenta cuando la relación ancho-luz disminuye y disminuye cuando esta relación aumenta.

En los puentes formados por una sola viga cajón el mecanismo de reparto transversal se encuentra representado en la rigidez de la sección a la distorsión, distorsión que tiende a convertir el cajón en dos vigas doble T con trabajos diferentes en las almas de la viga cajón.

En las hipótesis que hemos establecido al principio de este trabajo hemos supuesto

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

que las secciones son lo suficientemente rígidas transversalmente como para que podamos despreciar el efecto de la distorsión. Sin embargo, la relación ancho-luz no deja de tener sentido en el tipo de puentes que estamos estudiando.

Y esto por dos motivos. El primero es que lógicamente, cuando varía el ancho de un puente varían sus características de inercia a flexión y a torsión. En segundo lugar, porque al variar el ancho varía también el par torsor, solicitación que como sabemos es la causa de la particularidad del comportamiento de este tipo de estructuras.

La primera variación, la correspondiente al cambio de las rigideces a flexión y torsión, ya la hemos estudiado cuando en 5 mantuvimos la rigidez a flexión y variamos la rigidez a torsión.

Sabemos, pues, que en este tipo de puentes conviene siempre tener la mayor rigidez a torsión posible con el fin de reducir lo más posible los momentos flectores complementarios correspondientes a la solicitación de torsión.

Con respecto al aumento del par torsor como consecuencia del aumento de ancho nos encontramos con que podemos agotar este tipo de tablero por momento torsor. De hecho esta solicitación es siempre de gran importancia y limita — cuando el puente es un poco largo — con la capacidad última de resistencia a torsión. Un aumento de ancho acerca más la solicitación a la capacidad de resistencia última. Se podría hablar en este sentido de relación ancho/longitud total del puente, en lugar de relación ancho/luz, ya que para la torsión, la luz del puente es la longitud total del mismo, si la vinculación con las pilas es apoyada y el puente recto, y esta misma relación multiplicada por un coeficiente que depende de la curvatura (fig. 10) cuando el tablero es curvo.

El aumento de la solicitación de torsión como consecuencia del incremento de anchura influye también en la amplitud de la ley de momentos flectores, ya que la carga vertical aumenta proporcionalmente al ancho, mientras que el par torsor con el cuadrado del ancho. Además, la parte de la sobrecarga correspondiente al vehículo de 60 t no produce incremento en la cuantía de la carga vertical porque el puente sea más o menos ancho, pero sí la produce en el par torsor respecto al eje.

8. UNION DE TRAMOS RECTOS Y CURVOS

Es muy frecuente encontrarse casos en los que existan tramos rectos y curvos unidos por curvas de transición. Naturalmente, si éstos se desarrollan con radios de curvatura importantes no será posible establecer el puente sobre apoyos simples, pues las longitudes totales serán grandes y podríamos agotar el puente por torsión.

Será necesario ir a apoyos con empotramiento elástico a la torsión, como los que ya hemos visto en los tipos de sustentación 2 y 3. También pueden darse casos especiales en los que la funcionalidad del paso sea tal que permita radios de curvatura muy pequeños y por tanto se pueda establecer la transición entre el puente recto y el curvo dentro de unas longitudes totales no muy grandes.

En cualquiera de estos casos se establece una problemática similar a la ya estudiada en los capítulos 4 y 5. El tramo curvo sirve de acortamiento de la longitud de torsión del puente total (ver fig. 2-4), pero también hace que la variación entre los momentos máximos y mínimos del tramo curvo sean mucho más importantes que los que tendría si estuviese aislado. Esto es debido a que el empotramiento elástico a torsión que repre-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

senta el tramo curvo con respecto a los tramos rectos es fuente de una solicitación exterior de torsión importante sobre él. La variación de las leyes de momentos flectores es por tanto mucho más grande, según hemos visto a lo largo de la exposición del tema.

9. PRETENSADO

Hasta ahora hemos examinado los esfuerzos que produce la actuación de las cargas exteriores, tanto sobre los puentes rectos como los curvos. Veamos ahora qué efectos produce el pretensado, considerándolo siempre simétricamente dispuesto respecto al plano vertical de simetría del tablero.

En el caso de puente recto el cálculo de los esfuerzos producidos por el pretensado no ofrece novedad alguna respecto al pretensado normal de una estructura hiperestática, dado que por ser el pretensado simétrico no existe ningún momento de eje vertical debido a esta acción. Sin embargo, en el caso del tablero curvo el cálculo de los esfuerzos producidos por el pretensado se complica un poco.

En primer lugar tenemos que decir, lo que ya es muy conocido, que en toda estructura isostática los esfuerzos producidos en cada sección por los cables de pretensado coinciden con los que produce la resultante de las cargas de los cables aplicada en el centro de gravedad de los mismos a su paso por la sección. Pero veamos cuáles son sus acciones sobre el hormigón. En la figura 14 representamos el alzado y la planta de una

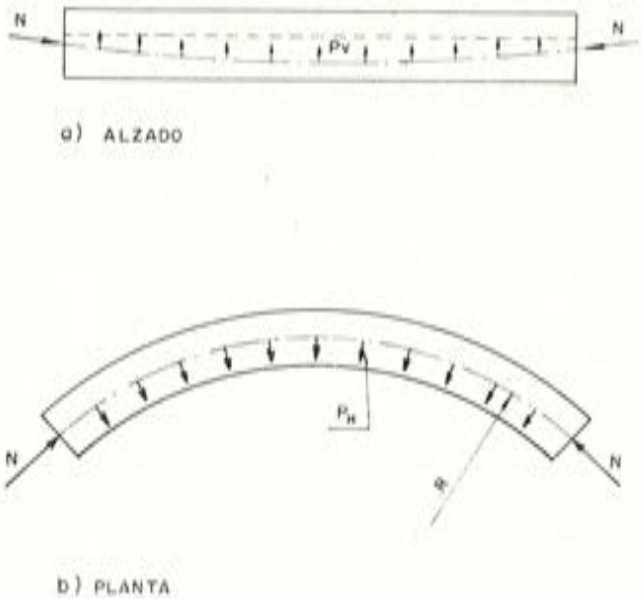


Figura 14.

viga curva isostática. Las acciones que sobre el hormigón produce un cable, o una familia de cables simétricos son:

1.ª Las fuerzas exteriores N situadas en los anclajes. Su valor será igual o diferente según sea el proceso de tesado. Podrán existir fuerzas interiores concentradas en el caso de que algunos cables se anclen en el interior. En principio y para esta exposición suponemos que las pérdidas por rozamiento no existen, aunque

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

a lo largo de la exposición se ve muy fácilmente la posibilidad de tenerlos en cuenta.

2.ª Las fuerzas P_v situadas en el cilindro vertical que pasa por el eje de la viga. Su valor es igual a:

$$P_v = \frac{N}{R_v}$$

siendo N la carga del pretensado y R_v el radio de curvatura vertical del cable en cada punto.

3.ª Las fuerzas horizontales P_H situadas en el punto de paso del cable en cada sección. Su valor es igual a:

$$P_H = \frac{N}{R}$$

siendo R el radio de curvatura en planta de la viga.

Si trasladamos estas acciones a la línea de centros de gravedad de la viga las fuerzas se convertirán en las que se representan en la figura 15.

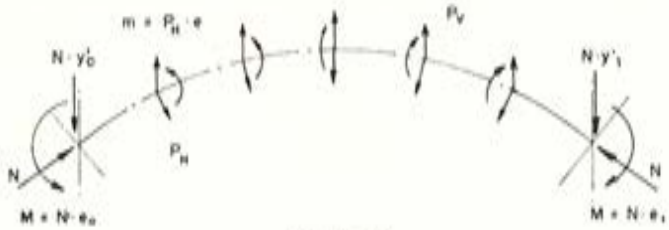


Figura 15.

Las acciones nuevas que aparecen son los pares torsores m que corresponden a la traslación de las fuerzas P_H desde su localización en los puntos del cable hasta la línea de centros de gravedad.

Para calcular los esfuerzos en una estructura isostática no hace ninguna falta determinar el valor de las acciones que produce el pretensado sobre la viga, pues con tal de conocer la forma del cable y su potencia tenemos los esfuerzos. Pero sí la estructura es hiperestática sí, ya que las deformaciones que producen esas acciones están coaccionadas por las vinculaciones de apoyo y aparecerán por tanto momentos hiperestáticos que cambiarán la posición del paso de las fuerzas de pretensado en cada sección.

El cálculo de los esfuerzos producidos por la solicitación de pretensado en un tablero curvo hiperestático será el obtenido en la estructura cuando la solicitamos por las fuerzas de la figura 15.

Sin embargo, la determinación de dichas fuerzas no es simple, como es el caso de la obtención de las fuerzas P_v, ya que para ello necesitamos determinar primero el radio de curvatura vertical del cable en cada punto. Pero podemos evitar esta determinación si aplicamos el siguiente procedimiento, que es muy útil y de fácil aplicación cuando utilizamos el ordenador.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Supongamos un elemento diferencial de la viga — supuesta recta — AB y en ella la actuación de un cable. Las fuerzas a que da lugar dicho cable aparecen en la figura 16-b.

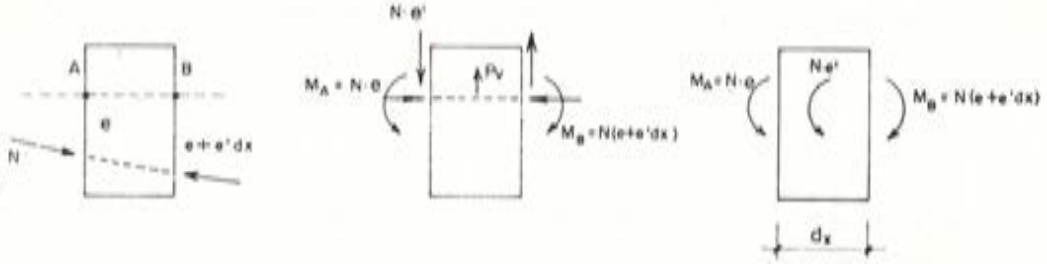


Figura 16.

Sin embargo, el equilibrio de momentos lo podemos obtener si en lugar de aplicar las fuerzas $N \cdot e'$ y P_v aplicamos al elemento $d\,x$ un par flector uniformemente repartido e igual a:

$$\frac{M_B - M_a}{d\,x} = N \cdot e' = m_F \qquad \text{(fig. 16, c)}$$

Entonces si nosotros dividimos la estructura en un número grande de secciones (figura 17) la precisión del sistema estriba en el número de partes en que se divida y en

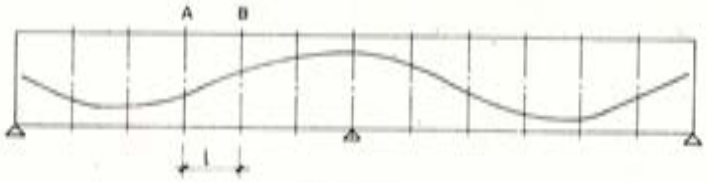


Figura 17.

cada una de las secciones obtenemos el momento isostático $M = N \cdot e$, no tenemos más que solicitar a la viga por los pares exteriores correspondientes a las fuerzas de anclaje y a unos pares de momentos exteriores entre cada dos secciones e iguales a $m\,F = \dfrac{M_B - M_A}{l}$ para obtener las mismas condiciones de deformaciones de giro de la viga que las que ob'endríamos aplicando las fuerzas P_v.

La obtención de momentos hiperestáticos es entonces inmediata y no hay más que añadírselos a los isostáticos para obtener el paso real de cada cable en cada sección. Realmente lo que hemos hecho por este procedimiento es sustituir el cable curvo por una poligonal que se ceñirá tanto más al cable real cuanto mayor sea el número de secciones.

En el caso de que el puente sea curvo el procero a realizar con los momentos flectores es el mismo, pero será necesario añadir en cada tramo unos pares torsores $m_T = P_H \cdot e = \dfrac{N}{R} \cdot e$, en donde e es la excentricidad del cable medio en el tramo que se considera (fig. 15).

Fijémonos que el par torsor m_T es la componente vectorial necesaria para convertir $\vec{M}_A$ (fig. 18) en $\vec{M}_B$:

$$\vec{M}_A + \vec{m}_T = \vec{M}_B$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 18.

A este planteamiento se nos podría objetar que al no haber, generalmente, coincidencia entre la línea de centros de gravedad y la línea de centros de esfuerzos cortantes en el puente, la actuación de las fuerzas P_H en la línea de centros de gravedad producirá giros de torsión en la estructura, y por tanto, será necesario añadir un par torsor complementario y uniformemente repartido en cada tramo que sea igual a $P_H \cdot y_0$, en donde y_0 es la distancia entre ambas líneas.

Sin embargo, esto no es cierto por la siguiente razón. En todo este cálculo, estamos obteniendo únicamente las defomaciones de giro del tablero y no hemos considerado las deformaciones axiles correspondientes al pretensado por suponer que no existe coacción a los movimientos horizontales del dintel.

Si obtuviésemos, como se debe, la acción de las fuerzas P_H sobre la línea de esfuerzos cortantes deberíamos añadir el efecto que sobre esa línea produce la componente axil del pretensado N. Si establecemos el equilibrio de momentos en la dirección de m_T y en la línea de esfuerzos cortantes de la figura 19 tendremos:

$$(M + N \cdot y_0)\, d\varphi + P_H (e - y_0) \cdot R\, d\varphi = 0$$

$$\left(\frac{1}{R} \cdot M + P_H \cdot e\right) + \left(\frac{N}{R} - P_H\right) y_0 = 0$$

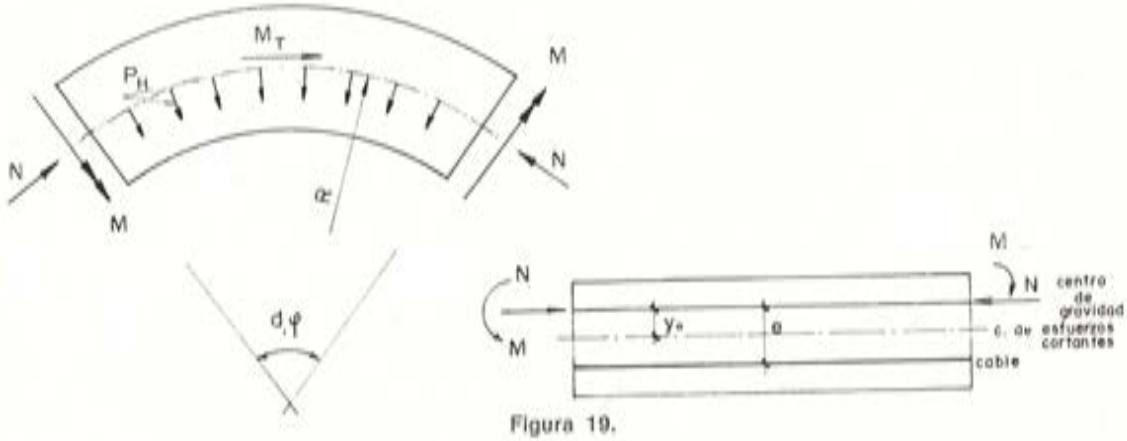


Figura 19.

En el término del segundo paréntesis vemos que el par torsor complementario $P_H \cdot y_0$ que sería necesario introducir si tomásemos momento respecto a la línea de esfuerzos cortantes está contrarrestada por:

$$\frac{N}{R} \cdot y_0 \equiv P_H \cdot y_0$$

que es el efecto del esfuerzo axil.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Por tanto, para calcular la actuación del pretensado en una estructura curva hiperestática que tenga libertad de deformación en el plano horizontal será bastante con introducir las siguientes acciones:

1.ª Momentos flectores puntuales correspondientes a los anclajes de pretensado y en las secciones donde se encuentran.

Puede tenerse en cuenta el efecto de las pérdidas de pretensado sin más que obtenerlas previamente (como en todos los casos, las pérdidas de rozamiento se pueden calcular y las de fluencia y retracción es necesario estimarlas para su posterior comprobación).

2.ª Pares flectores uniformemente repartidos en cada uno de los tramos en que se subdivide la viga e iguales a la diferencia de los momentos flectores isostáticos entre las secciones extremas de ese tramo divididas por la longitud del mismo:

$$m_F = \frac{M_B - M_A}{l} = \frac{N_B \cdot e_B - N_A \cdot e_A}{l}$$

3.ª Pares torsores uniformemente repartidos en cada tramo e iguales:

$$m_T = \frac{\dfrac{N_B + N_A}{2} \cdot \dfrac{e_B + e_A}{2}}{R}$$

donde e_B y e_A son las excentricidades respecto a la línea de centros de gravedad del cable.

Más precisión se obtiene si en lugar de someter a un par uniformemente repartido se le somete a una ley trapecial cuyo valor en el principio del tramo es:

$$\frac{N_A \cdot e_A}{R}$$

y el valor en final del tramo es:

$$\frac{N_B \cdot e_B}{B}$$

En el caso en que el puente tuviese coaccionados sus movimientos horizontales sería necesario obtener las deformaciones axiles debidas a la compresión centrada del pretensado, que como se sabe tiene como dirección del movimiento isostático el radio vector que une el punto en cuestión con aquel que se supone fijo del dintel, radio vector que no coincide con la tangente a la directriz del dintel en ese punto y por tanto en los puntos de contacto con estribos o pilas coaccionadas se producirán reacciones hiperestáticas.

Con respecto a los resultados de momentos torsores producidos por el pretensado en este tipo de puentes podemos decir después de la argumentación hecha anteriormente que los momentos que produce son muy pequeños comparados con los obtenidos por la sobrecarga descentrada. Su orden de magnitud es similar a los obtenidos por la carga vertical centrada, ya que aunque, como hemos visto, una parte de la solicitación de preten-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

sado es una ley de partes torsores, para la cual este tipo de puentes tiene una gran sensibilidad, también hemos visto que su misión no es otra que la de hacer que el efecto de pretensado sea la flexión en cada sección. Es decir, el pretensado es una solicitación simétrica en el puente y las leyes de momentos torsores se deben exclusivamente al efecto hiperestático longitudinal.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

1. Este tipo de puente intenta ser una respuesta adecuada a la materialización de los nudos de carreteras. Como caso particular del anterior creemos que también es muy adecuado para puentes oblicuos, curvos, etc.

2. Las características geométricas de este tipo de puentes son:
   — Dintel continuo con sección cajón, más o menos aligerada.
   — Pilas cilíndricas.
   — La vinculación entre las pilas y el dintel es de apoyo simple o empotramiento.

3. Es un tipo de estructura que trabaja predominantemente a torsión. Es su esfuerzo más característico y el funcionamiento de la sección cajón del dintel.

4. Cuando la vinculación entre pilas y dintel es de apoyo simple, la longitud del tablero está limitada por los momentos de torsión. En el caso de empotramiento a torsión de las pilas con el dintel los momentos torsores disminuyen mucho y esta reducción es tanto mayor cuanto mayor es la rigidez de las pilas.

5. La coacción lateral del dintel en los estribos equivale a un incremento de la rigidez de las pilas. Las que están próximas a los estribos se benefician más de esa coacción que las centrales debido a la menor flecha horizontal que toma el dintel en esta zona.

6. En el caso de trazado curvo en planta el puente se comporta.

   a) Para cargas simétricas — simetría respecto al eje longitudinal del puente — prácticamente igual que si el puente fuese recto, pues los momentos flectores no difieren mucho entre sí y los momentos torsores son muy pequeños.

   b) Para la actuación de pares torsores — pares que no son sino la componente del descentramiento de la carga — el mecanismo de resistencia que se produce es doble.

      1.º La rigidez a torsión del tablero, que depende de la inercia torsional y de la longitud del tablero.

      2.º La rigidez a flexión del tablero. Bajo la actuación de pares torsores se producen giros según el eje del dintel. Estos giros determinan flechas verticales en todos los puntos del tablero como consecuencia de su trazado curvo en planta. Las flechas ocasionan las reacciones de las pilas y por tanto la puesta en marcha del mecanismo de resistencia por flexión.

7. La participación de cada uno de estos dos mecanismos en la resistencia de los pares torsores exteriores depende de la relación entre las inercias a flexión y torsión y de la magnitud de la curvatura en planta.

8. El mecanismo de torsión es tanto más eficaz cuanto mayor es la rigidez a torsión

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

y cuanto menor es la curvatura en planta. Como caso límite tenemos el caso del puente recto, en el que solamente actúa el mecanismo de torsión.

9. El mecanismo de flexión es tanto más eficaz cuanto mayor es la curvatura del puente, mayor su inercia a flexión y menor su inercia torsional.

10. Debido a este mecanismo aparecen momentos flectores en el dintel debidos a la carga torsora, que son del mismo orden de magnitud que los que produce la carga vertical en aquellos casos en que la curvatura es grande. Además, estos momentos flectores pueden ser positivos o negativos, según sea el signo de la carga torsora.

11. Como consecuencia de esta propiedad, la oscilación de los momentos flectores máximos y mínimos es tanto mayor cuanto mayor sea la participación del mecanismo de flexión. Esta consecuencia es especialmente desfavorable para la cantidad de cables de pretensado que es necesario disponer en el dintel.

12. La pérdida de rigidez a torsión que se verifica como consecuencia de la fisuración del cajón a torsión, trae como consecuencia una disminución de los momentos torsores de solicitación, pero también un incremento de los momentos flectores.

13. El empotramiento elástico a torsión del dintel sobre las pilas reduce los momentos torsores y la amplitud de los flectores. Este efecto es tanto mayor cuanto mayor es la rigidez de las pilas.

14. Un incremento en la relación ancho/luz supone un incremento de la solicitación de torsión mayor que la carga vertical, pues mientras ésta aumenta proporcionalmente al ancho, aquélla lo hace con su cuadrado. Por tanto, los efectos producidos por la torsión son mayores.

15. La acción de las fuerzas de pretensado no ofrece más novedad que el de los pares torsores, que son necesarios aplicar a lo largo de la viga. Sin embargo, estos pares no producen momentos torsores de consideración, ya que su misión es ir acoplando los flectores a la directriz curva de la viga.

    El pretensado es una solicitación simétrica, y, por tanto, su efecto es similar —aunque contrario— a la actuación de la carga vertical simétrica.

16. Desde el punto de vista económico podemos decir, sin lugar a dudas, que este tipo de puentes es generalmente más caro que aquellos otros en los que la rigidez transversal de las pilas sea tal que pueda considerarse al dintel como empotrado a torsión. Este incremento de costo se debe a la mayor cuantía de armadura pasiva necesaria para resistir los momentos torsores y a la mayor cantidad de cables de pretensado que es necesario disponer para salir al paso de la oscilación de los momentos flectores máximos y mínimos.

17. Cuanto mayor es la curvatura, mayor es el costo, pues si bien existe una reducción de los momentos torsores, el aumento de la oscilación de los flectores es bastante mayor.

EJEMPLOS

Para finalizar vamos a mostrar unos cuantos puentes de este tipo que hemos proyectado y construido en estos cinco últimos años.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

DISTRIBUIDOR DE ILDEFONSO CERDA (BARCELONA)

El distribuidor de Ildefonso Cerdá tiene como misión establecer el cruce del Primer Cinturón de Barcelona con la arteria principal, que une el centro de la ciudad con el aeropuerto de Prat de Llobregat y los enlaces entre ambas vías.

Para ello, se han dispuesto tres pasos superiores sobre la autopista que va al Aeropuerto, de los cuales los números 2 y 3 establecen en cruce, mientras que el número 1 establece la comunicación del cinturón con la autopista del Aeropuerto (fig. 20).

Planteamiento general de los pasos.

Con el fin de evitar la confusión que producen siempre la superposición visual de las pilas en pasos superiores que se cruzan y tienen distintas oblicuidades, decidimos simplificar aquéllas al máximo, acompañadas de dinteles también muy simples. Adoptamos por ello las características propias de los puentess de que trata este trabajo, es decir, pilas cilíndricas y dinteles continuos de sección cajón con voladizos transversales. La vinculación entre pilas y dintel fue la de simple apoyo.

En los pasos 2 y 3 eliminamos las pilas en la mediana de la autopista del Aeropuerto, no así en el paso 1, que debido a la gran oblicuidad del cruce produciría una luz de 61 m, lo cual nos hubiese obligado a disponer un dintel de grandes dimensiones, que eliminaría la condición básica inicial de obtener la máxima transparencia del cruce. Además, la pila, por ser de dimensiones muy pequeñas —1,2 m de diámetro—, quedaba perfectamente encajada en la mediana sin producir el más mínimo obstáculo (fig. 21).

Paso 1 (descripción).

Es el más importante de los tres. Tiene una longitud total de 162 m, distribuidos en seis vanos con luces de $25 + 36 + 25{,}18 + 3 \times 25$ m. La alineación en planta es curva, con radio de 180 m, lo que produce un peralte transversal del 4 por 100. La anchura del puente es de 9 m y el canto medio es 1,3 m.

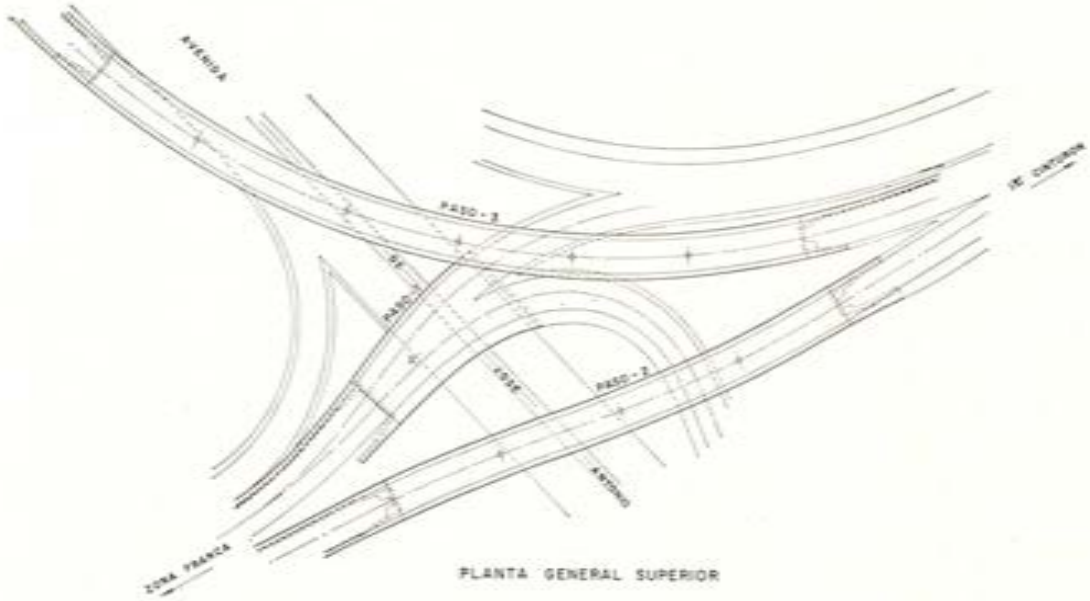
Como condición de partida teníamos un peralte transversal del 4 por 100, lo que nos planteaba el problema de cómo disponer entre sí las caras superior e inferior del dintel. Podíamos optar por incluir a ambas en dos planos horizontales paralelos situadas a 1,3 m de distancia. Esta idea la desechamos, ya que obligaba a disponer un relleno en la parte superior de 36 cm, con el fin de obtener el peralte deseado.

Otra posibilidad era disponer la cara superior e inferior del dintel con un 4 por 100 de inclinación. También la desechamos, pues esto obligaría a la disposición de un resalto en la parte inferior del dintel, necesario para que el apoyo entre éste y la pila fuese normal a la dirección principal de los esfuerzos. Nos decidimos, por fin, a disponer la cara inferior horizontal y la superior inclinada con el 4 por 100 de peralte. Así, se nos producía un cajón asimétrico, lo que indudablemente complicaba los cálculos estructurales del puente, pero serenaba al dintel.

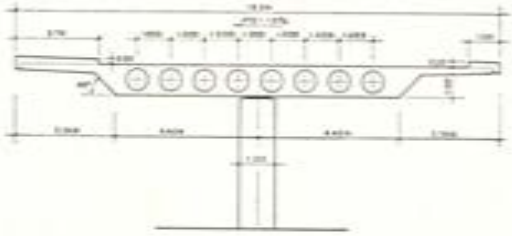
Las pilas son todas cilíndricas, de 1,2 m de diámetro, y el apoyo entre ellas y el dintel es de neopreno-teflón. Su altura es variable de 3,6 a 8,2 m, como corresponde a la distinta situación de sus puntos de apoyo al realizarse el cruce.

Al adoptar ese tipo de vinculación conseguimos una simplificación grande de las con-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025



PASO - 1 - ALZADO



SECCION TIPO PASO - 1

SECCION TIPO PASOS 2 y 3

PASO - 2 - ALZADO

PASO - 3 - ALZADO

Fig. 20. — Nudo Ildefonso Cerdá. Planos generales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Fig. 21. — Nudo Ildefonso Cerdá.

diciones de cimentación y del tamaño de la pila, pero como ya hemos visto con anterioridad la luz de torsión es casi de 162 m, reducida algo por la contribución de la curvatura en planta del dintel. Fue necesario recoger toda esta acumulación de la torsión en el estribo, en donde establecemos una vinculación de anclaje por cables pretensados que producen el par estabilizador con los apoyos de neopreno o de neopreno-teflón, según el estribo sea fijo o móvil (figs. 22 y 24).

Cálculo.

El cálculo del dintel se ha realizado como viga continua curva apoyada en pilas y estribos y con coacción al giro transversal del dintel en los estribos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 22.

Figura 23.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 24.

Como el cajón está bastante aligerado, se dispusieron diafragmas transversales, tanto sobre las pilas como en distintos puntos intermedios para eliminar la distorsión con sus consecuentes perturbaciones en la distribución de las tensiones longitudinales.

Uno de los problemas que se plantea en este tipo de dinteles, en los que los voladizos transversales son importantes, es el de conocer qué parte de ellos contribuye a la inercia longitudinal del dintel en cada una de sus secciones. Estudios desarrollados en los laboratorios de C.A.C.A. para el viaducto de Mancunian han mostrado cómo en la zona de dintel situada sobre los apoyos la contribución de los voladizos es muy pequeña, mientras que en el centro del vano es casi total.

Nosotros hemos calculado el dintel bajo dos hipótesis:

1.ª Suponer que la sección transversal real es útil a lo largo de todo el dintel.

2.ª Suponer únicamente un 60 por 100 de los voladizos en el centro de los vanos y prescindir de ellos en la zona de apoyos, estableciendo una transición parabólica entre ambos puntos.

En el primer caso, la línea de centros de gravedad está en un plano horizontal, mientras que en el segundo varía bastante, según consideremos la zona de apoyos o del centro de los vanos.

Como consecuencia de esta situación, los momentos flectores isostáticos debidos al pretensado, son muy diferentes en un caso u otro, pero también ocurre que los momentos hiperestáticos varían en sentido contrario, con lo que las diferencias llegan casi a compensarse. La variación mayor se produce en las compresiones en las secciones sobre apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

No entraremos en el otro conjunto grande de problemas de cálculo de este tipo de dinteles, pues ya los hemos abordado con amplitud con anterioridad.

Las tensiones longitudinales del puente se recogieron por pretensado longitudinal con cables de 150 t, sistema C.T.T.

En la zona de riostras sobre apoyos se dispuso pretensado transversal formado por unidades de 100 t, con el fin de recoger los esfuerzos que traen las almas y llevarlos por apoyo indirecto a las pilas.

Los esfuerzos que solicitan las pilas provienen del dintel. El principal es la carga axil. Sin embargo, también se producen esfuerzos transversales debidos a la deformación axil del tablero por temperatura, fluencia y retracción, así como los esfuerzos de frenado.

Los apoyos de neopreno-teflón se dispusieron con libertad de movimiento en la dirección que une cada pila con el estribo fijo. De esta manera, las deformaciones longitudinales del tablero no producían más esfuerzo que el correspondiente al coeficiente de rozamiento del teflón.

Sin embargo, las acciones debidas al frenado, que pueden producirse en cualquier punto del dintel, son recogidas principalmente por el estribo fijo y por el par que se forma entre las pilas a través de la rigidez horizontal del dintel.

Cimentación.

Bajo la superficie del terreno se extendían tres capas, que según los resultados de los sondeos podíamos clasificarlas en:

1.ª Rellenos de 3 a 6 m de espesor en los que no era posible cimentar;

2.ª Arenas más o menos arcillosas con o sin gravas, de compacidad variable. Esta capa se extendía hasta una profundidad de unos 24 m;

3.ª Arenas con mayor porcentaje de arcillas y gravas. Compacidad mayor que la anterior y más regular.

Con estos resultados se decidió cimentar mediante pilotes de 1 m de diámetro hormigonados in situ que profundizaban hasta la tercera capa.

Los pilotes en número de tres o cuatro, según las pilas, se recogían por un encepado de 1,5 m de espesor.

Paso 2 (descripción).

Consiste, al igual que el paso 1, en un dintel continuo, soportado por pilares cilíndricos de 1,2 m de diámetro que delimitan cuatro vanos de $25 + 2 \times 28 + 25$ m. El canto es de 1,2 m, y se desarrolla en planta mediante curva y contracurva, lo que da lugar a un peralte variable del 2 por 100.

Como en el caso del paso 1 la parte inferior del cajón se ha mantenido horizontal y la superior sigue el peralte de la calzada.

El tipo de problemas que aparecen en el cálculo de este puente no difieren en nada de los ya enunciados en el caso del paso 1 y en la exposición general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Se ha utilizado el mismo tipo de pretensado, tanto en dirección longitudinal como sobre vigas riostras de pilas. La cimentación es similar a la descrita en paso 1 (fig. 23).

Paso 3 (descripción).

Este paso difiere sustancialmente de los dos anteriores, pues mientras en aquéllos sus características geométricas eran tales que la hipótesis de considerar su comportamiento estructural como viga continua era adecuada, en éste las dimensiones transversales son extraordinariamente grandes, comparables a las longitudinales, y, por tanto, su comportamiento resistente era más el de losa que el de viga.

Su longitud total es de 37,37 m, y su anchura varía de 14 a 22 m.

Se divide, por un apoyo cilíndrico, en dos luces de 12,5 y 24,83 m. La sección transversal está formada por una losa de 1 m de canto, que se aligera con alveolos de 0,7 m de diámetro con una separación entre ellos de 1,055. A los lados de esta losa se disponen voladizos transversales con una luz variable de 3,37 a 4,5 m y que completan la anchura total del paso.

Debido al carácter superficial del paso, el cálculo se ha abordado por medio de un emparrillado de vigas que reproducen las características mecánicas del tablero.

Fue necesario establecer pretensado en dos direccones, longitudinal y transversal, ya que la presencia del apoyo puntual único producía esfuerzos principales de flexión en las dos direcciones.

La vinculación entre dintel y pila se realizó por la interposición de un apoyo de neopreno.

Los estribos contribuyen una parte de los muros laterales que contienen las tierras en la depresión ejecutada para el paso de la autopista del Prat de Llobregat. Sin embargo, se han independizado de ellos por medio de dos juntas verticales debido a las muy diferentes solicitaciones en una y otra parte.

* * *

Propiedad: Excmo. Ayuntamiento de Barcelona.
Dr. Ingeniero Sr. Pujadas y Soler.
Dirección: Ingeniero Sr. Monclús.
Construcción: Huarte y Cía, S. A.
Ingenieros Sres. Salaverry y García Guimarains.
Pretensado y apoyos: C.T.T.
Pilotajes: Rodio.
Proyecto vial: TRAESA.
Geotécnica: Geoexpert.

PUENTE DE LA AVANZADA (BILBAO)

Este puente tiene como finalidad establecer el cruce a desnivel entre la carretera de la Avanzada y el acceso a la Universidad Autónoma y el nuevo hospital civil. El proyecto vial ha sido desarrollado por el Ayuntamiento de Bilbao (fig. 25).

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

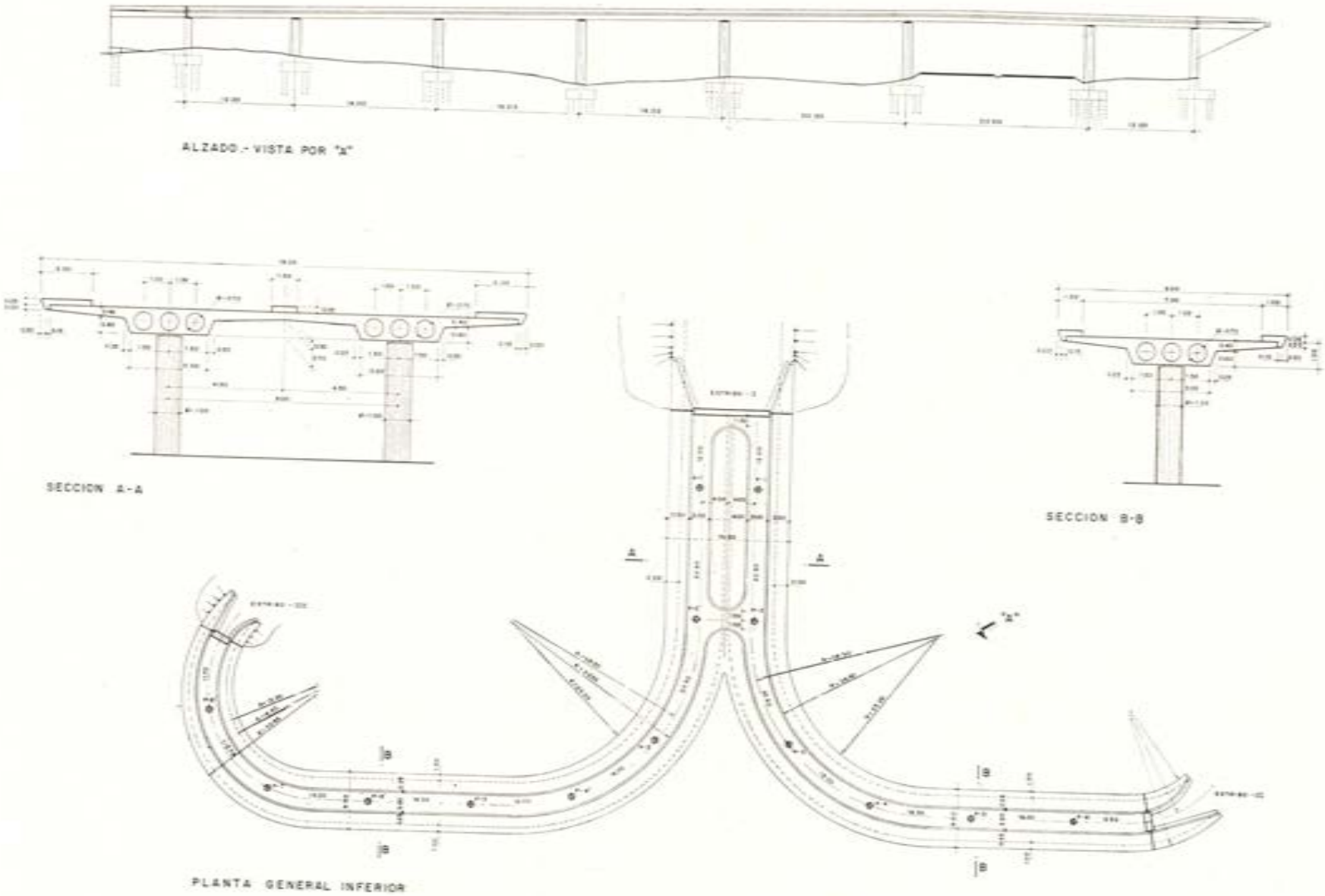


Fig. 25. — Paso de La Avanzada. Planos generales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Descripción.

Este puente está formado por dos ramales de 9 m de ancho, que partiendo desde la carretera de la Avanzada se juntan sobre ella, formando una plataforma de 19 m.

Los ramales se desarrollan en tramos rectos y curvos con radios de curvatura, que varían de 16 a 28 m (fig. 26).

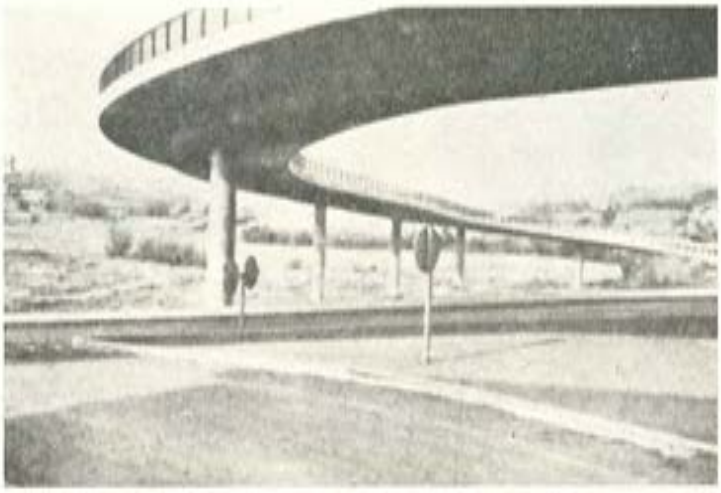


Fig. 26. — Paso de La Avanzada. Vista de uno de los ramales.

Cada uno de los ramales está formado por una sección cajón de 3 m de ancho y 1 m de canto, que prolonga lateralmente en dos voladizos de 2,75 m. El aligeramiento interior está formado por tres alveolos de 70 m de diámetro.

Uno de los ramales tiene una longitud de 112 m, dividido en siete luces de $11{,}7 + 15{,}79 + 4 \times 16 + 20{,}5$ m. El otro ramal tiene 80,7 m de longitud y cinco luces de $12{,}2 + 3 \times 16 + 20{,}5$ m. Los soportes están formados por pilas cilíndricas de 1 m de diámetro. Los apoyos entre pila y dintel son articulaciones.

La plataforma de 19 m, situada sobre la carretera, se constituye estructuralmente por las dos vigas cajón que provienen de los ramales, determinando en su interior una losa de 5,5 m. Tiene dos luces de 20,5 y 12 m (fig. 27).

El planteamiento estructural de este puente viene determinado por la idea general de este trabajo. Cada uno de los ramales curvos es una viga cajón que se apoya sobre pilares cilíndricos y que se desarrolla desde el principio al final de la obra. En la zona de unión de las dos calzadas los cajones se enlazan por medio de una viga riostra de gran importancia, que tiene como misión equilibrar el vuelco de las dos rampas estableciendo con los soportes correspondientes a cada una de ellas un par estabilizador. Todo el enlace se establece en continuidad sin junta alguna intermedia. La estabilidad externa de las rampas se realiza en los estribos.

La construcción del puente se hizo por medio de cimbras apoyadas en el suelo, con hormigonado por sectores de dos o tres vanos, y se pretensó con cables B.B.R. de una sola vez. Para eliminar agrietamientos durante el tiempo de hormigonado, entre sector y sector se dejaron juntas de 1 m de ancho, que se rellenaron el último día. A las

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

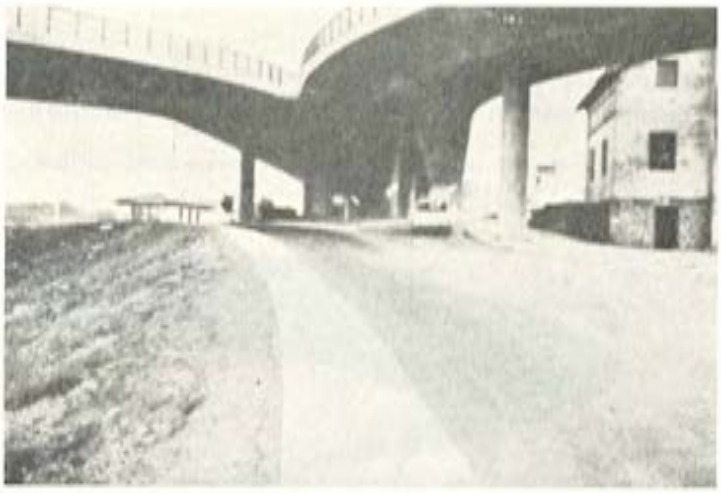


Fig. 27. — Paso de La Avanzada. Bifurcación de los ramales

cuarenta y ocho horas de acabar el hormigonado del puente se procedía a una primera puesta en carga del pretensado, y se le daba la carga definitiva cuando se alcanzó la resistencia total del hormigón.

El puente se cimentó sobre pilotes de 65 cm de diámetro.

Propiedad. Excmo. Ayuntamiento de Bilbao.
Dr. Ingeniero Mariano José de la Lastra.
Construcción: Huarte y Cía, S. A.
Pretensado: B.B.R.

NUDO NORTE (MADRID)

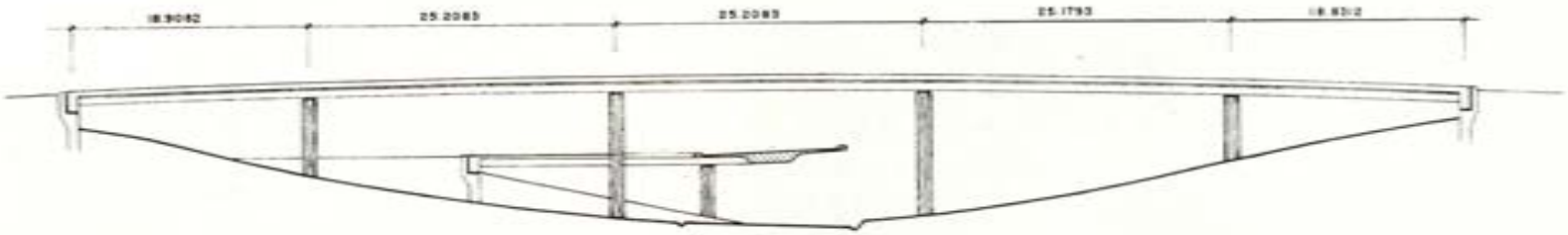
En el extremo Norte de Madrid se ha dispuesto por la Jefatura de Proyectos de Madrid un distribuidor de tráfico que liga el cuarto cinturón de Ronda con las salidas de Madrid por la avenida del Generalísimo hacia Burgos y Fuencarral.

El nudo se ha dispuesto para salvar a desnivel el cruce de tres calzadas que se cortan en un mismo punto, formando entre sí ángulo aproximados de 60º. Por tanto ha sido necesario disponer dos pasos situados en el segundo y tercer nivel, correspondiendo el primer nivel a calzada apoyada en el terreno.

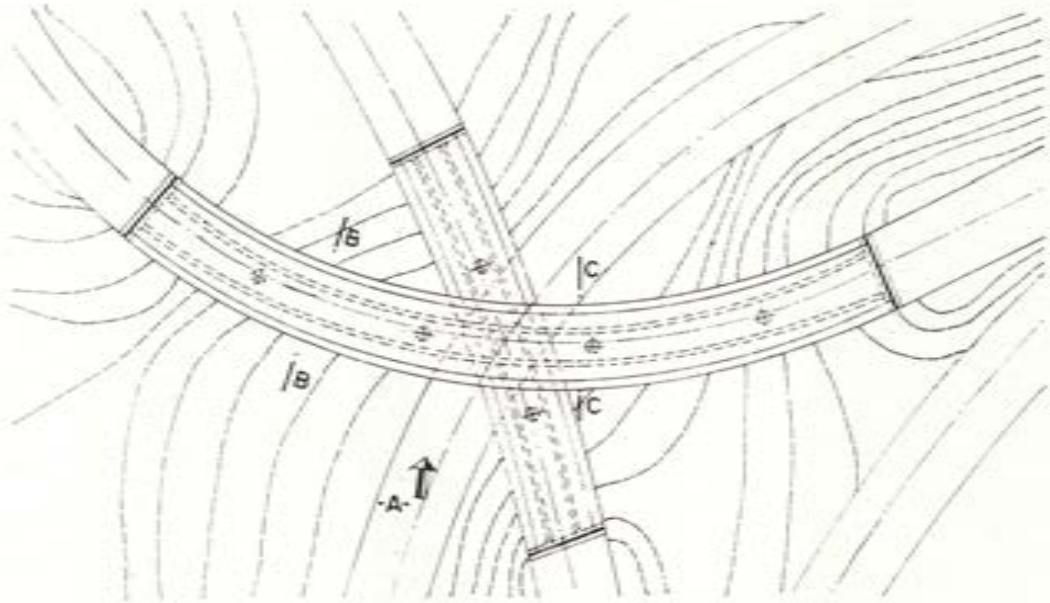
Si nos referimos a la posición de estos tres niveles respecto a la situación del terreno, diremos que el primero se establece en excavación; el segundo, a nivel del terreno, y el tercero, sobre-elevado.

El terreno se remodelará de manera que dos taludes suaves partan del nivel inferior y lleguen al superior, formándose dos superficies cónicas, que al cortarse por los planos, en donde se situarán los dos niveles superiores, determinan dos pasos de distinta longitud: uno, de unos 62 m de longitud, y el más alto, de unos 114 m (figs. 28, 29 y 30).

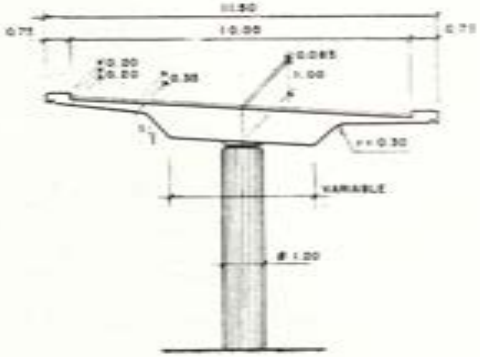
Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025



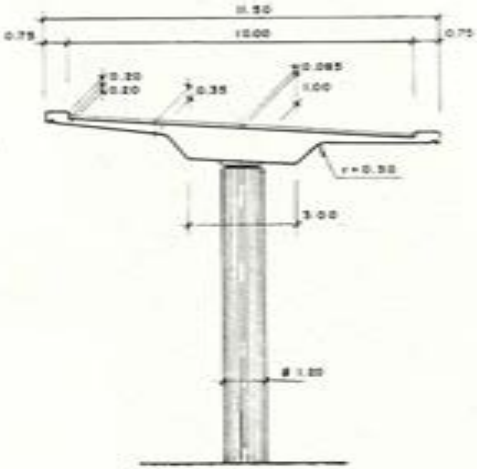
ALZADO.- VISTA POR -A-



PLANTA GENERAL SUPERIOR



SECCION B-B



SECCION C-C

Figura 28.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Fig. 29. — Vista del nivel superior.

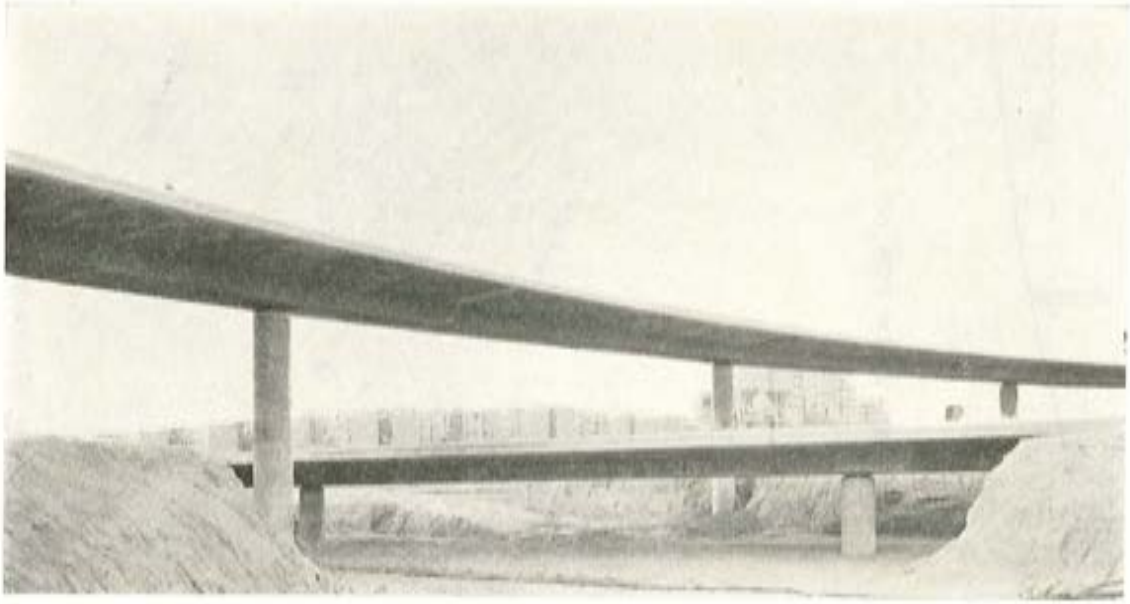


Fig. 30. — Vista del nivel intermedio y superior. El nivel inferior no ha sido excavado en su totalidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Planteamiento estructural de la solución.

La remodelación del terreno citada constituye el nuevo entorno de los dos pasos. Es una depresión artificial del terreno cruzada por dos cintas de circulación a desnivel. Su materialización resistente se confía a dos dinteles continuos de sección cajón —sin aligeramiento interior—, en los que por medio de los voladizos laterales se crean seis líneas paralelas a la calzada, en donde se hace presente la fluidez del tráfico circulatorio. El apoyo de estos puentes se hace por pilas cilíndricas de 1,2 m de diámetro que determinan luces de 25 m, iguales en ambos pasos, debido a que el ángulo de cruce entre las calzadas es prácticamente el mismo.

Con esto conseguimos homogeneizar el conjunto con la mínima perturbación.

Descripción de los puentes.

Paso 1.

Denominamos así al situado en el nivel superior. Es el más largo, y consta de un tablero de 11,5 m de anchura y 114,237 m de longitud, que dividimos por medio de cuatro pilas cilíndricas en cinco luces de $18{,}906 + 2 \times 25{,}208 + 25{,}179 + 18{,}831$ m.

La sección transversal se organiza en un núcleo central macizo, con anchura variable del centro del puente a los estribos de 3 a 6 m, y dos vuelos laterales que completan el ancho total. El canto es de 1 m.

En estos puentes hemos introducido dos cambios sobre las disposiciones del nudo de Ildefonso Cerdá. La primera consiste en macizar el cajón, lo que tiene indudables ventajas de cara a la ejecución, en donde se simplifica extraordinariamente la disposición del cableado y las operaciones de hormigonado. Tiene como contrapartida una reducción apreciable del núcleo resistente, así como de los radios de giros de la sección, con lo cual resulta necesario disponer más cables de pretensado.

El segundo cambio se refiere a que hemos dispuesto la cara inferior del cajón en un plano paralelo a la calzada superior, siguiendo el peralte de ésta.

El pretensado longitudinal se realiza con unidades de 158 t, Freyssinett, y el transversal —sobre pilas—, con unidades de 12 ø 7 mm del mismo sistema.

Este dintel se ancla en los estribos por medio de cables pretensados que recogen la torsión acumulada a lo largo del puente.

Los estribos están formados por pantallas de hormigón, que se desarrollan en toda la anchura del puente y que quedarán cubiertas de tierra cuando se complete la remodelación de las tierras.

Los apoyos entre pila y dintel son de neopreno-teflón y de 750 t de carga útil.

La cimentación de las pilas se realiza mediante zapatas rectangulares de $5 \times 3{,}5 \times \times 2$ m.

Paso 2.

Está situado a nivel intermedio. Sus características son análogas a las del paso 1, salvo en lo que se refiere a la longitud, que en este caso es de 62,678 m, medidos a lo

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

largo del eje y dividida por medio de dos pilas cilíndricas de 1,2 m de diámetro en tres luces de 18,8 + 25,07 + 18,8.

Como el paso 1 la planta es curva.

Cálculo.

Como en el caso del nudo Cerdá el cálculo se ha realizado como viga continua curva, con indeformabilidad de la sección transversal.

* * *

Propiedad: Ministerio de Obras Públicas.
Jefatura Regional de Proyectos.
Constructor: Caminos y Puertos, S. A.
Sistema de pretensado: Freyssinet.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

últimas publicaciones de la asociación técnica española del pretensado

- **RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION Y EL CONTROL DEL TESADO DE LAS ARMADURAS POSTESAS. H.P. 2-73**

- **RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION Y EL CONTROL DE LA INYECCION. H.P. 3-73**

Atendiendo la petición formulada por un numeroso grupo de sus Miembros, la A.T.E.P. ha emprendido la labor de redactar una serie de "Manuales" o "Normas de buena práctica", relativos a las diversas operaciones que constituyen el proceso normal de ejecución de las obras pretensadas.

Los dos primeros manuales de la serie constan, respectivamente, de 40 y 32 páginas, formato 16 × 23 cm, y pueden adquirirse al precio de 100 pesetas ejemplar (70 pesetas para los Miembros de la A.T.E.P.) dirigiéndose a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado o a la Sección de Distribución del Instituto Eduardo Torroja.

La dirección de ambas es:

INSTITUTO EDUARDO TORROJA
Apartado 19.002
Costillares-Chamartín
MADRID-16

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

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

PASARELA PREFABRICADA
BARCELONA

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

viaducto de Chonta, en la autopista Bilbao-Behobia

G. APARICIO SOTO
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Jefe de la División de Laboratorio y Control de INTEMAC

1. EMPLAZAMIENTO Y CARACTERISTICAS

El viaducto de Chonta se encuentra en la autopista Bilbao-Behobia a su paso por Eibar sobrevolando la calle que le da nombre y varias edificaciones industriales de la zona.

El trazado en alzado del viaducto discurre con una pendiente del 3 por 100 en el sentido Bilbao-Behobia y con una altura máxima de 43 metros. En planta el trazado es circular de 500 m de radio, y como consecuencia de ello su sección transversal posee un peralte del 5 por 100.

El viaducto sirve de soporte a dos calzadas de 11,50 m de anchura, por lo que se han dispuesto dos estructuras independientes radiadas en planta desde el centro del trazado circular ya citado.

El tablero (fig. 1) consta de dos tramos ménsula de 52 m distribuidos en dos vuelos de 17 m y una zona central sobre apoyos en pilas separadas 18 m. Estos tramos, denominados en la figura como tramos in situ 1 y 2, tienen sección en cajón bicelular con canto constante de 3,75 m entre pilas y variable linealmente entre 3,75 y 2,50 m en las ménsulas.

El tramo in situ 1 está compensado bajo las solicitaciones de peso propio y cargas permanentes, pero no el 2, por lo que este último tiene macizado el cajón en su parte derecha y además va anclado al estribo lado Behobia, de manera que bajo cualquier solicitación tanto de peso propio y cargas permanentes como de sobrecargas el extremo anclado produzca reacciones horizontales sobre dicho estribo que se transmiten a través de rodillos con plano vertical de rodadura, siendo como consecuencia intraslacional.

Los tramos comprendidos entre los tramos in situ y el estribo lado Bilbao, son isostáticos y formados por 5 vigas prefabricadas, pretensadas, de 43 m de longitud entre ejes de apoyos, con 2,30 m de canto y losa de 0,20 m.

El tramo in situ 1 es fuertemente traslacional para sobrecargas situadas a uno u otro lado dada la altura e inclinación de sus pilas. Con el fin de coartar horizontalmente esta traslacionalidad y absorber la componente horizontal que resulta (136 t), las riostras extremas de los tramos de vigas van cosidas al extremo de los tramos ménsula mediante rótulas plásticas Freyssinet, que liberan los giros, pero impiden los desplazamientos horizontales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

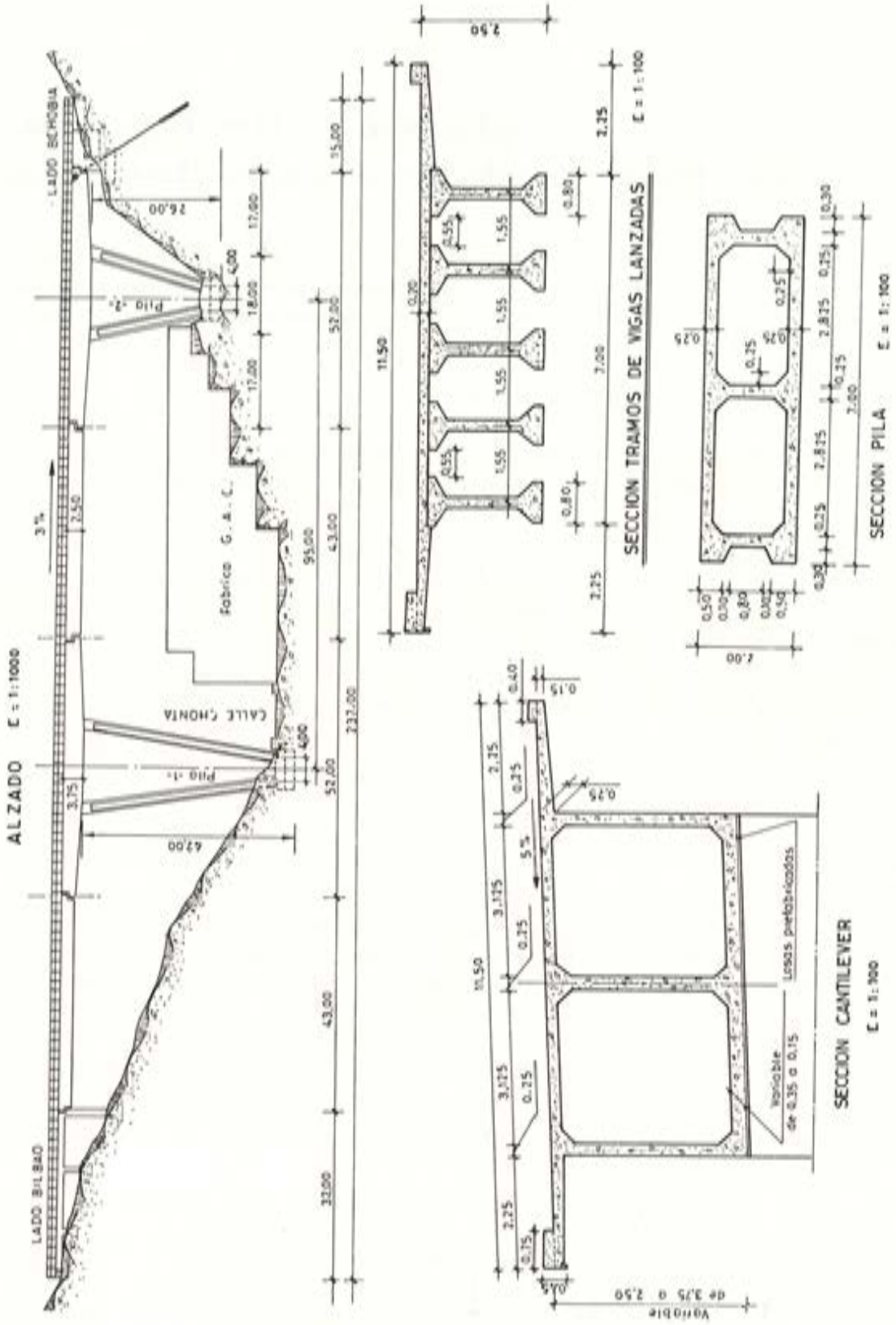


Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Como consecuencia de ello, todas las deformaciones horizontales del tablero, cuya longitud es de 190 m, se recogen en el apoyo del tramo de vigas sobre el estribo lado Bilbao sobre neopreno-teflón. Aquí se ha dispuesto, por tanto, la única junta del viaducto con desplazamientos apreciables. Las restantes juntas sobre extremos de ménsulas sólo registran los movimientos producidos por el giro relativo entre extremos de ménsulas y extremos de tramos de vigas que además, por ser del mismo signo ante cualquier sobrecarga, produce unos desplazamientos insignificantes (nulos para sobrecarga máxima en el vano central y de una décima de milímetro para dos camiones de 30 t en movimiento, según se ha comprobado en la prueba de carga).

La superestructura del viaducto es, pues, una viga Gerber cuya luz máxima entre apoyos es de 77 metros, frente a los 95 m que se salvan entre ejes de pilas gracias a la disposición inclinada de las mismas.

En la figura 2 se encuentran representadas las distintas leyes de momentos de un tramo ménsula, cuyo máximo sobre pila es de 14.660 m t que supone aproximadamente el 64 por 100 del que habría resultado con un viaducto de pilas verticales y 95 m de luz.

Esta disminución de los esfuerzos se traduce correlativamente en una disminución notable de los cantos máximos del tablero y de las cargas y esfuerzos en las pilas; que a pesar de exigir un proceso constructivo especial que resuelva el problema de su inclinación, ha producido una solución más económica que la ya clásica de los voladizos sucesivos.

Si bien lo lógico habría sido darle apoyos mediante pilas verticales a la viga Gerber del tablero, ello no era posible porque dos de tales pilas habrían caído en la propia calle Chonta y en el interior de una de las fábricas y, por tanto, aquí surgió la idea de las pilas inclinadas construidas verticalmente con encofrados deslizantes, de bastante interés en este caso por la altura, y la posterior puesta en posición inclinada.

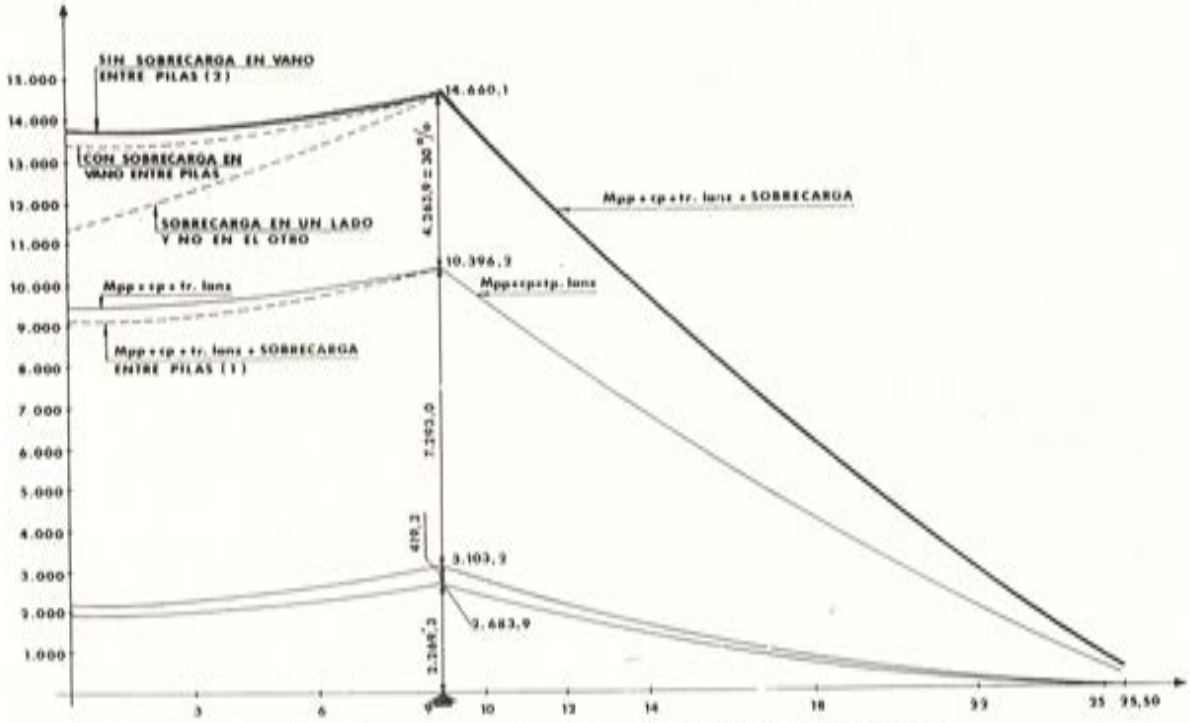


Fig. 2. — Diagramas de momentos flectores de los tramos ménsula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

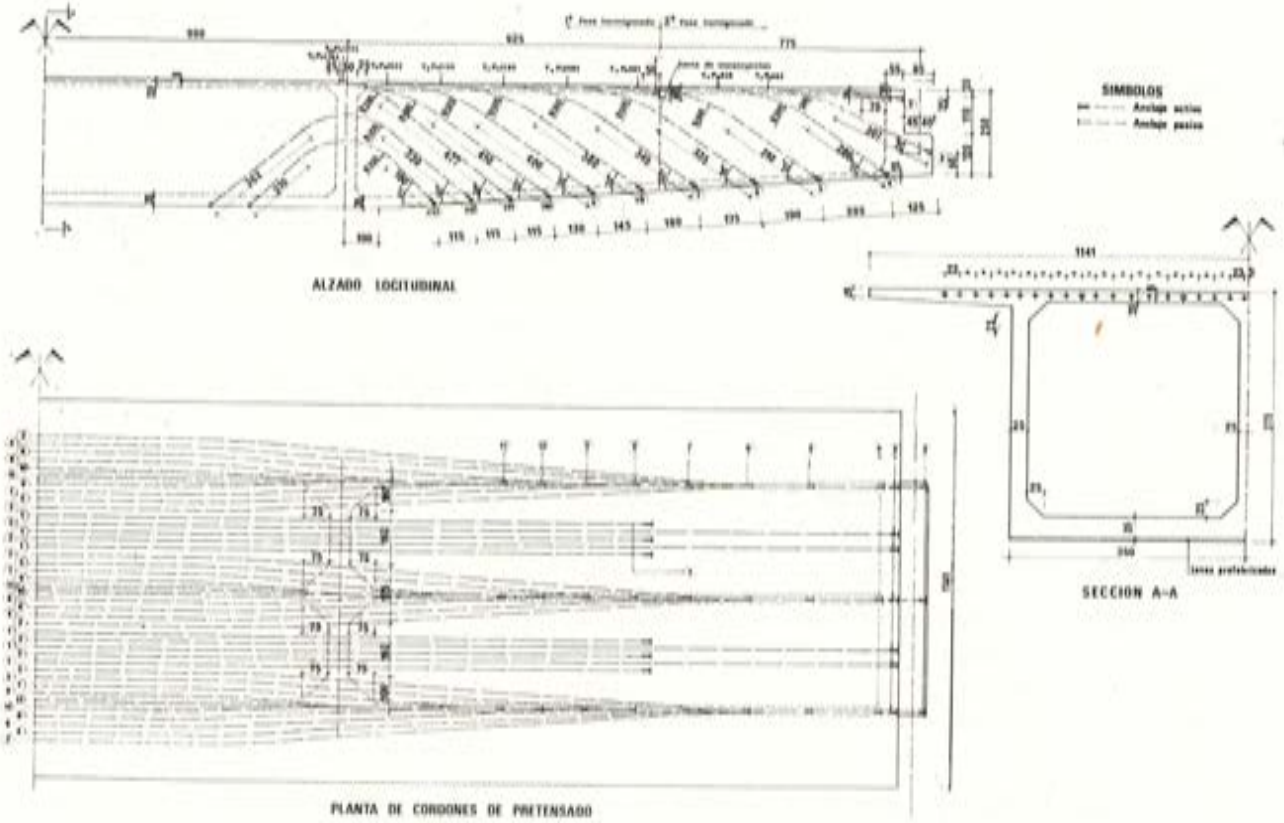


Fig. 3. — Pretensado de tramos ménsula.

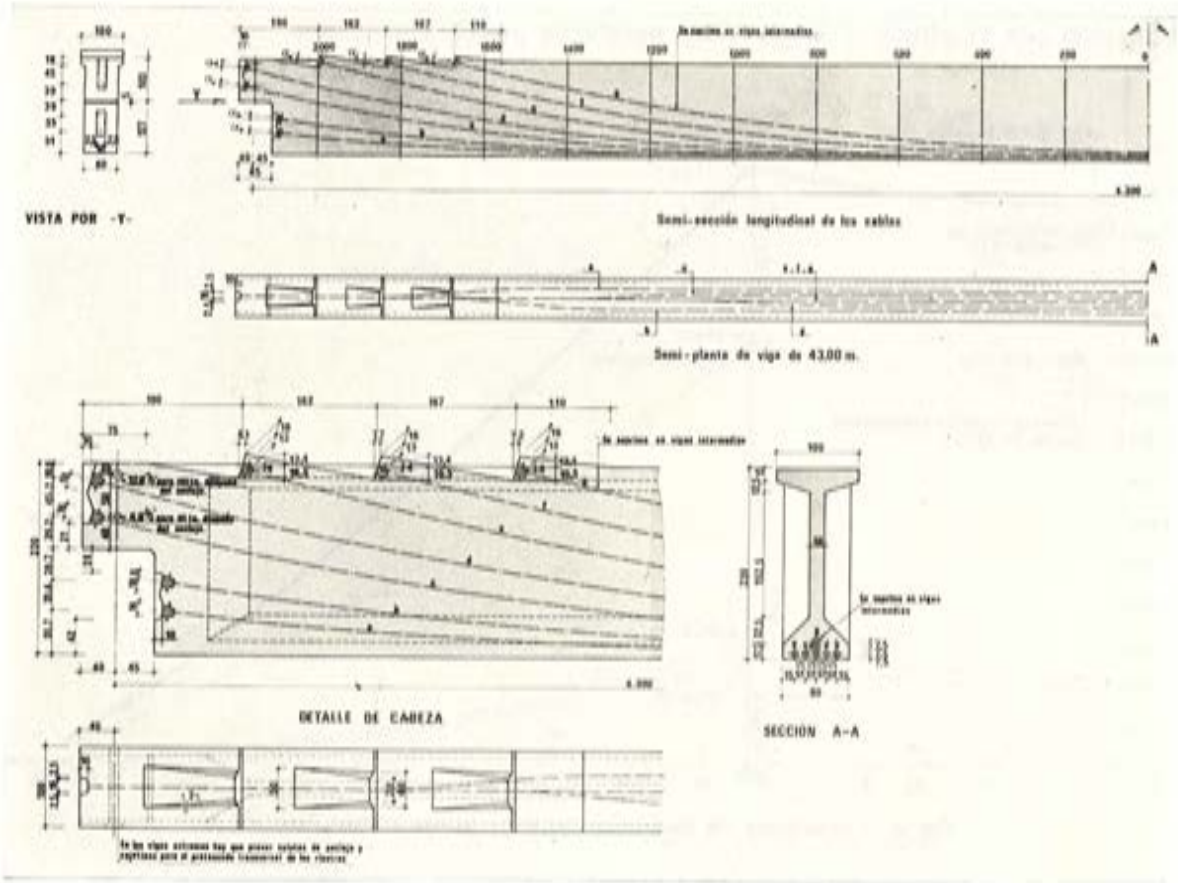


Fig. 4. — Pretensado de vigas prefabricadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Por otro lado, esta solución de tablero, tenía su mayor problema en la construcción de los tramos ménsula con 1.000 toneladas de peso que ya habíamos resuelto con anterioridad durante la construcción del puente del Cardenal.

Respecto a los tramos de vigas, se disponía en la obra de una instalación de prefabricación para otras 200 vigas análogas de otros viaductos de la autopista y el carro de lanzamiento consiguiente.

En consecuencia, el viaducto ha sido compatible con medios dentro de las posibilidades del constructor y desde el principio tanto el diseño como el proceso constructivo han ido muy de la mano, pensando por paradójico que pueda parecer en simplicidad y economía, sin olvidar la estética.

En las figuras 3 y 4 se refleja la disposición del pretensado con tendones de 12 ø 12,5 mm, cuyo tesado e inyección ha sido realizado por C.T.T.

2. PROCESO CONSTRUCTIVO DE CIMIENTOS Y PILAS INCLINADAS

Hemos indicado anteriormente que para mantener la distancia entre los puntos obligados de cimentación en los 95 m, era preciso construir pilas inclinadas. Tales pilas tienen una separación entre ejes de 18,00 m medidos en la mediana y 4 m en cimientos. Su

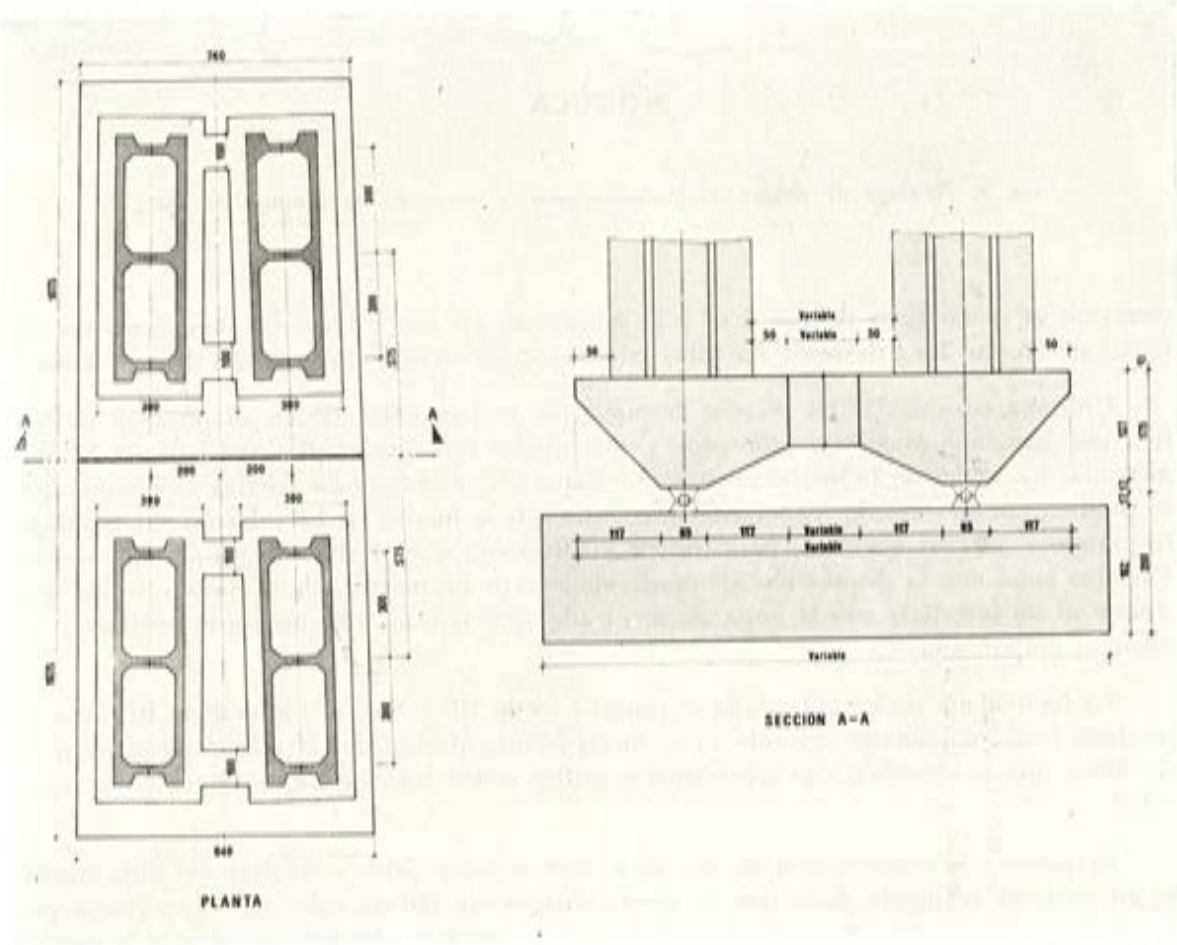


Fig. 5. — Geometría de cimientos y arranques de pilas durante la construcción y antes de la apertura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

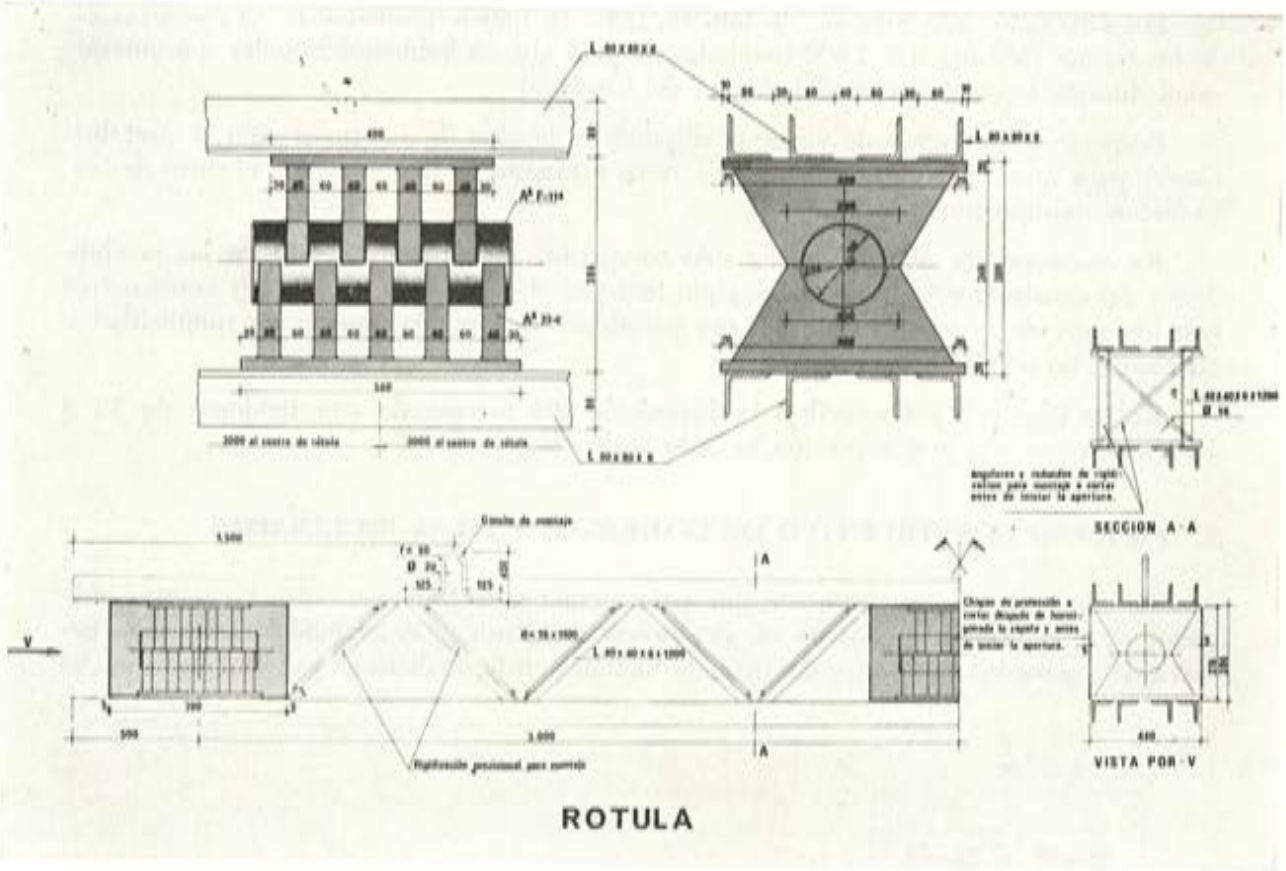


Fig. 6. — Detalle de rótulas de cimientos para la operación de apertura de pilas.

contorno es rectangular de 7 × 2 m y la sección es en cajón bicelular con espesores de pared de 25 cm. La cabeza de las pilas está macizada en una altura media de 1,70 metros.

Una vez construidas las pilas y después que se han colocado en su posición definitiva quedan empotradas en cimientos y articuladas con rótulas plásticas bajo los tramos ménsula. La razón de la articulación está en que así se liberan los fuertes momentos que se producirían en caso de empotramiento, dado que la inercia de las pilas es relativamente grande y además necesaria para resistir las flexiones que produce su propia inclinación. Por otro lado, con la disposición adoptada elapoyo de los mástiles de la cimbra resulta más simple al no interferir con la zona de macizado que habría sido necesario realizar para crear el empotramiento.

La inclinación de las pilas bajo el tramo 1 es de 10° y bajo el tramo 2 de 16°, lo cual produce una componente cortante máxima en la articulación de las pilas bajo el tramo 2 de 450 t, que se absorben con armaduras pasantes a 45° con un amplio margen de seguridad.

Respecto a la construcción de las pilas, no resultaba viable su realización directamente en posición inclinada dado que el apeo consiguiente habría sido muy importante por la altura y componente horizontal del peso de las mismas, eliminando además la posibilidad de utilización de los encofrados deslizantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Llegamos así a la solución adoptada que consiste en el siguiente proceso constructivo (figs. 5 y 6):

— Construcción de cada pareja de pilas en posición vertical.

— Apertura de cada pareja de pilas con giro sobre rótulas metálicas en cimientos hasta alcanzar la posición definitiva.

— Hormigonado de la zona de rótulas con creación de empotramiento en arranques.

Este proceso llevaba consigo la necesidad de construir los cimientos en la forma siguiente (fig. 5):

— Hormigonado de una primera fase de zapata que está en contacto con el terreno de cimentación. Las chapas de apoyo de las rótulas, así como los rigidizadores de la parte inferior quedan embebidos en esta primera fase.

— Una vez realizada la primera fase se construyen los dos plintos de sección trapecial que descansan sobre las rótulas y que arriostrados entre sí permiten la construcción de las pilas en posición vertical. Las dos riostras de 1,00 × 1,00 m de sección han de soportar los esfuerzos de flexión y corte producidos por el viento hasta el momento en que montados los elementos necesarios para la apertura se proceda a su demolición.

— Finalmente y una vez terminada la operación de apertura de pilas se procede al macizado de los huecos entre los plintos y la primera fase de zapata, con lo cual queda creado el empotramiento.

3. DESCRIPCION GENERAL DE LA OPERACION DE APERTURA Y ELEMENTOS MECANICOS QUE INTERVIENEN EN LA MISMA

En la figura 7 puede observarse la disposición de los distintos elementos mecánicos que intervienen en la apertura.

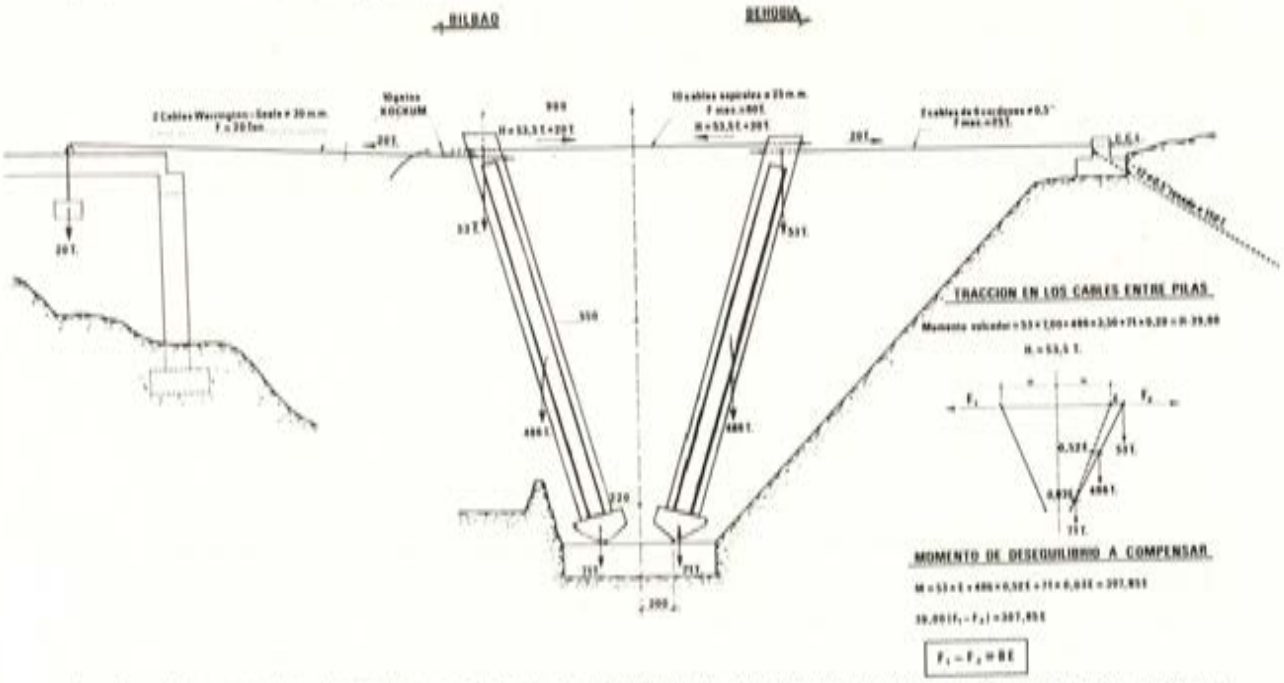


Fig. 7. — Esquema de elementos mecánicos y esfuerzos en los mismos durante la operación de apertura de pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Las pilas se mantienen durante la operación con pequeñas excentricidades alternativamente a un lado y otro del plano vertical de simetría.

Los 10 cables anclados en las cabezas macizadas de las pilas y situadas entre ellas absorben en todo momento la reacción horizontal que impide el vuelco de cada una de ellas. Estos 10 cables accionados por gatos reversibles van produciendo la apertura en escalones sucesivos.

El conjunto de las dos pilas y los cables que anclan una sobre la otra forman un sistema triarticulado en equilibrio inestable, suponiendo que la simetría de pilas fuese perfecta en relación con el plano vertical anteriormente citado.

Para estabilizar el conjunto se han colocado a la derecha de las pilas dos cables de 6 torones de 12,5 mm cada uno sobre los que actúan dos gatos de pretensado con apoyo en un macizo de hormigón construido en el estribo lado Behobia.

A la izquierda hay otros dos cables de composición de Warrington-Seale de 30 mm de diámetro, que tras pasar por dos roldanas situadas sobre la losa del estribo lado Bilbao, soportan cada uno un contrapeso de 10 t,

La duplicidad de los cables a uno y otro lado se debe a razones de seguridad en la operación.

El sistema así formado es ya estable, manteniéndose traccionado el conjunto desde el estribo lado Bilbao por los dos contrapesos y anclado en el lado Behobia por los anclajes y gatos de pretensado.

Partiendo de la situación inicial en que se encuentran colocados todos dos cables, gatos y contrapesos correspondientes y una vez demolidas las riostras inferiores entre plin-

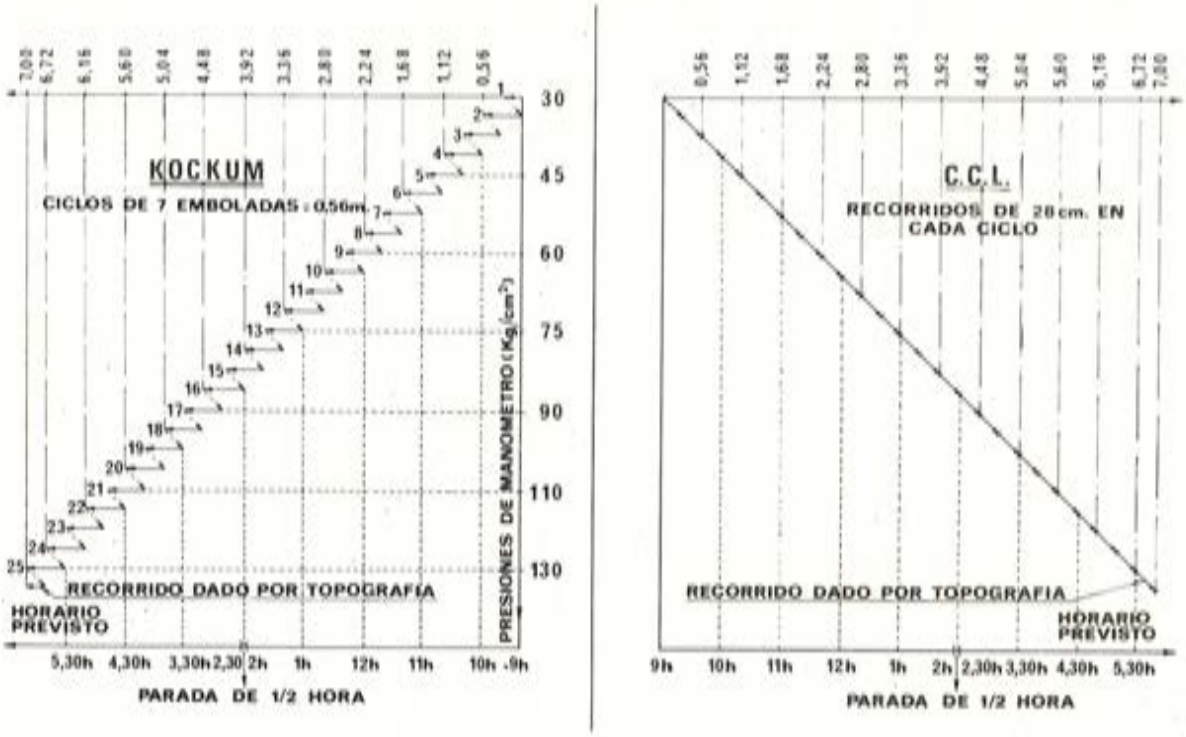


Fig. 8. — Fases de la operación de apertura y programación de la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

tos, que hasta este momento han dado rigidez al conjunto, la operación de apertura se desarrolla de la siguiente forma (figs. 7 y 8).

Escalón 1. — Los 10 gatos reversibles conectados hidráulicamente entre sí sueltan 28 cm en embolados de 8 cm, con lo cual la pila lado Bilbao que estaba vertical se inclina debido al tiro de los contrapesos. La pila lado Behobia permanece vertical.

Escalón 2. — Los gatos de pretensado desde el estribo Behobia recogen 28 cm de sus cables, con lo cual la pila lado Bilbao pasa de nuevo a su posición vertical y la del lado Behobia se inclina 28 cm.

Escalón 3. — Los gatos reversibles sueltan 56 cm de cable, con lo cual la pila lado Bilbao que estaba vertical, pasa a inclinarse 56 cm y la del lado Behobia permanece inclinada 28 cm.

Tenemos, pues, una asimetría de 28 cm hacia el lado Bilbao.

Escalón 4. — Los gatos de pretensado recogen 28 cm de cable, con lo que la pila lado Bilbao queda con sólo 28 cm de inclinación y la del lado Behobia 56 cm.

Tenemos ahora una asimetría de 28 cm hacia el lado Behobia.

Así se continúa sucesivamente la operación hasta llegar a la posición final con 18,00 metros entre ejes.

Las operaciones de apertura se han realizado los días 5 y 19 de diciembre de 1971 y 9 y 16 de abril de 1972.

4. CONSTRUCCION DE TRAMOS MENSULA

El elemento fundamental que hace posible la construcción de puentes de este tipo con tablero en viga Gerber es la cimbra colgada que vamos a describir (fig. 9) y que permite la construcción de tramos ménsula como el que nos ocupa, con independencia total de las condiciones topográficas de la zona, ya sea río, ciudad, vías de comunicación con gálibo estricto, etc. En este último caso creemos que tiene una aplicación muy clara,

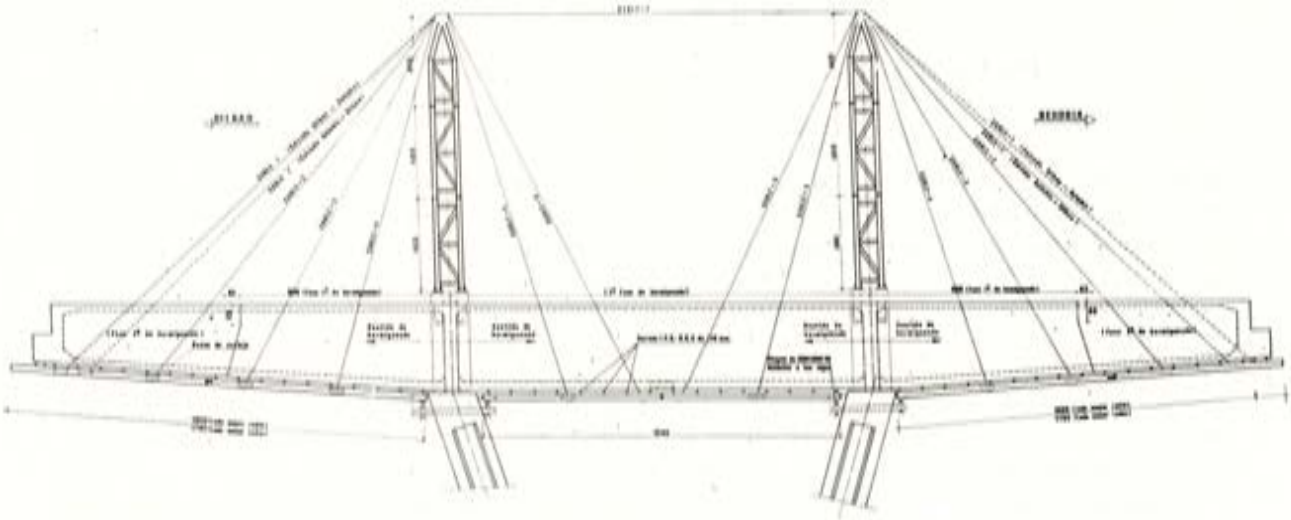


Fig. 9. — Cimbra colgada para construcción de los tramos ménsula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

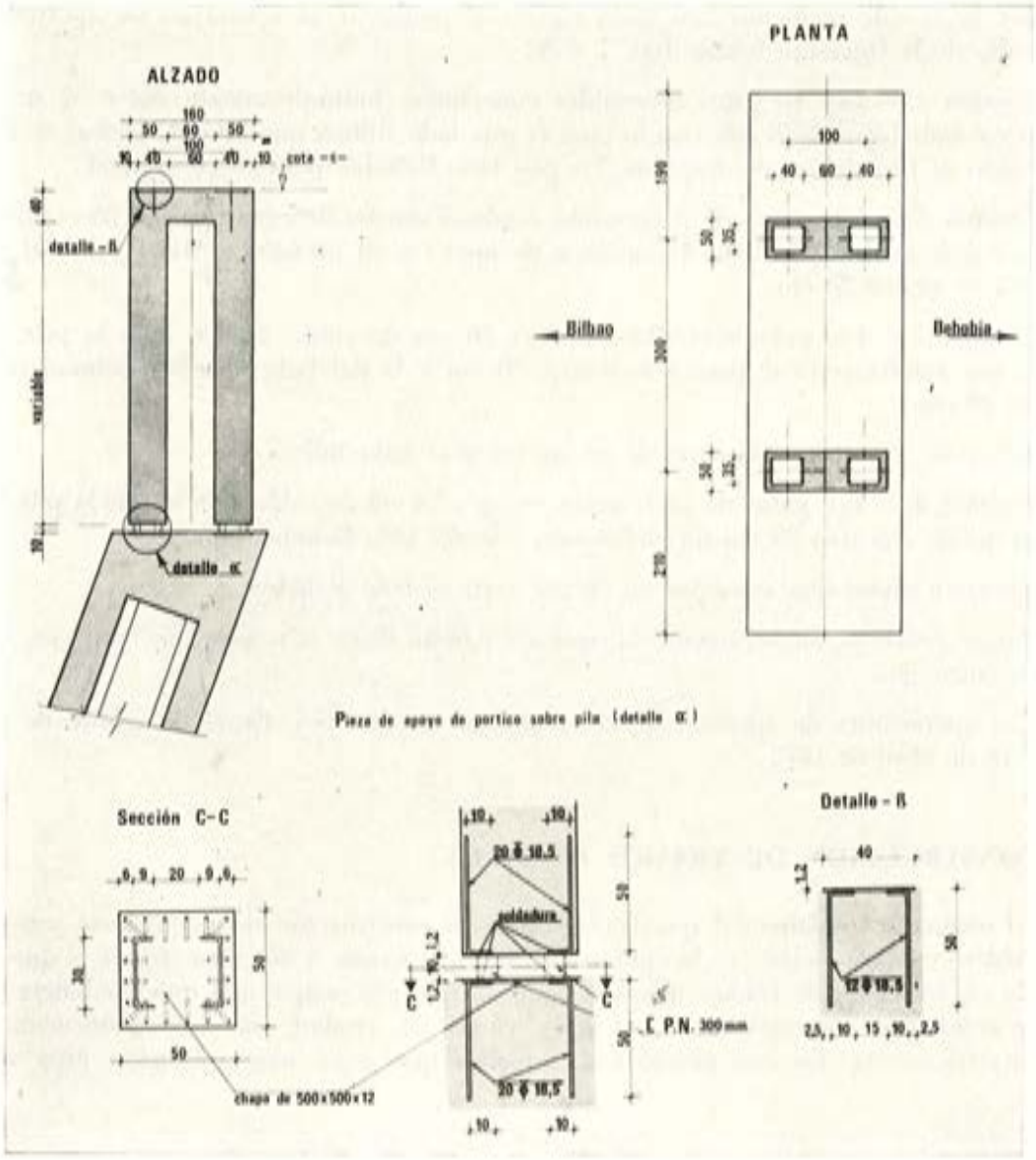


Fig. 10. — Detalle de pórticos de apoyo de los métodos de la cimbra.

puesto que el canto necesario para alojar la plataforma colgada es del orden de 25 a 40 cm. En el viaducto que nos ocupa el canto de las vigas de plataforma y de los perfiles transversales que reciben directamente al encofrado es de 38 cm, sin haber sido forzado por exigencias de gálibo. El encofrado presenta ventajas constructivas e incluso económicas y de seguridad, así como rapidez si, como en este caso, está formado por paneles prefabricados de hormigón de 3 a 4 cm de espesor.

El peso total de cada tramo ménsula de 52 m del viaducto Chonta es de 1.000 toneladas, de las cuales un 80 por 100 son soportadas por los mástiles de los que cuelgan las plataformas metálicas mediante tirantes de alta resistencia, formados por 6 ø 15,2 mm y dimensionados por condiciones de deformabilidad más que por capacidad resistente necesaria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

El sistema de tirantes permite con dos o tres operaciones de regulación eliminar gran parte de sus deformaciones a la vez que controlar las tensiones en los mismos y como consecuencia los esfuerzos en los mástiles que se dimensionan para trabajar fundamentalmente a esfuerzo axil, aunque con cierta holgura en los valores de las tensiones para cubrir cualquier posible flexión motivada por alargamientos incontrolados del tirante horizontal que une los mástiles en su extremo superior.

En nuestro caso y dado que el peso del tramo era considerable, se llevó por parte de INTEMAC un control severo de los pies de los mástiles para comprobación de las deformaciones mediante extensómetro mecánico y obtener las variaciones de tensión en el acero durante el hormigonado, resultando que el comportamiento de la cimbra era bastante tranquilizador, puesto que la correspondencia con lo previsto por el cálculo fue bastante precisa.

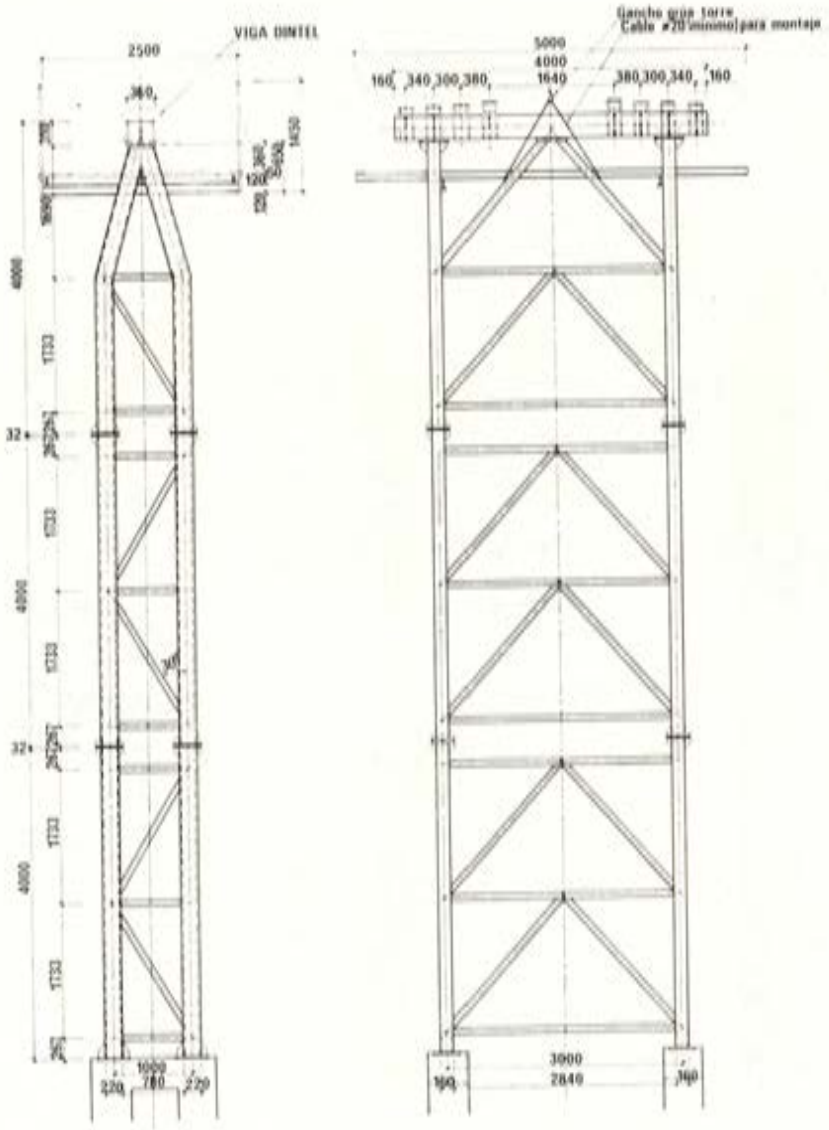


Fig. 11. — Detalle de los mástiles de la cimbra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Las tensiones máximas registradas fueron de 900 kg/cm² y las previstas en el cálculo, habiendo mayorado el máximo esfuerzo axil en un 30 por 100 por motivos de incertidumbre y seguridad eran de 1.200 kg/cm².

El apoyo de los cuatro pies de los mástiles sobre las cabezas de las pilas se realizó a través de dos pequeños pórticos de hormigón armado (fig. 10), que quedaban perdidos en el interior del tramo ménsula, cuya riostra sobre la pila se sitúa entre las patas de los pórticos.

En la figura 11 se da un detalle de la geometría de los mástiles cuyos perfiles principales están formados por dos ⊏ de 220 mm soldadas formando cajón y los arriostramientos por dos ⊏ de 80 mm, todos ellos en calidad A-42 *b*.

En la figura 12 está el detalle de la viga dintel, donde se sitúan los anclajes de los tirantes.

El peso total de la cimbra incluyendo los perfiles transversales de la plataforma es de 42 t, lo que da una idea de su coste.

Las operaciones de montaje requieren una media de diez días y el desmontaje una semana y se realizaron con grúa torre de 1.500 kg de capacidad en punta de flecha de 30 metros.

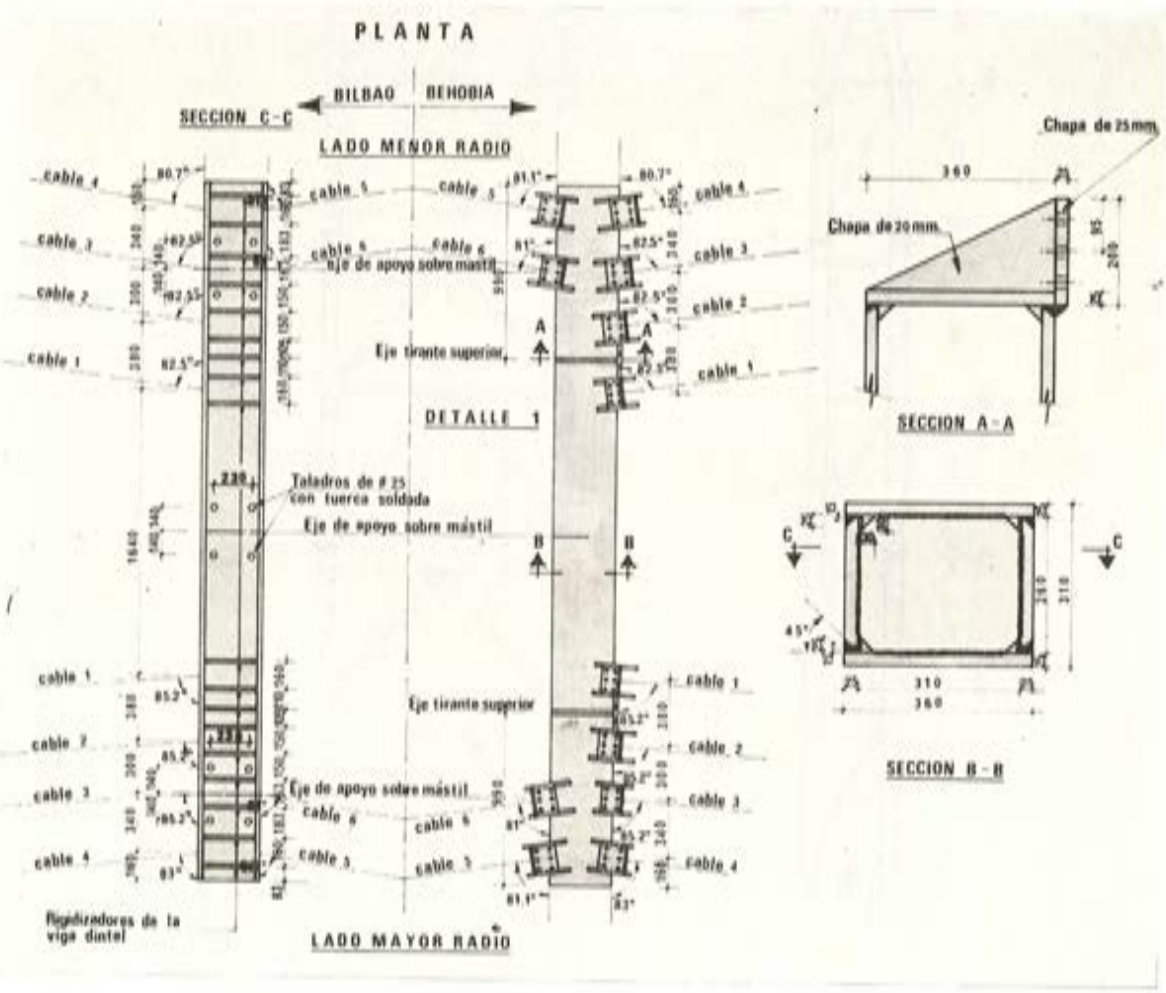


Fig. 12. — Detalle de viga dintel con anclajes de los tirantes de la cimbra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 13.

Figura 14.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

5. LANZAMIENTO DE VIGAS

El lanzamiento de vigas de 43,00 m de longitud y 90 toneladas de peso se realizó con carro de lanzamiento Sicet de 120 t y 45 m de capacidad máxima y por la propia Empresa Constructora Ferrovial, S. A.

Para compensar la fuerte traslacionalidad del tramo ménsula 1 sobre pilas inclinadas de 40 m de altura, se lanzaron las vigas alternativamente a un lado y otro del tramo, lo cual no representa ninguna dificultad para el carro citado y además dicho tramo se atirantó desde el estribo lado Bilbao y desde el tramo ménsula 2.

Todo el proceso constructivo indicado ha supuesto la comprobación de las secciones de las pilas del tramo 1 en cada una de las múltiples fases con un total de setenta estados distintos de solicitación, cuya comprobación se ha realizado de forma simple, mediante la utilización de la curva de interacción (N, M) en los casos de flexión compuesta y con las curvas de isocompresión (e_x, e_y, N) en los casos de flexocompresión esviada.

6. PRUEBA DE CARGA

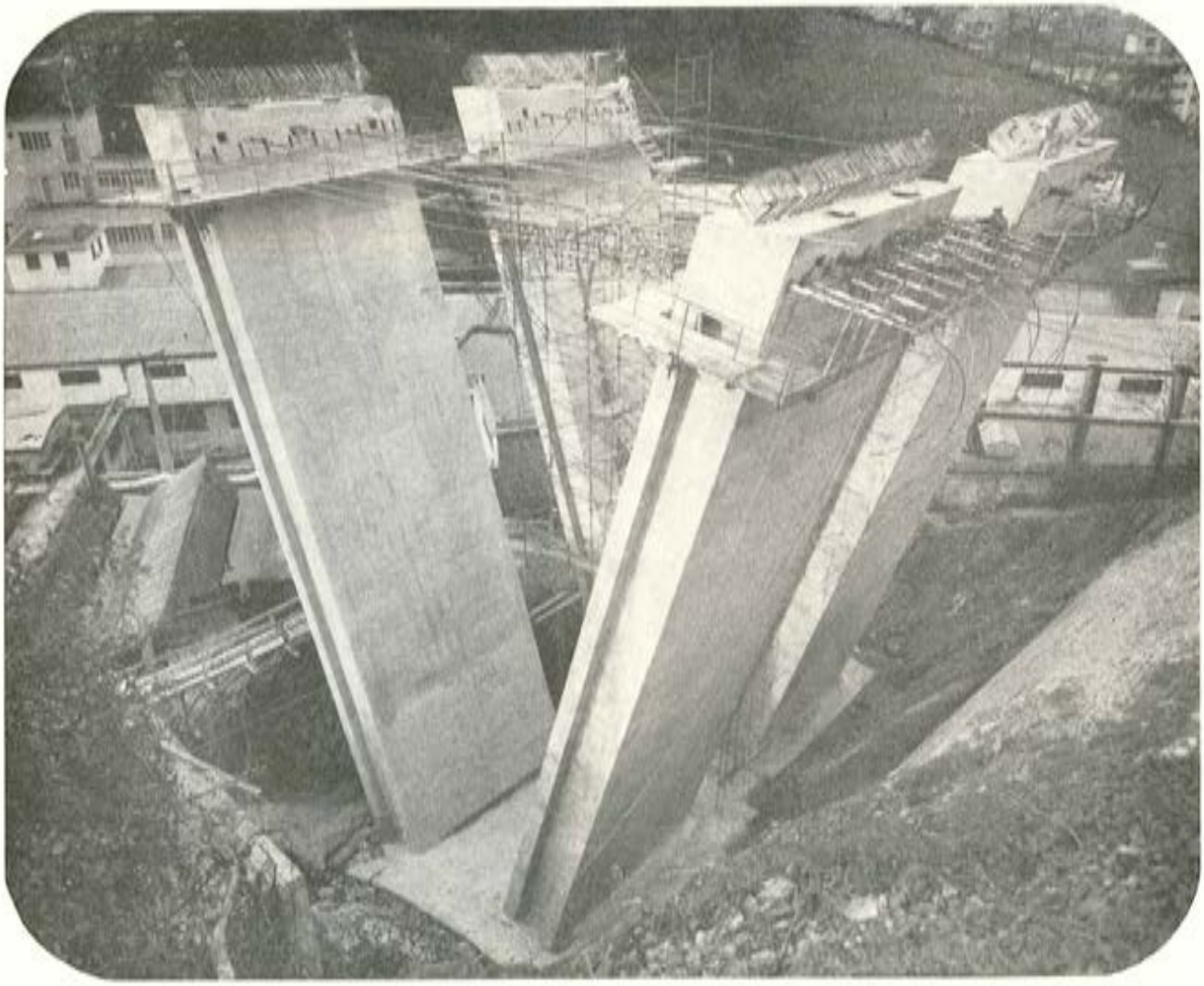
L a prueba de carga se realizó durante los días 8 y 9 de junio de 1973 y en ella se produjo el 100 por 100 de los esfuerzos de cálculo correspondientes al tren número 2 en la sección más solicitada de los tramos ménsula y el 80 por 100 de los momentos máximos en sección central de la viga más solicitada. Para ello se emplearon quince camio-

Figura 15

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 16.

Figura 17.



Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 18.

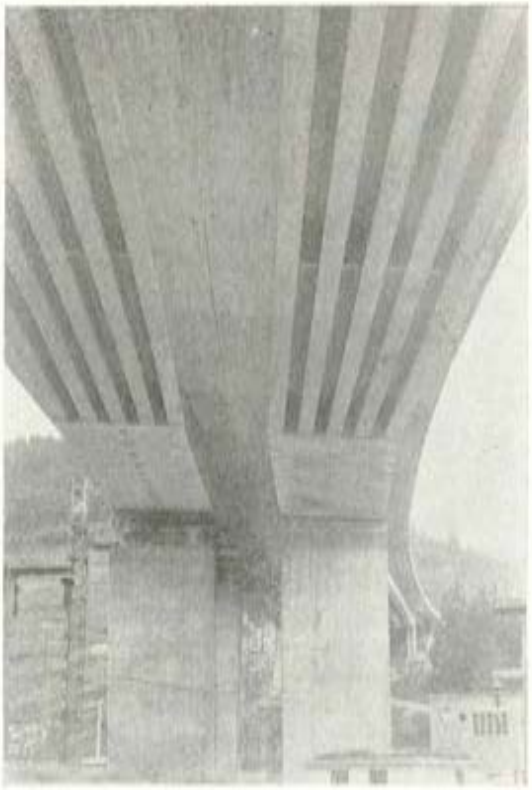


Figura 19.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Figura 20.

nes con 28 toneladas de peso total dispuestos en tres filas que ocupaban todo el ancho y longitud de la calzada sobre los tramos de vigas.

Las flechas registradas fueron del 80 por 100 de las previstas, con $E = 400.000$ kg/cm², es decir, que el módulo medio de deformación real de la obra es de $E = 500.000$ kg/cm², con valor de la flecha máxima de 28 mm en el centro de la luz de 95 metros.

Las recuperaciones instantáneas fueron en todos los casos superiores al 95 por 100.

7. AGRADECIMIENTOS

Aunque resultaría muy largo expresar aquí las múltiples colaboraciones y el cariño que han puesto todos los que de una manera u otra han participado en la realización de esta obra, no queremos acabar sin citar los más destacados.

El proceso del viaducto con todas sus implicaciones de sistema constructivo, proyecto de cimbra, encofrados deslizantes, dirección de operaciones de apertura, asistencia técnica durante la ejecución con toda una serie de controles y ensayos especiales, que no hemos citado en su totalidad por no cansar excesivamente al lector, fue objeto de encargo por parte de la Empresa Constructora Ferrovial a Intemac.

El primer conocedor por parte de Ferrovial de esta solución fue Alfredo Velasco, quien puso en marcha toda la gestión que llevó consigo las autorizaciones necesarias para la ejecución de la obra.

La solución fue acogida favorablemente por la Sociedad Concesionaria Europistas y aceptada por el Ministerio de Obras Públicas a través de su 3.ª Jefatura Regional de Carreteras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Europistas llevó la inspección y control de ejecución de la obra bajo la dirección de Francisco Barceló, con la intervención de Manuel Alfageme y más directamente Fernando Guijo como Ingeniero encargado. También es de señalar la meritoria actuación de Moisés Ferreras como Ayudante a pie de obra por parte de Europistas.

Además, e independientemente de Europistas, la Sociedad de Control de Calidad Euroconsult, llevó a cabo el control de materiales y dio a la obra el espaldarazo final con la realización de la prueba de carga dirigida personalmente por su Director Roberto Shama.

Por parte de Ferrovial y comenzando por Alfredo Velasco, que ya hemos citado, han intervenido Julián Cuartero, Miguel Angel Eusa y muy especialmente Francisco García Fuentes como Ingeniero a pie de obra, con el cual hemos mantenido un intenso contacto. El lanzamiento de vigas ha sido realizado por el equipo de especialistas de Ferrovial que dirige Fernando Martínez Cattáneo. No queremos olvidar a encargados, capataces y peones, con los que nos hemos sentido verdaderos compañeros de trabajo.

Es de destacar la actuación de Kockum, actualmente Briab Española, con la intervención ordenada y disciplinada de Willy Mossum, John Retterson y los hermano Prieto.

Asimismo ha sido igualmente importante la labor desarrollada por la Sociedad Centro de Trabajos Técnicos, a través de Juan Ripoll, Elía y sus especialistas, que han intervenido en las operaciones de apertura, realización del pretensado y regulaciones de tensiones en la cimbra.

Finalmente no queremos terminar sin mencionar que toda la labor y esfuerzo desarrollados por Intemac en esta obra han tenido como impulsor a su Director, José Calavera, consciente de la importancia y responsabilidad de la misma.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

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

Sellos en vigor a noviembre de 1973

Cietan VP-1 — **DOMO-SAINCE, S.A.** — Fábrica de Alcalá de Henares (Madrid).

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

Cietan VP-3 — **AGUSTI, S.A.** — Fábrica de Fornells de la Selva (Gerona).

(ver dorso)

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

¿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 10/12/2025

construcción de puentes de hormigón pretensado, de gran luz, con tirantes homogeneizados

R. MORANDI
Prof. Ing. de la Universidad de Roma

(Versión española de la conferencia que, organizada por la A.T.E.P. pronunció en italiano, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, el Profesor Morandi, el 22 de marzo de 1973).

Me siento muy honrado por haber sido invitado a exponer en este Instituto Torroja, y ante un auditorio tan calificado, algunas consideraciones sobre la construcción de puentes de hormigón de tipo atirantado, con tirantes homogeneizados.

Es mi intención comentarles distintas aplicaciones, por mí realizadas, de este tipo especial de estructura, que resulta muy adecuado para salvar grandes luces. La adaptación de este procedimiento a las muy distintas exigencias de los diferentes casos resueltos, ha terminado por crear una amplia casuística de variaciones sobre un mismo tema fundamental.

DESCRIPCION GENERAL DEL SISTEMA

Se trata de conseguir una estructura, capaz de salvar grandes luces mediante uno, dos o más sistemas equilibrados, independientes o casi independientes, consistentes en dos largas ménsulas que parten de un mismo elemento vertical (la pila) y cuyos extremos están enlazados mediante elementos oblicuos que se juntan en la punta de un soporte que se eleva, sobre la pila, por encima del plano del tablero del puente.

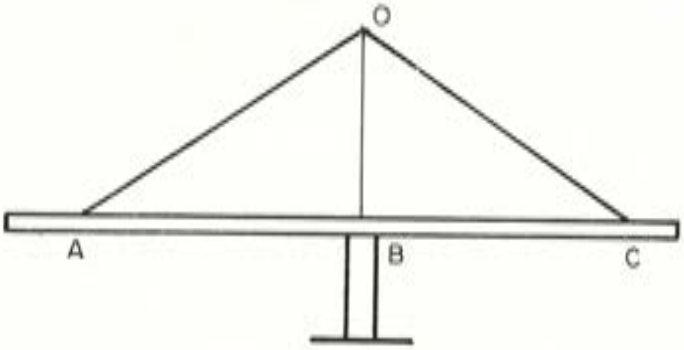


Figura 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

En la figura 1 se representa el esquema del conjunto de los diferentes elementos descritos, que configuran este tipo de estructura.

Los elementos A B y B C resultan, por una parte, fuertemente autocomprimidos por efecto de la componente según A C de la tracción existente en los tirantes A O y O C. Por otra parte, se someten además a un pretensado normal.

Los referidos tirantes, por medio de un tratamiento especial del cual se hablará más adelante, presentan un comportamiento análogo al de los otros elementos de la estructura, por lo cual puede afirmarse que el sistema resulta homogéneo en el sentido de que sus características de deformación (en este caso, producidas esencialmente por las variaciones de los esfuerzos normales) son las propias de una viga de hormigón y no las de un tirante de acero.

Al hablar de variaciones de los esfuerzos normales debe entenderse que nos referimos fundamentalmente a los originados por las sobrecargas (cargas útiles) puesto que, como es obvio, las cargas producidas por el peso propio se consideran constantes y, además, el alargamiento de los tirantes por efecto de dichas cargas permanentes se anula mediante el pretensado de dichos tirantes; por lo cual puede afirmarse que la posición de los puntos A y C puede considerarse fija, como si debajo de ellos existiese un apoyo rígido.

En enlace de los distintos sistemas equilibrados entre sí, o el de un único sistema al resto de la estructura, puede efectuarse de diferentes formas. Entre ellas citaremos las siguientes:

1. Mediante vigas simplemente apoyadas en el extremo de las ménsulas, utilizando en las uniones sistemas que permitan el libre acortamiento de dichas ménsulas, especialmente bajo la acción de las variaciones térmicas y la fluencia. Evidentemente, en este caso, los momentos flectores originados por las cargas accidentales disimétricas son íntegramente absorbidos por las pilas.

2. En el caso de tratarse de un sistema único, el extremo de la ménsula puede enlazarse a una pila vertical o a un estribo, en donde habrá que colocar un dispositivo que permita solamente los corrimientos horizontales (para garantizar el libre acortamiento, en el tiempo, de la ménsula) pero no los verticales.

De esta manera se consigue una notable reducción de los momentos flectores que actúan sobre la pila, como consecuencia de las cargas accidentales disimétricas a las que ya nos hemos referido anteriormente.

3. Enlazando entre sí los distintos sistemas de tal forma que se constituya un sistema único capaz de actuar como estructura continua, a lo largo del tiempo, durante su vida de servicio. Como es lógico, las cargas accidentales originan corrimientos, en los nudos A y C, que son función de la rigidez del elemento A-C (es decir, de las ménsulas) y del alargamiento de los tirantes A O y C O. El poder regular estos alargamientos constituye la clave fundamental del proyecto y, en ciertos aspectos, de ello depende la posibilidad de conseguir grandes luces.

En efecto, en el caso de grandes luces, y por consiguiente, de tirantes de notable longitud, el problema más importante es el que plantea el alargamiento de dichos tirantes bajo la acción de las cargas accidentales. La reducción de este alargamiento puede lograrse, o bien aumentando sensiblemente la sección del acero de los tirantes, o bien recurriendo a la correspondiente operación de homogeneización.

Aun cuando para muchos de ustedes, especializados en el tema, esta operación es bien

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

conocida, considero oportuno para mayor claridad de mi exposición, comentar brevemente la base conceptual de la misma. Analicemos primeramente el comportamiento de los tirantes, suponiendo que están constituidos únicamente por barras de acero. Bajo la acción de las cargas accidentales, estarán sometidos a unas tensiones cuyo campo de variación vendrá dado por:

$$\Delta \sigma = \frac{\Delta T}{\Omega}$$

y un alargamiento igual a:

$$\Delta l = \frac{\Delta \sigma}{E_t} \cdot l$$

Habrá que estudiar atentamente los dos aspectos siguientes:

— El peligro de que con el tiempo se anule o disminuya el margen de seguridad del elemento, a causa de los fenómenos de fatiga.

— La influencia del descenso del tablero como consecuencia del corrimiento experimentado por los puntos A y C a causa del alargamiento Δl.

Consideremos ahora el tirante, constituido por acero y hormigón trabajando solidariamente, y pretensado de tal forma que bajo la acción de las cargas accidentales se produzca una descompresión sin llegar nunca a anularse la compresión (compresión positiva).

Se tendrá entonces:

$$\text{para el acero: } \Delta' \sigma = \frac{\Delta T}{\Omega + A_c}$$

$$\Delta' l = \frac{\Delta' \sigma}{n \cdot E_c} \cdot l$$

Es evidente que $\Delta' \sigma$ y $\Delta' l$ resultan ahora mucho menores que los correspondientes valores de $\Delta \sigma$ y Δl antes deducidos.

Se obtiene así la posibilidad de elevar la tensión de trabajo del acero (originada por el peso propio de la estructura) sin riesgo alguno de que se produzcan daños a consecuen-

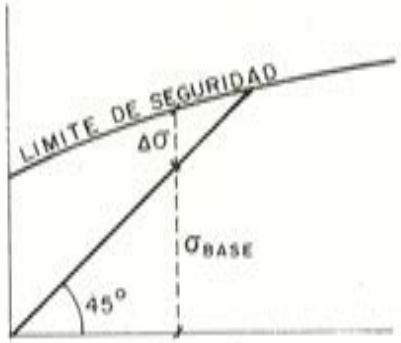


Figura 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

cia de los fenómenos de fatiga y con la seguridad de que los corrimientos de los puntos A y C han de ser menores.

Por lo que respecta al problema de la fatiga, la afirmación anterior queda inmediatamente demostrada examinando el diagrama de Smithz para un acero sometido a un número "n" de ciclos de carga (fig. 2).

Es necesario, por último, tener en cuenta la imposibilidad conceptual de que se fisure el recubrimiento del acero y, por consiguiente, de que desaparezca la acción protectora contra la corrosión, que dicho recubrimiento ejerce.

COMPORTAMIENTO DE LA ESTRUCTURA EN ESTADO DE SERVICIO

Hagamos ahora un rápido examen del comportamiento de la estructura en estado de servicio, sometida a la totalidad de las fuerzas y otras acciones consideradas en el proyecto.

1. Peso propio y carga permanente (al término de la fase de ejecución de cada uno de los sistemas equilibrados):

Estando previsto, como ya se ha dicho, que la estructura ha de ser rigurosamente simétrica con respecto al plano transversal B-O, su comportamiento ha de ser congruente con la hipótesis de que los tirantes son inextensibles, con la consiguiente inmovilidad vertical de los puntos A y C, una vez efectuado el pretensado de dichos tirantes (estando los tirantes todavía sin recubrir).

2. Puesta en obra, en los extremos de cada uno de los sistemas, de los elementos de unión (vigas apoyadas) y creación de los enlaces con el resto de la obra:

Una vez efectuadas estas operaciones, mediante una corrección de la tensión en los tirantes será posible anular los efectos producidos por las mismas en el resto de la estructura.

3. Fluencia del hormigón en el sistema homogeneizado:

Se producirá un desplazamiento de los puntos A y C como consecuencia de los acortamientos diferenciales de los elementos que concurren en dichos puntos.

4. Variación de la temperatura:

Se originarán modificaciones en la geometría del sistema por efecto de las variaciones de temperatura, uniformes y diferenciales, originadas por la distinta exposición a la acción de los rayos solares o por la diferente capacidad térmica de cada elemento.

5. Acciones transversales y longitudinales, en el plano horizontal, producidas por el viento o a consecuencia de fenómenos sísmicos:

La determinación de los efectos de estas acciones puede también realizarse considerando el comportamiento dinámico de sistema sometido a impulsos rítmicos repetidos.

6. Cargas accidentales útiles, en las distintas posiciones posibles:

En los correspondientes cálculos estáticos se deberá tener también en cuenta el incremento de los corrimientos de los puntos A y C a consecuencia de la variación de la configuración de la catenaria de los tirantes, originada por el peso propio de los mismos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Este incremento obliga a considerar una ley no lineal de proporcionalidad.

7. Hipótesis de cargas límites:

Determinación del coeficiente de seguridad global del sistema.

Se considera, por último, que las componentes hiperestáticas de las tensiones originadas por la acción del pretensado introducido, tiene sólo un efecto transitorio durante la fase de ejecución, pudiéndose prescindir de ellas en los cálculos posteriores, puesto que se anulan, una vez terminada la obra, mediante la corrección final de la tensión de los tirantes.

DESCRIPCION DE ALGUNAS OBRAS

Una vez expuesto lo anterior, pasaré ahora a describir, por orden cronológico, algunos de los puentes por mí proyectados. Confío en que, de esta forma, me será posible hacerles notar la evolución continua que ha ido experimentando este sistema, su progresiva simplificación y, especialmente, cómo se ha logrado mejorar la solución de los problemas relativos a la seguridad en la ejecución.

1. Puente sobre el lago Maracaibo.

Proyectado en 1957. Terminado a finales de 1961.
Anchura: 15,50 m.

Constituido por seis sistemas independientes, enlazados entre sí a través de vigas de 35 metros mediante las cuales se lograban luces teóricas de 235 metros.

Figura 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

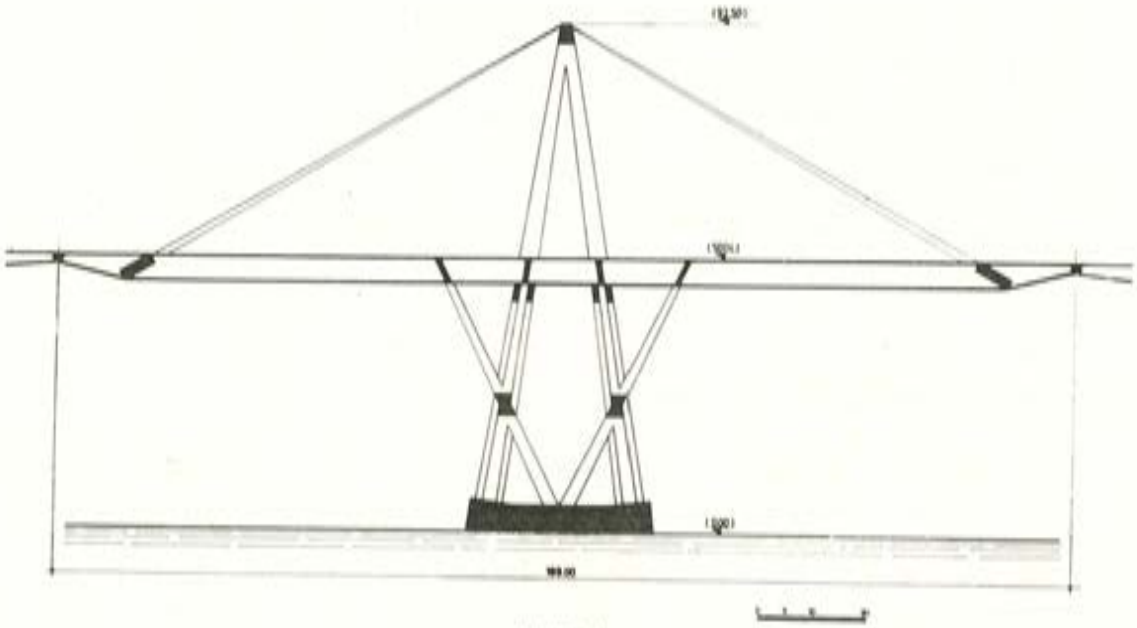


Figura 4.

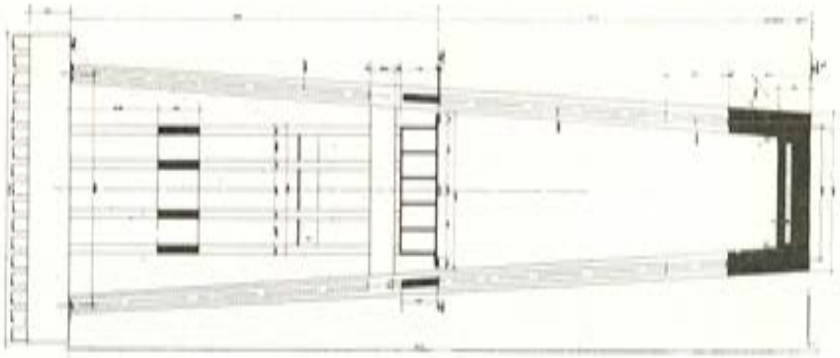


Figura 5.

En las figuras 3, 4 y 5 puede apreciarse, respectivamente, una vista general del puente, su sección longitudinal y su sección transversal.

2. Viaducto sobre el Polcevera, en Génova.

Proyectado en 1962 y terminado en 1966.
Anchura: 24,00 m.

Constituido por tres sistemas independientes, enlazados entre sí a través de vigas de 35 metros, mediante las cuales se lograban luces teóricas de 210 metros.

Los sistemas independientes se construyeron sin necesidad de tener que interrumpir el intenso tráfico ferroviario inferior.

En la figura 6 se aprecia una vista general del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

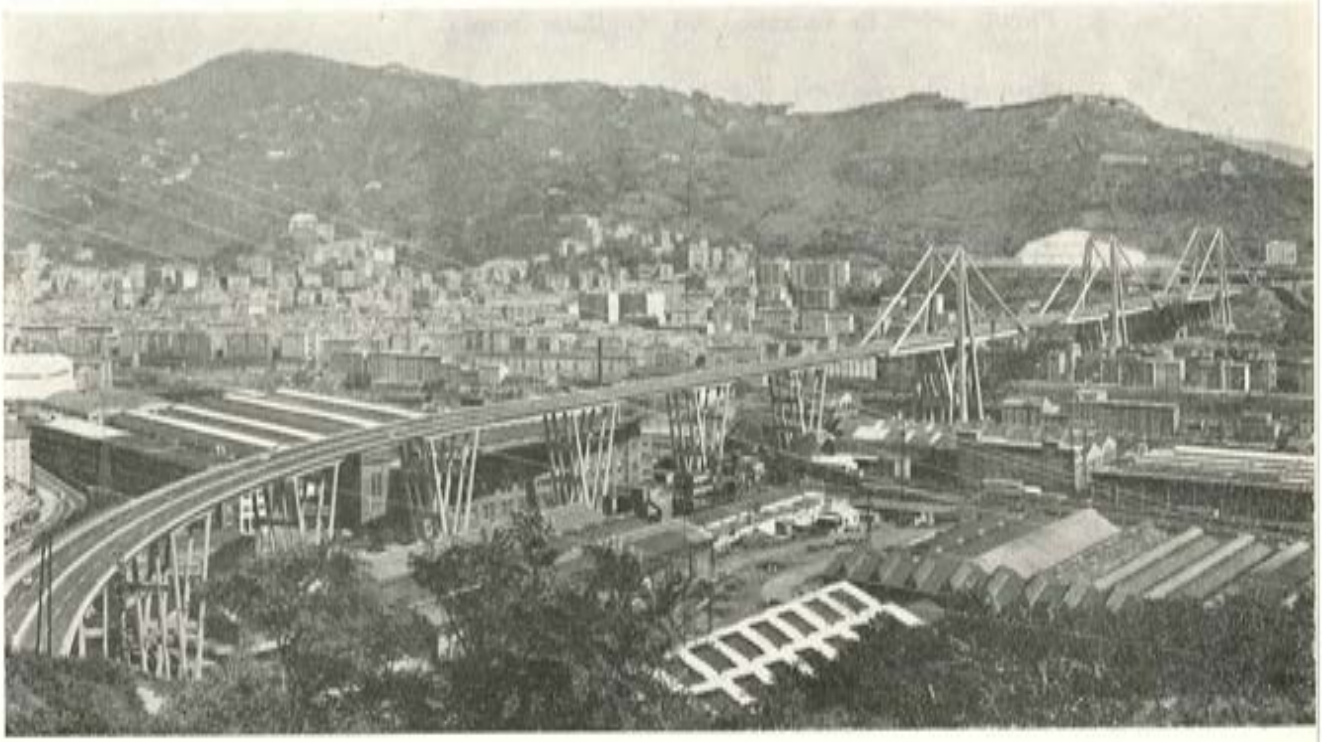


Figura 6.

3. Puente sobre el Escalda, en Amberes.

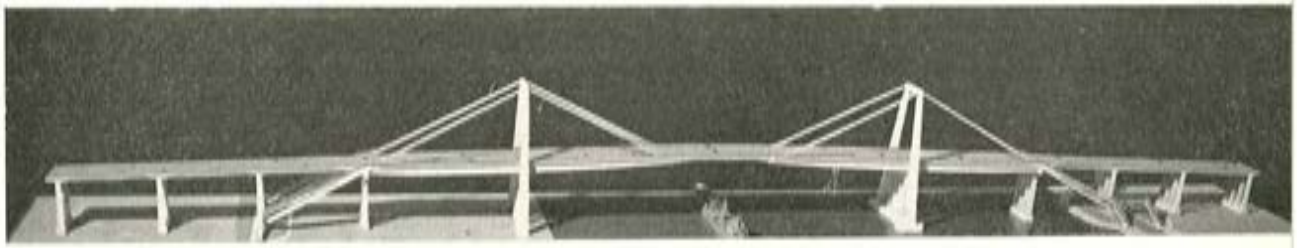
Proyectado en 1963. Ganador del concurso internacional al efecto convocado.
Anchura: 40,20 m.
Máxima luz: 355 m.

Constituido por dos sistemas que se anclan en el terreno a través de tirantes unidos a pilas situadas en los extremos del puente. Los dos sistemas quedan enlazados entre sí mediante vigas de 60 metros de luz.

En la figura 7 se reproduce una vista de la maqueta del puente.

Los elementos inclinados existentes entre el tablero y el terreno sirven para sustentar las escaleras automáticas para el paso de peatones, bicicletas y motocicletas.

Figura 7.



Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

4. Puente sobre un barranco, en Magliana (Roma).

Proyectado en 1965. Terminado en 1967.
Anchura: 24,00 m.
Luz de 147 m.

Constituido por un solo sistema anclado al terreno mediante contrapesos. El sistema se enlaza al resto del viaducto a través de un tramo de vigas de 65 metros de luz.

La obra atraviesa una zona de terreno echadizo, por lo cual se ha procurado conseguir una estructura con el mayor número posible de articulaciones.

En las figuras 8 y 9 se reproducen, respectivamente, la sección longitudinal y la planta del puente.

Figura 8.

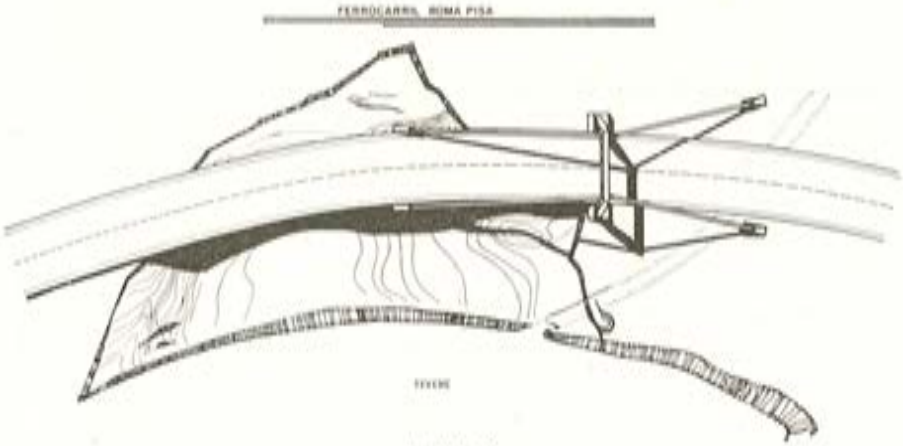


Figura 9.

5. Puente sobre el Wadi Kuf, en Libia.

Proyectado en 1967. Terminado en 1970.
Anchura: 13,50 m.
Luz del tramo central: 282 m.

Constituido por dos sistemas unidos a los estribos mediante bielas pretensadas, y entre sí a través de un tramo de vigas de 55 metros de luz.

Las figuras 10, 11 y 12 reproducen, respectivamente, una vista general del puente, su sección longitudinal y una vista superior de la obra terminada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

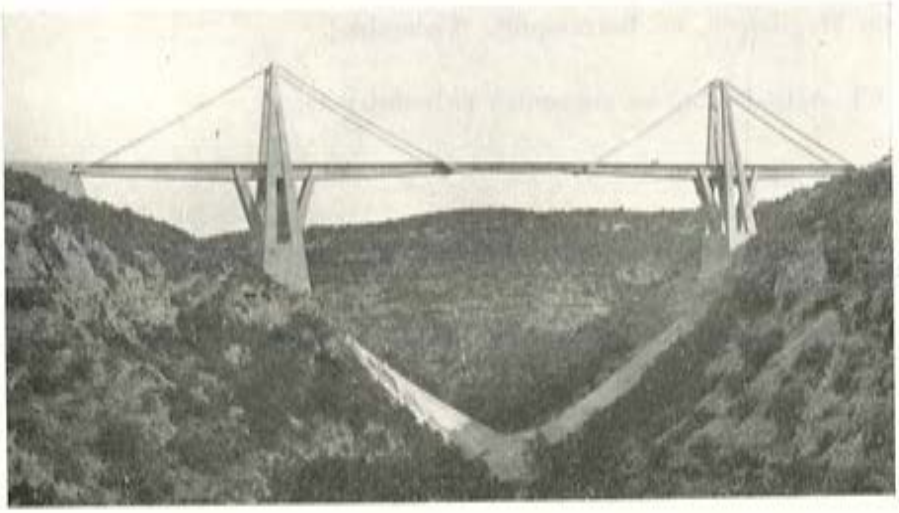


Figura 10.

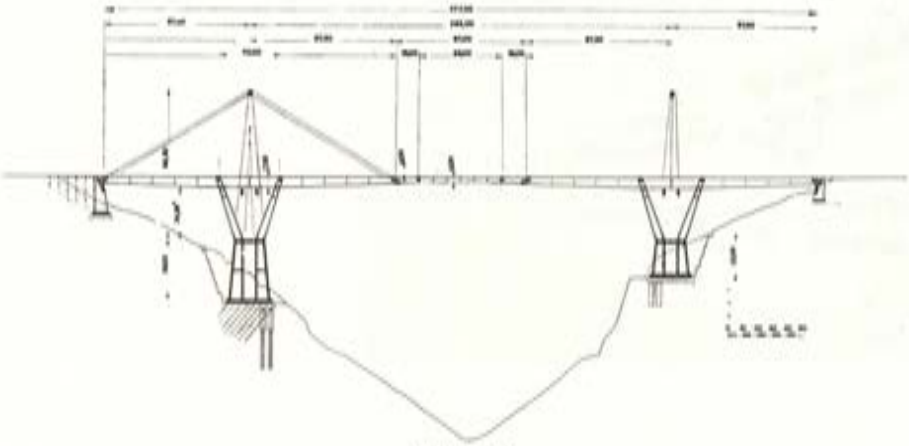


Figura 11.

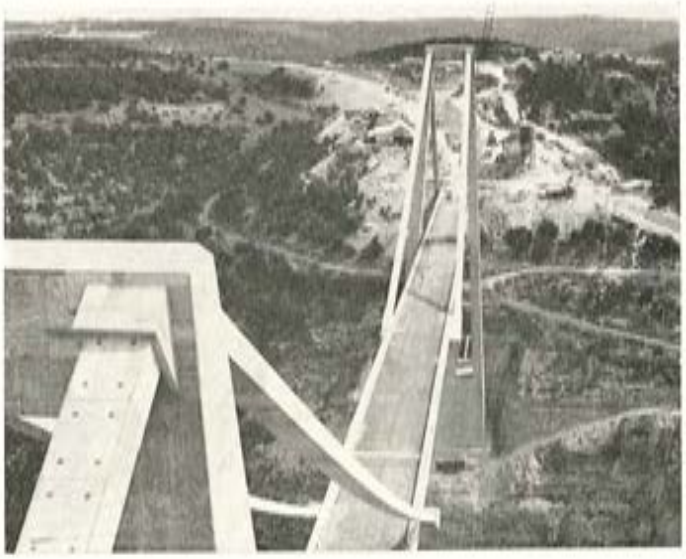


Figura 12.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

6. Puente sobre el río Magdalena, en Barranquilla (Colombia).

Proyectado en 1971. Actualmente se encuentra en construcción.
Anchura: 12,50 m.
Luz del tramo central: 140 m.

Está constituido por dos sistemas que, una vez construidos, se enlazarán entre sí para conseguir una estructura continua.

Las figuras 13 y 14 reproducen, respectivamente, una perspectiva de la obra, y la sección longitudinal del puente.

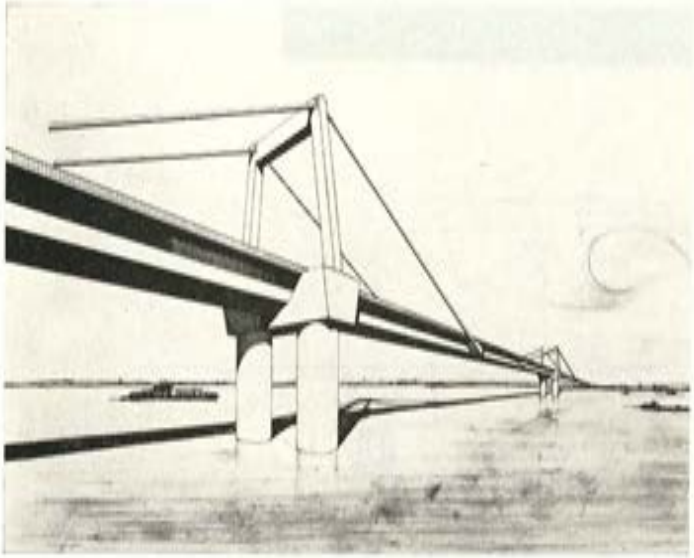
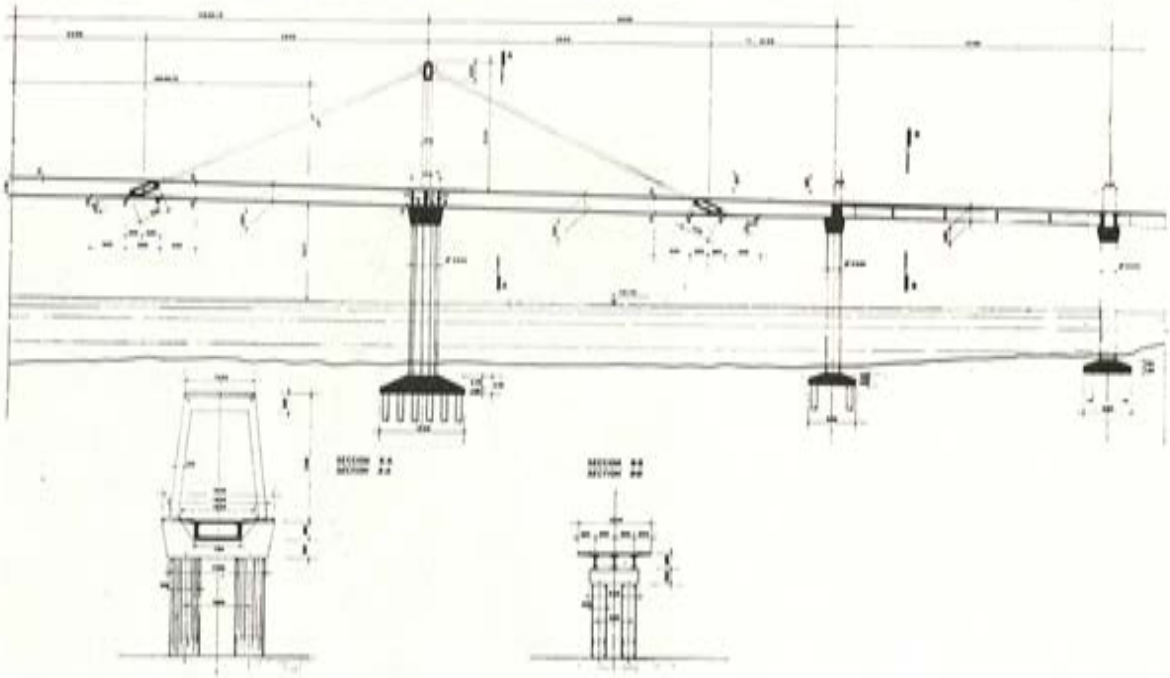


Figura 13.

Figura 14.



Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

7. Viaducto de Carpineto, sobre la Via Basentana (Potenza - Italia).

Proyectado en 1972. Actualmente está en construcción.

Anchura: 18,00 m.

Luz de 173 m.

Está constituido por dos sistemas disimétricos, anclados al terreno por medio de contrapesos y unidos entre sí a través de un tramo de vigas, simplemente apoyadas, de 42 metros de luz.

En las figuras 15 y 16 se reproducen, respectivamente, el alzado del viaducto, y su sección transversal.

Deseo ahora analizar brevemente la cuestión del "rendimiento" de este tipo de puentes, aspecto éste que considero de interés, puesto que justifica su empleo, ya que demues-

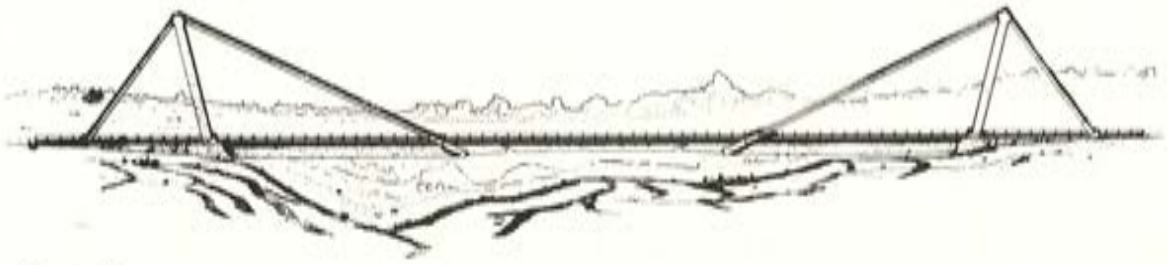


Figura 15.

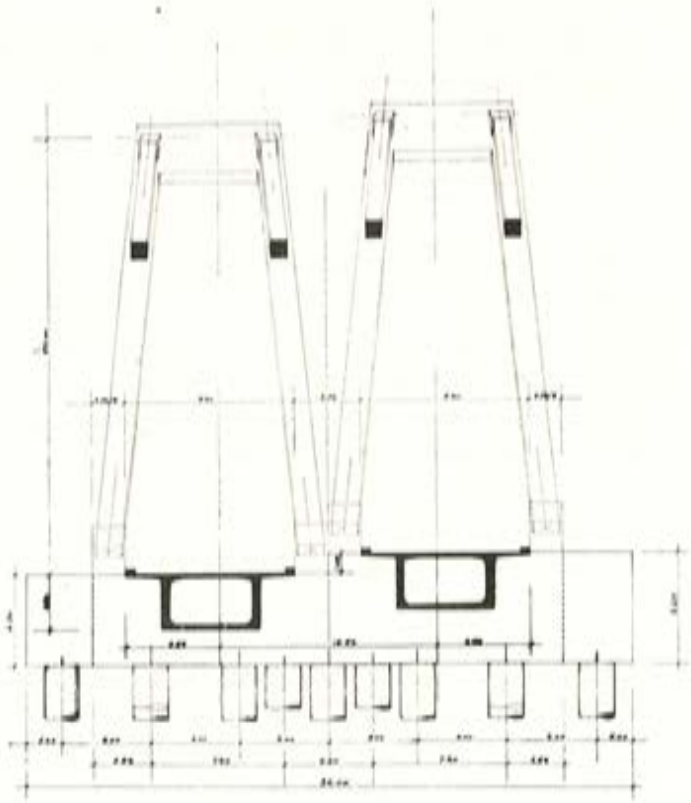


Figura 16.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

tra que resulta perfectamente competitivo frente a otros tipos de estructuras de puentes construidas con otros materiales. No creo necesario aclarar lo que se entiende por "rendimiento" de una estructura; es un concepto,de dominio general, que se viene utilizando con significado equivalente en otras muchas técnicas como, por ejemplo, la termo-dinámica. Su definición matemática viene dada por las siguientes sencillas fórmulas:

Sea un puente, de longitud total "l", con cualquier tipo de sustentación, que se divide en un número "n" de partes "i", pudiendo ser "n" tan pequeño como se quiera. En cada una de estas partes "i", se denominan:

σ_{i1} = tensión originada por efecto del peso propio;
σ_{i2} = tensión originada por efecto de las cargas útiles;
$\sigma_{i\,tot} = \sigma_{i1} + \sigma_{i2} \leq \sigma_{máx}$

siendo $\sigma_{máx}$ el máximo valor de la tensión admisible desde el punto de vista de la seguridad.

Sea, por último:

$$\alpha_i \frac{\sigma_{i\,tot}}{\sigma_{i\,máx}}$$

Se tendrá que el rendimiento "R" viene expresado por:

$$R = \frac{1}{\sum_1^n \alpha_i} \sum_1^n \left(1 - \frac{\sigma_{i1}}{\sigma_{i\,tot}}\right) \cdot \alpha_i$$

Aplicando esta fórmula a algunos de los ejemplos anteriormente comentados se obtiene, aproximadamente:

Puente sobre el Polcevera ..... $R = 0{,}30$
Puente del Wadi Kuf ..... $R = 0{,}25$
Puente de Barranquilla ..... $R = 0{,}35$

Estos rendimientos pueden considerarse francamente elevados y son, seguramente, los más altos posible para estructuras de hormigón de densidad normal.

En obras de esta clase, el alcanzar los 400 metros de luz queda todavía dentro de los límites aceptables sin necesidad de tener que recurrir al empleo de hormigones de menor densidad, los cuales (si bien la tecnología correspondiente se encuentra aún en período de desarrollo) permitirán realizaciones con luces cada vez mayores.

LOS PROBLEMAS DE LA EJECUCION

Como fácilmente se comprende, los problemas planteados durante la realización de todas las obras descritas, llegaron a tener una influencia tan decisiva sobre el proyecto que, finalmente se llegó al convencimiento de que el proceso constructivo debía considerarse como una parte del mismo, quizá la más importante.

Hasta ahora, hemos venido hablando de las exigencias del proyecto de la estructura,

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

en relación con las denominadas condiciones de servicio. Quisiera ocuparme unos momentos de los problemas relativos a la ejecución.

Elegido el método constructivo, debe procederse a un nuevo planteamiento del proyecto, realizándolo por fases, en cada una de las cuales se analicen los distintos elementos, sucesivamente construidos, determinando su propio estado tensional así como el que aparece en todos los elementos ya terminados y enlazados entre sí para formar el sistema definitivo. Este proceso deberá repetirse hasta que quede completo dicho sistema. Dicho de otra manera: deberá procederse a la determinación y resolución de tantos sistemas estructurales distintos como fases de construcción se hayan previsto.

Esta forma de actuar, la cual por otra parte encaja perfectamente en la mentalidad de los técnicos actuales, obliga en definitiva al proyectista a trabajar de acuerdo con un proceso programado de acuerdo con los siguientes puntos fundamentales:

— Elección de la solución más adecuada, en relación con las características funcionales de la obra y, al mismo tiempo, descripción del sistema constructivo que debe utilizarse.
— Determinación de las características del sistema constructivo teniendo en cuenta, especialmente, los medios disponibles en obra para las operaciones de transporte y montaje de los diferentes elementos estructurales. La posibilidad de disponer de unos u otros medios y el coste de los mismos, influyen de modo muy importante en la elección de las referidas características.
— Determinación de los diferentes estados tensionales que se producen, durante el montaje de la estructura, en las piezas destinadas a soportar los elementos que sucesivamente se van incorporando.
— Estudio de la influencia sobre la estructura de la variación de los tipos de sustentación externa, durante el proceso constructivo, especialmente para determinar si es o no posible aplicar el principio general de la superposición de efectos.
— En el caso particular de estructuras constituidas por elementos cuyas dimensiones sean variables con el tiempo (como ocurre, por ejemplo, con los elementos de hormigón a consecuencia de los fenómenos de fluencia), determinación de la influencia de estas variaciones en las tensiones internas, cuando resultan coartadas, una vez completada la estructura por las modificaciones introducidas en los sistemas de sustentación.
— Determinación, por último, de la distribución de las tensiones definitivas, obtenidas mediante la suma algébrica de todas las deducidas en las sucesivas fases de la construcción, y cálculo subsiguiente de la capacidad resistente disponible para soportar las cargas aleatorias, denominadas, en general, cargas de servicio.

Para mejor aclarar los conceptos que quedan expuestos, voy a comentar a continuación los criterios que he seguido en la realización de dos obras (escogidas entre las que fueron mejor estudiadas) en las cuales apliqué el método de cálculo por fases sucesivas de construcción, hasta obtener el resultado final.

1. Puente sobre el Wadi Kuf (Libia).

Elegido el proceso de construcción, que más adelante explicaré, se preparó un programa dividido en fases y operaciones. A continuación, se estudió una secuencia adecuada para las fases, y las distintas operaciones que en cada una de ellas había que realizar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Todas las operaciones se analizaron individualmente, detallándose perfectamente en el proyecto las correspondientes prescripciones y calculándose, por último, las deformaciones y las tensiones máximas que sucesivamente se iban acumulando en las partes de la estructura ya construidas. Como punto final, se indicaban los procedimientos de control que había que utilizar.

De esta manera, la labor de la dirección de obra quedaba prácticamente reducida a comprobar que los valores que se iban midiendo durante la ejecución de la estructura coincidían con los indicados en el proyecto.

Cualquier discrepancia registrada, superior a las tolerancias previamente fijadas, era puesta inmediatamente en conocimiento del proyectista. Se paraba la obra, se investigaban las causas que la habían motivado y, eventualmente, se adoptaban las medidas necesarias para su corrección.

En el caso que se comenta, se adoptaron diez fases con un total de 94 operaciones sucesivas.

El programa preparado pudo llevarse a cabo con toda normalidad sin que se tropezase con ningún inconveniente digno de mención. Debo destacar la magnífica colaboración prestada por todo el personal que intervino en la obra. La atención puesta en su trabajo y el haber podido disponer de todos los medios necesarios para un eficaz control de las diversas operaciones, permitieron lograr unos resultados completamente satisfactorios.

Estimo oportuno comentar ahora, con algún detalle, las distintas fases.

I Fase.

Una vez construidos con el auxilio de encofrados deslizantes las bases de las pilas, los soportes de los tirantes y los elementos inclinados que, partiendo de las pilas, van a servir de apoyo a los tramos que constituyen los sistemas equilibrados (véase la sección lon-

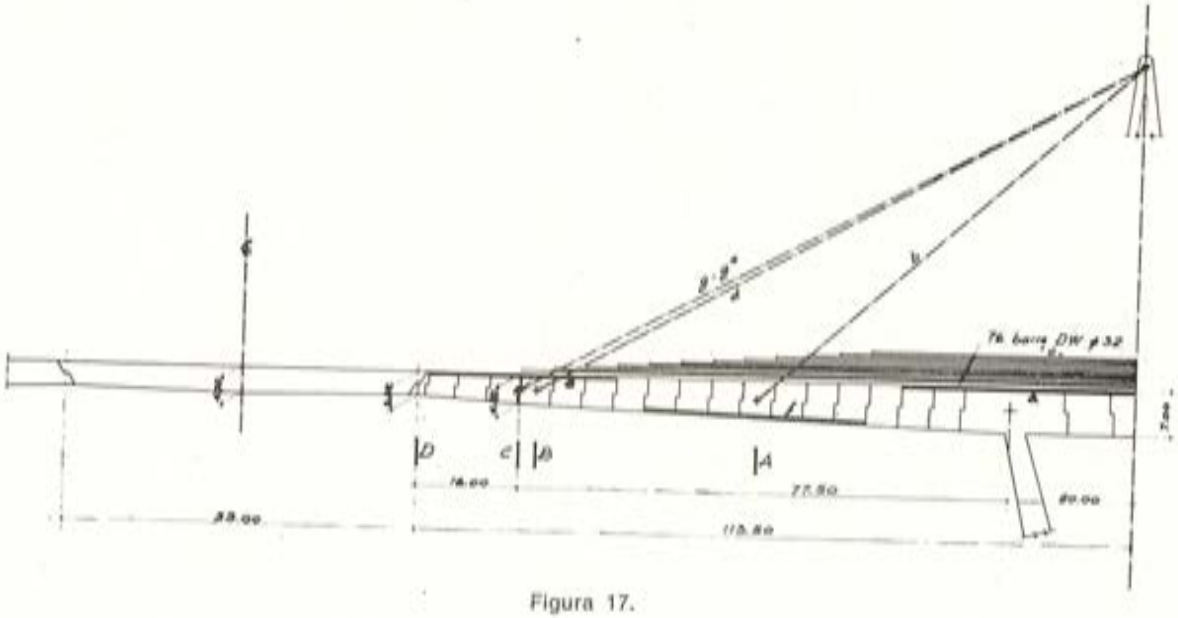


Figura 17.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

gitudinal del puente de la figura 11), se procedió al hormigonado de la parte de estos tramos comprendida entre los extremos de dichos elementos inclinados, utilizando una viga metálica provisional.

Durante esta fase fue necesario eliminar, por medio de tirantes pretensados horizontales, las tensiones originadas por la inclinación de los referidos elementos, en tanto no se terminaba la construcción del tramo que enlaza de un modo definitivo sus extremos. Este último tramo, en la primera fase, resulta sometido a un momento flector, de intensidad máxima en su sección central, que poco a poco va disminuyendo hasta cambiar de signo, durante las fases sucesivas.

Una serie de cables provisionales, que se tesaban al terminar la primera fase y se iban después destesando gradualmente a lo largo de las fases posteriores, evitó el tener que utilizar un exceso de materiales, para unos estados de tensión transitorios y rápidamente decrecientes durante la construcción de la obra.

En la figura 17 se representa una sección longitudinal con los tirantes y los diferentes cables provisionales de pretensado utilizados.

II Fase.

Se construyen simultáneamente, a ambos lados de la pila, las zonas comprendidas entre los elementos inclinados y los puntos A. (fig. 17).

La construcción de estas zonas se realizó por el sistema, ya tan conocido, de voladizos sucesivos utilizado en los puentes tipo Dywidag. Cada dovela era de cerca de 5 metros de longitud y se sujetaba a la parte de la estructura precedentemente construida, por medio de barras de acero, postesas, dispuestas por el exterior de las secciones de hormigón, con el fin de poderlas retirar y recuperar en una etapa posterior. Coincidiendo con los puntos A se colocaban unos tirantes "b", provisionales, pretensados y dimensionados de tal manera que se cumpliesen las siguientes condiciones límites:

— La magnitud del movimiento hacia arriba que provoca el tirante sobre la parte ya construida del tramo, no ha de ser superior al valor necesario para evitar la aparición de tracciones en la fibra superior de las secciones de las dovelas ya colocadas.

— Las tensiones producidas en el tirante a consecuencia del pretensado más las tracciones a él aplicadas posteriormente, hasta que se monta y tesa el siguiente tirante provisional, no excederán de los valores máximos admisibles.

— En el momento en que se coloca el siguiente tirante provisional, deberá haberse recuperado totalmente la perfecta horizontalidad de la parte ya construida del tramo.

Antes de proceder a la descripción de las fases sucesivas, parece conveniente concretar algunos detalles sobre cómo se realiza el tesado de los tirantes, ya sean provisionales o definitivos.

Como es lógico, cada tirante está constituido por dos elementos independientes, cada uno de los cuales se sitúa a uno de los lados del tablero. Con el objeto de evitar solicitaciones de torsión en dicho tablero, es fundamental que la tensión en cada uno de los dos elementos que forman el tirante sea idéntica. Por otra parte, también deberá ser idéntica

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

la tensión en los dos extremos opuestos del tirante, simétricos respecto a la vertical que pasa por el eje de la pila.

Todo ello resulta fácil de conseguir. Debe tenerse en cuenta que cada tirante está constituido por numerosos haces de cables de acero de muy alta resistencia, los cuales se tesan, o bien individualmente o por grupos de cuatro. Si se adopta el sistema de subdividir en varias etapas cada una de estas operaciones de tesado, la tensión en el tirante va aumentando muy lentamente y se pueden controlar con toda facilidad los valores que progresivamente va adquiriendo. Además, cualquier error eventual en una de las maniobras de tesado, afecta solamente a una muy pequeña parte alícuota del valor de la tensión total de cada tirante.

Finalmente, la serie de controles efectuados, ya sea por medio de dinamómetros o mediante otros dispositivos de control, automáticos o no (con los cuales ya van equipados todos los modernos gatos de tesado), permiten poder garantizar que el error en la magnitud de la fuerza de pretensado introducida, no es superior al 1 por 100 del valor previsto en el cálculo.

III Fase.

Se construye la zona A-B de cada tramo, por dovelas sucesivas, las cuales se van sujetando también mediante barras de acero que se tesan, y dispuestas de forma que se puedan recuperar posteriormente.

Se coloca un segundo tirante provisional "d", dimensionado siguiendo un criterio idéntico al expuesto al aplicar la II fase.

IV Fase.

Se construyen las zonas B-D, por dovelas sucesivas, sujetándolas mediante cables tesos que quedan definitivamente incorporados a la estructura.

V Fase.

Construcción de la viga transversal de apoyo de los tirantes definitivos, enlazando los extremos superiores de los soportes construidos sobre las pilas. Para la ejecución de esta pieza, cuyo peso es de cerca de 600 toneladas, se siguió un programa especialmente estudiado, basado en la siguiente hipótesis fundamental:

El punto C no experimenta ningún corrimiento vertical, puesto que a medida que se va efectuando el hormigonado del tablero, se añade el número de tirantes necesario para que su pretensado dé lugar a una componente vertical, igual y contraria a la producida por dicho hormigonado.

El programa de esta operación se prepara para que se puedan ir aumentando, de un modo continuo, los elementos de los sucesivos tirantes con el fin de, a su vez, poder realizar el hormigonado sin solución de continuidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

VI Fase.

Transformación del sistema estático:

Se trata ahora de transformar el sistema estático correspondiente a la etapa de ejecución, en el sistema definitivo al que habrá de encontrarse sometida la estructura durante su vida de servicio. Para ello se programan una serie de operaciones sucesivas, conducentes a:

1. Introducir de un modo brusco, en la sección C, el mismo momento flector que más adelante habrá de actuar sobre ella cuando se coloquen las vigas centrales que cierran el tramo del puente. Para conseguir esto se cargó con arena la zona comprendida entre las secciones D y C.
   Simultáneamente se ancló la otra sección C (opuesta a la antes mencionada) a su correspondiente estribo.

2. Desmontar gradualmente, al mismo tiempo que se van quitando las barras horizontales de pretensado que sujetaban las dovelas, los tirantes provisionales "b" y "d". Incrementar simultáneamente, en la medida necesaria, los tirantes definitivos "g".

3. Tesar los cables f dispuestos en el intradós de la zona intermedia del voladizo del tramo situada en el entorno del punto A.

Como es obvio, la transformación del sistema, que constituye la operación más delicada y compleja del proceso constructivo, se procuró programarla de forma que hiciese posible mantener el adecuado equilibrio entre la necesidad de no sobrepasar los valores límites de las tensiones admisibles en las diferentes secciones, y la de reducir a un número razonable la serie de operaciones sucesivas precisas.

En el caso que se comenta, se disponía del personal y los medios necesarios y la operación pudo realizarse en unas doce horas.

VII Fase.

Colocación de las vigas que cierran el centro del tramo y retirada simultánea del lastre de arena con que anteriormente se había cargado la zona comprendida entre las secciones C y D.

VIII Fase.

Ajuste de las tensiones en los tirantes y eliminación de las pequeñas diferencias existentes entre las tensiones introducidas en los diferentes tendones que constituyen cada tirante.

En este momento se considera incluida la obra, y debe comprobarse que las tensiones existentes en las diferentes secciones de la estructura coinciden con las previstas en el proyecto para el puente bajo la acción de la totalidad de su peso propio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

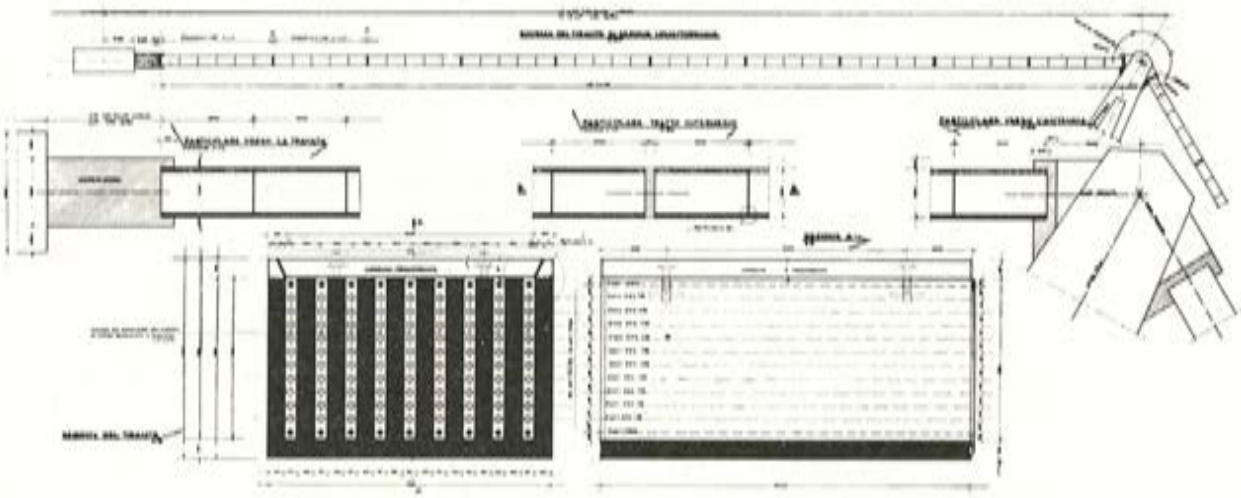


Figura 18.

IX Fase.

Homogeneización del sistema.

Como ya se ha indicado anteriormente se entiende por homogeneización del sistema estático aquella operación mediante la cual se consigue que todos los elementos de la estructura se comporten de un modo homogéneo, al variar su campo tensional bajo la acción de las sobrecargas, cualquiera que sea la naturaleza de las tensiones a que se encuentran sometidos.

Para lograr este objetivo, puesto que todos los elementos que trabajan a flexión se encuentran ya homogeneizados mediante el pretensado en ellos introducido, lo que se hace es recubrir las piezas que trabajan exclusivamente a tracción, es decir, los tirantes, con una funda de hormigón que se homogeneiza también con un pretensado (fig. 18).

La operación de homogeneización consiste, por consiguiente, en construir alrededor de cada uno de los sucesivos tirantes, una funda de hormigón que pueda deslizar a lo largo de los mismos, los cuales se encuentran ya sometidos a tracción bajo la acción del peso propio del sistema. En una primera etapa esta funda está constituida por elementos independientes entre sí, y de esta forma, el peso de estos elementos da lugar a una variación en la catenaria de los tirantes sin originar en la funda solicitaciones de flexión.

Posteriormente, una vez unidos entre sí los distintos elementos de la funda, se introduce un pretensado mediante unos cables adecuadamente dispuestos, con el objeto de que el peso propio de la funda no afecte, en absoluto, al estado de equilibrio del sistema bajo las cargas permanentes.

X Fase.

Actuación de las sobrecargas de servicio.

Por coherencia de exposición se considera que la determinación de los efectos producidos por las sobrecargas de servicio constituye una posterior y última fase del proyecto, análoga a las otras anteriormente indicadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

En el presente caso, además, no fue necesario introducir variación alguna en los sistemas de enlace existentes entre las diversas partes de la estructura, toda vez que las solicitaciones originadas por las sobrecargas de servicio se deducen de un modo inmediato siguiendo el mismo proceso utilizado para todas las fases precedentes.

2. Puente sobre el río Magdalena, en Barranquilla (Colombia).

Como ya se ha indicado, el puente de Barranquilla tiene un tramo central de 140 m de luz al cual, por razones locales, no se le podía dar un canto superior a los tres metros. (Véase la sección longitudinal de la figura 14.)

Por esta razón dicha obra, que actualmente se encuentra en período de ejecución ya muy avanzada, presenta una mayor complejidad constructiva por lo que respecta a determinadas transformaciones particulares del sistema estático adoptado.

En efecto, por la razón citada, ha sido preciso proyectar el puente de forma que, durante su vida de servicio, se comporte como una estructura continua. Por tanto, finalizada la construcción de los dos sistemas independientes que salen, en voladizo, de las dos pilas principales que delimitan el tramo central, dichos sistemas se hicieron solidarios para constituir un único sistema continuo de 280 metros de longitud.

Por otra parte, la unión entre el tablero y las pilas se transformó, con el fin de permitir un cierto grado de libertad para las variaciones dimensionales debidas a las deformaciones lentas (originadas por las variaciones estacionales de temperatura y la fluencia plástica del hormigón), y ningún grado de libertad bajo el efecto de las acciones instantáneas (efecto de frenado y eventuales acciones sísmicas longitudinales).

El enlace, en el centro del vano, de los dos sistemas independientes, y la transformación del tipo de unión entre tablero y pila, fueron operaciones que hubo que estudiar con especial detalle para conseguir que no ejerciesen influencia alguna en el estado tensional de los distintos elementos verticales, una vez finalizada la fase de su construcción.

Como consecuencia, las operaciones necesarias para transformar el tipo de unión fueron objeto de una programación sucesiva, independiente de la relativa a la ejecución de los distintos elementos, con el fin de controlar que las variaciones de tensión originadas en las secciones críticas por la acción de las sobrecargas, no diesen lugar a valores que quedasen fuera del campo límite admisible por razones de seguridad.

Para mayor claridad, a continuación se enumeran las diversas fases programadas, las cuales dieron lugar a la redacción de una "Memoria de ejecución" en la que se detallaban 120 operaciones sucesivas.

I Fase

Construcción de las pilas y de los soportes de los tirantes.

II, III, IV, V y VI Fases.

Construcción de los dos semitramos que salen en voladizo de cada pila, en forma análoga a la descrita al tratar del puente sobre el Wadi Kuf, es decir: hormigona-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

do de las sucesivas dovelas utilizando un andamiaje móvil; sujeción de cada dovela a las precedentemente construidas y ya endurecidas, mediante cables provisionales postesos y tirantes provisionales. En este caso, dada la menor longitud de los tirantes, se estimó preferible aumentar el número de éstos y recurrir al empleo de cables horizontales provisionales solamente en casos muy especiales y para algunas operaciones.

VII Fase.

Transformación del sistema. Para ello se fueron eliminando de un modo progresivo los cables y tirantes provisionales, hasta obtener el sistema estático definitivo.

En este momento, como ya se ha indicado anteriormente, la obra puede considerarse concluida y en equilibrio bajo la acción de su peso propio.

VIII Fase.

Homogeneización del sistema.

Como en el caso precedente, los tirantes se revistieron con una funda de hormigón, sometida a la acción de un pretensado para que, según ya se ha indicado, no se produzca variación alguna en las tensiones de todas las partes de la estructura sobre las que actúa su peso propio.

IX Fase.

Unión entre sí de los extremos adyacentes de los dos semitramos que forman el vano principal.

Como es sabido, la unión entre estos dos semitramos, es decir, la eliminación de la posibilidad de giro, bajo la acción de las sobrecargas, de las dos secciones adyacentes y pertenecientes cada una a uno de los semitramos, se consigue comprimiendo una con otra dichas secciones, mediante cables postesos. Naturalmente, esta operación da lugar a que se produzca un acortamiento de las dos zonas de los semitramos próximas a las secciones que se unen, lo que a su vez origina una variación del régimen de tensiones todo a lo largo de los dos semitramos y una distorsión de las dos pilas principales.

Con el objeto de evitar esto, y para no modificar el régimen de tensiones internas ya estabilizado y determinado de acuerdo con la secuencia prevista para las distintas operaciones del proceso constructivo, se ha pensado solidarizar, como siempre, las dos secciones adyacentes mediante la utilización de cables postesos pero, simultáneamente a su tesado, provocar una separación entre las citadas secciones, por medio de un gato hidráulico cuya acción sobre el hormigón sea idéntica y simultánea a la de los mencionados cables.

Evidentemente, de esta forma la perturbación de las tensiones existentes queda reducida a un fenómeno local, cuyo efecto se deja sentir únicamente sobre la limitada zona en la que están alojados los cables de continuidad, y sin influencia alguna en todo el resto de la estructura.

Ya se comprende que, cuanto queda expuesto, se refiere únicamente a las deformaciones elásticas instantáneas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

X FASE.

Modificación del tipo de enlace entre el tablero y las pilas.

Teniendo en cuenta que la estructura, al término de la fase precedente y sólo entonces, es cuando adquiere una sensibilidad apreciable a las deformaciones lentas (variaciones térmicas estacionales, retracción, fluencia del hormigón), se ha considerado oportuno modificar el tipo de unión existente entre el tablero y las pilas, con el objeto de que todo el tramo contínuo, y sobre todo las pilas principales, no resulten afectados, al menos de modo sensible, por los efectos de dichas deformaciones.

Para ello, normalmente se recurre a la ya clásica transformación consistente en sustituir los empotramientos del tramo en las dos pilas (necesarios durante las fases constructivas), por dos apoyos móviles materializados mediante la bien conocida aplicación de patines con superficie de deslizamiento de teflón. Sin embargo, se ha considerado que, para este puente, como estaba situado en zona sísmica, se hacía preciso conseguir una cierta unión entre ambos elementos capaz de impedir que, en el caso de un movimiento sísmico, pudiera producirse un desplazamiento relativo entre tablero y pila.

Para resolver este problema se proyectaron dos aparatos de apoyo, uno para cada pila, cuya capacidad para permitir deslizamientos longitudinales entre tramo y pila, bajo la acción de impulsos instantáneos, estuviese limitada prácticamente a cero, pero que en cambio, sometidos a acciones lentas, fuesen capaces de permitir un cierto deslizamiento, limitado a una magnitud previamente fijada (fig. 19).

Con el objeto de satisfacer estas condiciones, la parte de cada uno de los aparatos de apoyo solidaria con el tablero está provista de dos nervios salientes (generalmente se les denomina "topes"); otros dos nervios análogos van unidos a la otra parte de los aparatos de apoyo, solidaria con la pila.

Entre los dos pares de nervios, una lámina de material deformable adecuado (en el

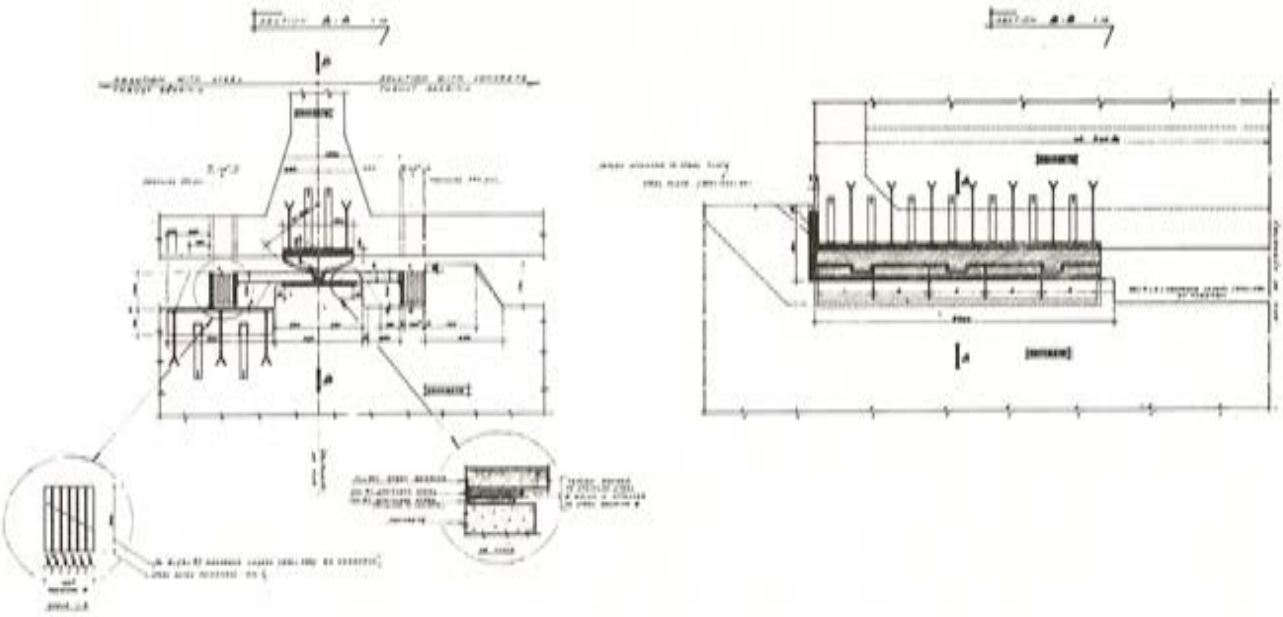


Figura 19.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

presente caso, neopreno) ejerce la función de freno hidráulico: reacciona frente a las acciones instantáneas (acciones sísmicas) impidiendo el desplazamiento del tablero respecto a las pilas, y en cambio cede bajo las acciones lentas en la magnitud necesaria previamente determinada mediante el cálculo.

Este dispositivo, designado con el nombre de "shock absorber", requiere una gran precisión en su puesta en obra y en su regulación.

Una vez instalados los aparatos de apoyo, la estructura queda en condiciones de ser sometida a los ulteriores aumentos de tensión originados por la acción de las sobrecargas de servicio y, al mismo tiempo, protegida lo mejor posible contra la influencia de las variaciones lentas de sus dimensiones y frente a los efectos de los fenómenos de fatiga y de la corrosión.

Para terminar, deseo expresar de nuevo mi sincero agradecimiento por haber sido invitado a pronunciar esta conferencia en un centro de tanto prestigio como este Instituto Eduardo Torroja y quiero pedir perdón a todos los presentes por haberme extendido tanto en la exposición de unos conceptos, tan conocidos ya por los especialistas en el cálculo de puentes.

Me interesa, finalmente, llamar una vez más la atención sobre la necesidad de proceder al proyecto de este tipo de obras, por "fases de ejecución", lo que permite eliminar toda incertidumbre sobre el comportamiento de la estructura, especialmente durante su construcción.

Traducido por R. Piñeiro.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

notas de la F.I.P.

n.º 45, 1973

REUNIONES DE COMISIONES DE LA F.I.P. MARZO 1973

Durante el mes de marzo se celebraron en Londres varias reuniones de Comisiones de la F.I.P. El programa fue el siguiente:

21 de marzo.—Comisión sobre Hormigón Ligero.

22 de marzo.—Reunión conjunta de las Comisiones sobre Hormigón Ligero y Resistencia al fuego.

23 de marzo.—Comisión sobre Resistencia al fuego.

Las reuniones de estas dos Comisiones se organizaron conjuntamente por varios motivos. En primer lugar, es una teoría extendida y demostrada por medio de ensayos que la resistencia al fuego del hormigón ligero es mayor que la del hormigón normal; en segundo lugar, las reuniones han dado la posibilidad a las dos Comisiones de examinar conjuntamente las causas de la resistencia al fuego, expuestas en el nuevo Manual Tecnológico del C.E.B. sobre hormigones ligeros.

Finalmente, las reuniones han servido para que la Comisión de Hormigón Ligero discutiese las propuestas de las Directrices F.I.P., en lo concerniente a dicho material.

Las reuniones se celebraron con gran asistencia de delegados; en cada una de ellas hubo más de 20 miembros y observadores.

Durante las discusiones quedó patente que no hay, prácticamente, diferencias de opinión entre los miembros de las Comisiones, en lo referente a la resistencia al fuego de las estructuras isostáticas, bien sean de hormigón ligero o de hormigón normal. El factor más importante en dichas estructuras es el tiempo necesario para que las armaduras pierdan su resistencia y este factor depende fundamentalmente de las cualidades del hormigón que recubre dichas armaduras. Generalmente, los hormigones ligeros tienen mejores propiedades aislantes que los hormigones normales.

Pero dichas estructuras constituyen sólo un 10 por 100 del total de las estructuras que se construyen. Las restantes son hiperestáticas en mayor o menor grado, y esto introduce algunas complicaciones en su comportamiento durante un incendio. Cuando flecta una viga o un forjado se introducen en el sistema acciones con leyes de forma de catenaria. En estas condiciones puede tener más importancia la colocación y anclaje de las armaduras que el recubrimiento de hormigón.

Algunos ingenieros son partidarios de que la carga de fuego sea considerada como una sobrecarga más y que en el cálculo de la resistencia al fuego se actúe de la misma forma que para los efectos de otras cargas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Hasta que esto pueda hacerse por métodos sencillos y sistemáticos, como en el caso de las otras cargas, debe recurrirse a la utilización de las Tablas publicadas en el Manual del C.E.B. y las Directrices de la F.I.P.

Durante las reuniones se expusieron los trabajos de investigación que se están realizando en Bélgica, Inglaterra y Estados Unidos para preparar programas de ordenador sobre el comportamiento de los pórticos durante los incendios.

Las comisiones no volverán a reunirse hasta el Congreso de Nueva York. En dicho Congreso se dedicará una sesión al tema de la Resistencia al Fuego, presidida por el Profesor K. Kordina, que también preside la Comisión. Del mismo modo se dedicará una sesión a la discusión de los trabajos de la Comisión de Hormigón Ligero.

COMISION SOBRE PRACTICA CONSTRUCTIVA

Como ya se ha comentado en otras ediciones de las Notas de la F.I.P., la Comisión sobre Práctica Constructiva ha estado preparando una serie de Informes sobre cinco temas, encargándose de cada tema en subcomité. Desde su primera reunión en Dublín en mayo de 1971 dicha Comisión ha avanzado de un modo sorprendente en dichos Informes. En una reunión celebrada en Zurich el 25 de abril se preparó el texto definitivo que se presentará como Informe de la Comisión al Congreso de Nueva York.

Siguiendo las indicaciones de Inglaterra los distintos temas se revisarán continuamente para dar una visión totalmente actualizada a dicho Informe.

En su próxima reunión, en Nueva York, la Comisión considerará la posibilidad de continuar con su actual organización o bien de formar Comités "ad hoc" para tratar cada tema en particular, cuando el caso lo requiera. A la reunión de Zurich asistieron 25 delegados y miembros del Comité Ejecutivo de la F.I.P.

COMISION SOBRE ESTRUCTURAS MARITIMAS

Coincidiendo con el Simposio de la F.I.P. sobre Estructuras Marítimas celebrado en Tbilisi en septiembre de 1972, se constituyó una Comisión de la F.I.P. sobre ese tema bajo la presidencia de Frøde Hansen, Inglaterra. El interés sobre el tema es tan grande en todo el mundo, que esta Comisión cuenta ya con casi 50 miembros de doce países.

Existen tres Subcomités que tratan de los diferentes aspectos de las estructuras marítimas, proyecto, materiales y construcción, y un Subcomité especial que se ocupa de los barcos de hormigón.

Muchos de los miembros de la Comisión, basándose en lo expuesto en las reuniones de Tbilisi sobre la situación en el Mar del Norte, creen necesario redactar unas recomendaciones para el cálculo y construcción de estructuras marítimas de hormigón, como guía para los constructores y como ayuda a las administraciones.

En consecuencia, un grupo de ingenieros preparó un anteproyecto de recomendaciones para el proyecto de Estructuras Marítimas en hormigón armado y/o pretensado. En dicho grupo intervinieron, principalmente, ingenieros de Inglaterra y la Cement and Concrete Association. El anteproyecto está basado en la nueva norma inglesa CP 110.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Este documento se revisó en una reunión especial celebrada en el Training Centre de C. & C.A. el 30 de marzo, a la que asistieron ingenieros de Inglaterra y otros países. En ella se redactó un nuevo documento: "Nota complementaria para la reunión de Zurich".

Tanto el primer anteproyecto como la nota complementaria se examinaron con ocasión de la reunión de la Comisión de Estructuras Marítimas en Zurich el 26 de abril. Se aprobaron los dos documentos, aunque existen algunas diferencias de criterio entre los miembros de la Comisión, sobre todo en lo referente a las cargas a utilizar. Una vez introducidas las modificaciones acordadas en la reunión, a la que asistieron 40 miembros, el anteproyecto se revisará, y se espera publicarlo, como una primera guía, dentro de pocos meses.

Los Subcomités de Materiales y Construcción realizarán el trabajo por correspondencia durante los próximos meses, basándose en el índice redactado por el Presidente de estos Subcomités.

El Presidente del Subcomité especial presentó un informe sobre barcos de hormigón e hizo interesantes propuestas para el trabajo futuro de esta Comisión sobre normas internacionales para estructuras de este tipo.

COMISION DE LA F.I.P. SOBRE ACERO PARA PRETENSADO

Se celebró en Budapest, los días 5 y 6 de abril, una reunión de la Comisión sobre Aceros para pretensado, a la que asistieron numerosos participantes.

Con motivo de esta reunión el Grupo Nacional Húngaro ha editado un Boletín especial con seis informes de ingenieros húngaros. Los informes son los siguientes:

1. Aspectos técnico-económicos del hormigón pretensado en Hungría.
2. Método y equipo para la fabricación de un nuevo tipo de alambre helicoidal nervado para pretensado, en Hungría.
3. Ensayos de corrosión bajo tensión de alambres de pretensado.
4. Efecto del muescado de los alambres de pretensado sobre la adherencia y la longitud de anclaje.
5. Estudio de bloques de anclaje.
6. Valores previstos de la relajación, debidos al curado por vapor.

Esta publicación comienza con una introducción del Prof. Dr. Gy Sebestyen, Director del Instituto Húngaro de la Construcción. El profesor Sebestyen resume los informes del Boletín de la siguiente manera: "En Hungría se da gran importancia al control de calidad y a la selección de los productos prefabricados pretensados (vigas de puente, forjados, paneles, traviesas para ferrocarriles, pilotes, etc.), por ello han tomado gran interés algunos temas como las pérdidas de pretensado debidas al curado al vapor, largas bancadas, anclajes, rugosidad de los alambres y sus consecuencias. Excepto para las vigas de puente, se utilizan alambres estirados en frío de fabricación húngara, con tratamiento térmico de eliminación de tensiones internas o grafilados

En la reunión de Budapest, la Comisión ha empezado a funcionar con una estructura interna distinta. El Grupo de Trabajo sobre Anclajes se ha incorporado a la Comisión y, en el futuro, el trabajo se realizará a través de comités nombrados especialmente para cada caso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

En Budapest se formaron los comités que estudiarán los temas siguientes: Adherencia, Terminología, Homologación y efectos de las temperaturas muy bajas sobre el acero. Además, un quinto comité se encargará de reunir información sobre la relajación de los aceros de pretensado durante el curado al vapor.

La Comisión estará dirigida por un Comité Ejecutivo formado por el Presidente, cuatro miembros y el Secretario Técnico.

DIPL. ING. PETER MISCH

Peter Misch ha colaborado durante mucho tiempo con la F.I.P. Fue secretario del Grupo Nacional de Alemania Occidental desde 1956 y acompañó repetidamente al Dr. Minetti en las reuniones del Comité Ejecutivo, donde con su perfecto inglés prestó gran ayuda a los delegados de habla alemana. Desde 1970 es miembro del Comité Ejecutivo por derecho propio.

Es el Director Ejecutivo del Deutscher Beton-Verein en Wiesbaden, donde ha trabajado desde 1952 y posee grandes conocimientos acerca del desarrollo del hormigón en todo el mundo. Tuvo a su cargo la organización en 1958 del Cogreso de la F.I.P. en Berlín, como Secretario de dicho Congreso.

Es miembro de diferentes asociaciones relacionadas con el control de calidad de hormigones de alta resistencia, control de calidad de productos prefabricados, etc., así como del Comité Permanente del I.A.B.S.E. y de la Asociación Internacional de Congresos de Carreteras.

M. CAMILLE BONNOME (Francia)

El Vicepresidente por Francia, M. Bonnome, tiene una larga y distinguida trayectoria profesional como ingeniero de Ponts et Chaussées. En la actualidad desempeña el cargo de Ingeniero General de ese Cuerpo. Es el Presidente de la Asociación Francesa del Hormigón y uno de los miembros del grupo nacional francés de la F.I.P.

Es además Presidente de varias Asociaciones oficiales francesas, que se dedican a estudiar problemas de tipo técnico y sociológico como, por ejemplo, los referentes a Urbanismo, Productividad en los edificios industriales y obras públicas. Por los trabajos realizados en estos campos se le concedió la Legión de Honor.

M. Bonnome ha anunciado que se retirará de su trabajo activo con relación a la F.I.P., coincidiendo con el Congreso de Nueva York.

DR. HANS MINETTI

El 8 de mayo de 1973, el Dr. Hans Minetti, miembro de honor de la F.I.P., fue propuesto por la Asamblea General del Deutscher Beton-Verein como Ehrenvorsitzender, alto honor concedido por dicha organización.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

DEUTSCHER BETONTAG 1973

En la Sesión de Apertura del Deutscher Betontag 1973, en Berlín, el 9 de mayo, el Presidente de la F.I.P felicitó al Deutscher Betontag en su LXXV aniversario.

La Sociedad Alemana del Hormigón, como ya se sabe, es miembro nacional de la F.I.P.

SUBESTACION ELECTRICA EN HONG KONG

La Hong Kong Electric Co. Ltd. ha construido recientemente su mayor subestación en un valle en el que se unen las líneas de alta tensión de la Central Aplichan con el metropolitano de Hong Kong.

El edificio alberga, al mismo tiempo, las oficinas centrales de la Compañía. Debido a una serie de obras situadas en el estrecho valle, el edificio cruza a éste como un puente. La estructura está formada por dos vigas cajón de hormigón pretensado de 11,25 m de canto y 12,25 m de anchura, de las que cuelgan dos pisos de oficinas.

Las vigas tienen una luz central de 52 m; a ambos lados de los apoyos se prolongan en voladizos de 18,25 m de longitud.

Los apoyos son dos torres de hormigón armado cimentadas en roca, a profundidad variable de 3 a 6 m.

Sobre el edificio se sitúan dos paraboloides hiperbólicos de 15,25 m de altura, que sirven para proteger de las inclemencias del tiempo las entradas de los cables de alta tensión.

Este informe ha sido enviado por el F.I.P. observer en Hong Kong, Dr. H. W. Chung.

PRETENSADO EN HUNGRIA

Durante el VI Congreso de la F.I.P., celebrado en Praga, el vicepresidente húngaro de la F.I.P., Dr. L. Garay, expresó el deseo de su país de tomar parte activa en los trabajos de dicha Organización y en las Comisiones.

Como resultado inmediato, el Dr. Janssonius fue especialmente invitado a una reunión especial en Budapest, con objeto de presentar un informe sobre el Congreso.

También se ha nombrado recientemente a varios ingenieros húngaros, miembros de las Comisiones de la F.I.P.

Del informe presentado por el grupo húngaro al Congreso se extraen algunas descripciones de obras, que dan idea del nivel alcanzado por la técnica del pretensado en este país.

Puentes.

En general se ha dado gran importancia a la prefabricación de elementos de luces pequeñas. Como idea de la evolución de la producción en los últimos años puede citarse una factoría que fabrica vigas de sección en "T" invertida de hasta 10 m de luz; en 1961 produjo 6.235 m, y en 1965, 24.929 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Las vigas de sección en cajón de hasta 35 t de peso, con armaduras postesas, se utilizan en puentes de carretera y ferrocarriles.

Se fabrican otra serie de elementos en hormigón pretensado como traviesas, postes para líneas eléctricas, vigas para forjados y losas. Como curiosidad se señala la producción anual de 350.000 estacas para plantaciones agrícolas.

También se producen cerchas para cubiertas de naves.

VIADUCTO DE MODICA, ITALIA

Una nota destacable de las autopistas de Italia es la gran altura de sus puentes. En el tramo Raguse-Siracusa se encuentra el viaducto de Módica, algunas de cuyas pilas tienen una altura de 130 m. Todas se han construido con encofrados deslizantes.

El tablero del puente, de 538 m de longitud y 9,5 m de anchura, es prefabricado y pretensado.

HORMIGON PRETENSADO PARA EL MUNDIAL DE FUTBOL

Después de los Juegos Olímpicos, Alemania Occidental está organizando el Campeonato Mundial de Fútbol 1974. Los partidos se jugarán en distintas ciudades, entre ellas Hamburgo, en el estadio Volkspark, en el que se están realizando obras de ampliación.

Entre ellas destaca una nueva cubierta de hormigón pretensado, de 212,6 m de longitud y 25,20 de anchura, de ellos, 20,7 en voladizo, que cubrirá el espacio correspondiente a 7.000 asientos.

La cubierta está formada por pórticos separados de 11,65 m. Cada pórtico consta de dos pilares y un dintel en voladizo. El pilar trasero es un tirante pretensado anclado al encepado de cimentación del otro pilar.

Los pórticos soportan vigas transversales, que sirven como arriostramiento, y sobre las que apoyan placas de hormigón ligero, que cierran la cubierta.

ANCLAJES AL TERRENO EN LA PRESA DE MUDA

Durante la construcción de la presa de Muda, en Malasia Occidental, se encontró el problema de la poca resistencia de los estratos del terreno, por lo que hubo que tomar precauciones especiales cara al deslizamiento.

La presa es del tipo de contrafuertes, por lo que su peso no es suficiente para proveer la estabilidad al deslizamiento, de ahí que se utilizarán anclajes al terreno pretensados.

En principio se pensó cambiar la presa por otra de gravedad, y también otras soluciones para aumentar la estabilidad, pero finalmente se decidió anclar la presa al terreno. Una de las ventajas de este sistema es que se conoce perfectamente el aumento de estabilidad provistos por los cables, a la vez que se ensayan los anclajes cuando se tesa. Además, el pretensado aumenta la resistencia al deslizamiento de los distintos estratos de la roca de cimentación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Los cables utilizados llevan una funda de polipropileno, y después del tesado se inyectan con un producto bituminoso.

Los conductos para el paso de los cables, de profundidad variable entre 14 y 21 m, se perforaron con martillos de percusión provistos de brocas de 140 mm de diámetro.

Cada cable está formado por 72 alambres paralelos de 7 mm de diámetro y 15.750 kg/cm² de resistencia, recubiertos por una capa de polipropileno de 0,56 mm de espesor. El extremo inferior de cada cable va provisto de un cilindro de acero inoxidable, y su cuña de anclaje, sellados con polipropileno. Estos anclajes se distribuyen a lo largo de 2,4 m dentro de un tubo de acero de 2,75 m de largo, inyectado con lechada de cemento para formar un anclaje troncocónico de diámetro variable entre 110 mm y 95 mm.

Antes de colocar los cables se inyectaba en la parte inferior de los conductos una lechada de cemento, con objeto de conseguir una longitud total de anclaje de 5 a 6,5 m.

La fuerza de pretensado prevista en el cálculo era de 270 t/cable. El tesado se realizó dando una carga de 297 t, destesando, volviendo a tesar y repitiendo la operación. Al cabo de siete días se medían las pérdidas por relajación y fluencia, que fueron de aproximadamente 44 t y se volvía a tesar hasta 297 t.

Finalmente, los conductos se inyectaron con una lechada bituminosa, con 10 por 100 de cemento.

El número de cables instalados, en diez meses, fue de 205.

REUNION CONJUNTA CEB-FIP-IABSE-RILEM

Comportamiento en servicio de las estructuras de hormigón, 4-6 junio, 1975, Lieja, Bélgica.

Las cuatro asociaciones organizadoras del coloquio sobre "Comportamiento en servicio de las estructuras de hormigón" están preparando el programa para esta reunión, en la que se discutirá sobre las normas nacionales e internacionales relacionadas con la durabilidad y seguridad de las estructuras, y se expondrán los resultados de las últimas investigaciones. El programa se compondrá de dos partes, la primera tratará de la situación actual de los estudios sobre el tema general y la segunda, sobre temas específicos.

Cada parte del programa constará de los siguientes apartados.

Primera parte. Situación actual de los estudios.

Tema I 1. Comportamiento de las estructuras sometidas a la acción de las aguas agresivas.

Tema I 2. Fatiga de las estructuras sometidas a cargas repetidas.

Tema I 3. Comportamiento de las estructuras bajo los efectos de ciclos de hielo-deshielo y la acción de sales.

Tema I 4. Comportamiento de las estructuras sometidas a la acción del fuego.

Tema I 5. Comportamiento de las estructuras sometidas a movimientos sísmicos.

Tema I 6. Problemas relativos a las juntas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Tema I 7. Estados límites de deformación en estructuras sometidas a cargas estáticas y dinámicas.

Segunda parte. Temas específicos.

Tema II 1. Estudio del comportamiento de las estructuras en servicio.

Tema II 2. Envejecimiento y aspecto superficial.

Tema II 3. Fisuración.

Tema II 4. Corrosión.

Tema II 5. Técnicas de reparación.

Tema II 6. Durabilidad de las estructuras sumergidas.

Comunicaciones.

Los interesados en presentar comunicaciones sobre los temas II 1 a II 6 deben enviar, antes del 1 de abril de 1974, un resumen de una o dos páginas, en papel tamaño A2, y antes del 1 de noviembre, el informe final, con resúmenes en inglés y francés.

Las comunicaciones deben dirigirse a:

Prof. R. Baus.
Institute du Génie Civil.
6 Quai Banning.
B4000 Liège. Bélgica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

notas de la F.I.P.

n.º 46, 1973

BEN C. GERWICK, Jr.

El actual Vicepresidente General de la F.I.P., Profesor Ben Gerwick, posee un caudal de experiencia práctica difícilmente superable. En cierta ocasión oímos comentar que había dicho: "Después de haber construido estructuras en los cinco continentes, mi ambición actual es poder construir en la región Antártica."

Graduado en Ingeniería Civil en 1940, en la Universidad de Berkeley, California, sirvió durante seis años en la Marina de los Estados Unidos, parte de ellos como Comandante de su propio barco en el Pacífico.

Desde 1946 hasta 1971 trabajó como constructor en la firma Ben G. Gerwick Inc. y después en la Santa Fe Pomeroy Inc., llevando la dirección de un gran número de estructuras de ingeniería civil de todos los tipos, en todos los lugares del mundo. Su campo de actividades predilecto ha sido siempre el de las construcciones marítimas y los trabajos de cimentación. Desde el principio ha luchado siempre por la promoción del hormigón pretensado y es uno de los ex presidentes del Instituto Americano del Hormigón Pretensado (P.C.I.).

Es miembro de un gran número de Organizaciones profesionales, cuya mención resultaría demasiado larga, tanto en Estados Unidos como en el extranjero, siendo Miembro Honorario de la Deutscher Beton-Verein y de la Asociación Francesa del Hormigón. Es también ex director del Instituto Americano del Hormigón (A.C.I.).

Ha escrito más de cien artículos técnicos para revistas de ingeniería, Conferencias y Simposios, publicados en varios países de todo el mundo. Una de sus obras más destacadas ha sido la preparación, en colaboración con P. Peters, de un diccionario ruso-inglés del hormigón y hormigón armado.

En 1971, Mr. Gerwick abandonó su puesto de Vicepresidente de la firma Santa Fe Pomeroy Inc., para pasar a ser Profesor de Ingeniería Civil en la Universidad de Berkeley, California, teniendo a su cargo el programa de Ingeniería Constructiva y Administración. Continúa trabajando particularmente como Ingeniero Consultor, dedicando un especial interés a las estructuras marítimas.

Recientemente, el Profesor Gerwick ha sido elegido Miembro de la Academia Nacional de Ingeniería. En su nombramiento se decía: "Por su contribución y liderazgo en las aplicaciones de la tecnología ingenieril a las construcciones marítimas, subterráneas y de puertos."

YVES GUYON

M. Guyon, uno de los más conocidos expertos en pretensado de la actualidad, ha sido Presidente de la F.I.P. desde 1961 a 1966. Desde entonces ostenta el cargo de Presidente Honorario.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Recibió sus primeras enseñanzas en la Escuela Politécnica, que tuvo que suspender durante los años 1914-18 para luchar en el frente occidental durante la primera guerra mundial. Terminada su carrera inició sus actividades profesionales como ingeniero proyectista, con una trayectoria cada día más brillante. Durante los últimos años viene actuando como Ingeniero Consultor y posee una amplia práctica profesional con realizaciones destacadas repartidas por todo el mundo.

Justo antes de iniciarse la segunda guerra mundial se asoció con M. Freyssinet, y desde el entonces, el proyecto de estructuras pretensadas ha constituido su primordial actividad.

La enumeración de todos sus logros y honores recibidos ocuparía un número completo de las "Notas de la F.I.P". Es Jefe de la Asesoría Técnica de la S.T.U.P. Su obra "Hormigón pretensado" se utiliza en todo el mundo como libro de texto básico y tiene muchas otras publicaciones en su haber.

En el Congreso celebrado por la F.I.P., en Praga en 1966, pronunció una de las conferencias magistrales, ocupándose del tema "Estructuras compuestas de hormigón y acero".

En 1972 recibió la medalla de oro de la Institución de Ingenieros Estructurales, siguiendo así la misma trayectoria de su mentor M. Freyssinet.

JORNADAS DE LA F.I.P. 1973, EN ESCOCIA

Las Jornadas de la F.I.P. se organizan los años en que no se celebran Congresos o Simposios F.I.P. para mantener vivos los contactos y la colaboración internacional. Sin embargo, en contraste con las reuniones internacionales se intenta que las Jornadas de la F.I.P., celebradas cada vez en un país distinto, tengan un específico interés regional o nacional.

Las primeras Jornadas de la F.I.P. fueron organizadas por Holanda en 1972 y resultaron realmente valiosas e interesantes para los 120 técnicos, procedentes de 10 países diferentes que en ellas participaron. Los holandeses vienen manteniendo desde hace siglos una continua batalla contra el mar, y las visitas celebradas durante las Jornadas que se comentan permitieron a los participantes apreciar la magnitud de las victorias en esta lucha logradas.

Por el contrario, los que asistieron a las Jornadas de la F.I.P. de 1973, en Escocia, pudieron darse cuenta de las dificultades con que tropiezan los ingenieros para construir un viaducto en una franja extremadamente estrecha de terreno llano, comprendida entre las escarpadas laderas de la montaña de Ben Cruachan y el lago y en donde la abundancia del agua, procedente de las nieves fundidas de los montes, es aprovechada para la producción de energía eléctrica.

El lunes 24 de septiembre se celebraron en el hotel Excelsior, en el aeropuerto de Glasgow, varias conferencias, ilustradas con diapositivas y películas, explicando las principales características y los más importantes detalles del proyecto y la ejecución de las distintas obras que se iban a visitar al día siguiente, martes 25, en una excursión que duró toda la jornada. El único idioma admitido en estas reuniones era el inglés.

Inicialmente se había pensado programar alguna reunión para tratar del tema de las estructuras marítimas de hormigón, en Escocia, país en el que se está iniciando la construcción de varias de estas estructuras. Sin embargo, como en septiembre estas obras no estaban todavía suficientemente avanzadas se desistió de incluirlas en el programa de visitas, aunque teniendo en cuenta el destacado interés del tema se trató de él en una

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

conferencia especial, en la cual se pasó revista al estado actual de la técnica en este campo.

Por otra parte, M. Mahfouz, de la Société Technique pour l'Utilisation de la Précontrainte (S.T.U.P.), autor del proyecto de los depósitos de Ekofisk, habló de la construcción de estos depósitos y de su traslado por flotación hasta el lugar de su ubicación definitiva en el mar del Norte, en donde se encuentran desde este verano prestando servicio.

Una de las obras visitadas fue el viaducto de Ben Cruachan, de 400 m de longitud, construido en hormigón pretensado al borde del lago Awe, en Escocia. Está constituido por tres estructuras distintas. En la zona central, de 265 m de longitud, el tablero se construyó con vigas de hormigón pretensado del tipo normalizado para puentes, que se apoyan en pórticos de hormigón armado. El extremo occidental, de 70 m de longitud, está constituido por una viga continua, de hormigón armado, de sección en cajón, y el extremo oriental, de 66 m, está también formado por una viga de sección en cajón, pero pretensada.

Se visitó también la presa de Cruachan, en la ladera del monte Ben Cruachan, cuyas instalaciones de desagüe y toma están situadas al borde del lago Awe, al pie de la carretera de la presa. La central hidroeléctrica, con instalación de bombeo para la regulación del nivel de las aguas, está construida en una impresionante nave subterránea horadada debajo de la montaña.

COMISION SOBRE ESTRUCTURAS EN ZONAS SISMICAS

En la reunión de la Comisión de la F.I.P. sobre "Estructuras en zonas sísmicas", celebrada en Tbilisi en septiembre de 1972, se encargó al Profesor K. V. Mikhailov que redactase un informe sobre las comunicaciones presentadas al Simposio de Tbilisi sobre "Estructuras en zonas sísmicas" y las subsiguientes discusiones. Se pretende que este trabajo se incorpore al Informe General que la Comisión debe presentar en el Congreso de Nueva York y que será discutido en la sesión que habrá de celebrarse, en el Main Hall el lunes 27 de mayo de 1974.

El trabajo del Profesor Mikhailov fue distribuido, en mayo del año actual, entre todos los miembros de la Comisión de la F.I.P. y discutido posteriormente en la reunión que la mencionada Comisión celebró, en Roma, el 27 de junio. Esta reunión tuvo lugar durante la V Conferencia Mundial sobre Ingeniería Sísmica. Inicialmente se había planeado para una tarde que quedaba libre en el programa de la Conferencia. Sin embargo, su Santidad el Papa concedió una audiencia especial a los participantes en la Conferencia durante la mañana del 27 de junio, y como consecuencia, las sesiones que esa mañana debían haberse celebrado se aplazaron hasta la tarde. Por todo ello, la asistencia a la reunión de la Comisión de la F.I.P. fue bastante reducida; no obstante, se pudo estudiar la ponencia del Profesor Mikhailov.

La reunión fue presidida por Mr. Wood (Inglaterra) por ausencia del Presidente de la Comisión.

Una vez incorporadas a la ponencia las modificaciones y comentarios propuestos por los diferentes miembros volverá a enviarse una copia a todos ellos, así como a los del Comité Ejecutivo de la F.I.P., para su aprobación definitiva. Posteriormente se redactará el Informe General, que será presentado en el Congreso de Nueva York.

CENTRO DEPORTIVO EN CHAMONIX

El nuevo Centro Deportivo de Chamonix comprende una piscina olímpica, trampolines de altura superior a los 10 m, otras piscinas menores, algunas con instalaciones especiales para aprendices y niños, un gimnasio y los servicios generales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

La mayor parte de estas instalaciones se encuentran protegidas con cubiertas laminares, nueve en total, que en conjunto suman un área aproximada de 6.000 m². En planta forman triángulos equiláteros, cuyos lados varían entre 22 y 60 m. Las cubiertas son esféricas, con radios que oscilan entre 26 m para las de 22 de lado, y 70 m para las de 60.

Cada una descansa sobre tres articulaciones, y en algunos casos, los puntos de apoyo son comunes para varias cubiertas. Los empujes horizontales en los apoyos son absorbidos por tirantes pretensados enterrados, capaces de resistir tracciones de 112 toneladas y que corren paralelos a los bordes de las láminas, pasando por debajo de las piscinas y demás instalaciones interiores.

PUENTE SOBRE EL RIO YSSEL, EN HOLANDA

En el nuevo puente para carretera, que cruza el río Yssel, en Holanda, se han utilizado dos diferentes procedimientos constructivos, según la situación de los tramos. El puente tiene catorce tramos en total. Los laterales varían entre 56,5 y 80,5 m de longitud, y la luz del tramo central, sobre el río, es de 150,5 m. Este tramo y los dos adyacentes, de 80,5 m, se construyeron en voladizo sin utilizar ningún soporte provisional para no entorpecer la navegación. Los otros once tramos se ejecutaron utilizando dovelas prefabricadas, de más de 100 toneladas de peso cada una, con juntas pegadas. En su construcción se empleó un número mínimo de soportes provisionales.

Tramos principales.

La anchura total del puente es de 34,7 m, y la estructura consta de dos vías de circulación completamente independientes. El hormigonado de los cuatro elementos en cajón (uno en cada vía por cada extremo) se realizó simultáneamente mediante bombeo. La capacidad de la instalación de bombeo era de 60 m³ por minuto.

Para acelerar el fraguado y endurecimiento del hormigón se utilizaron métodos de curado al vapor.

Dovelas prefabricadas con juntas pegadas.

Cada dovela se hormigonó contra la precedente con el objeto de lograr su perfecto ajuste en la colocación. También en ellas se utilizó el curado al vapor para poderlas desmoldar y trasladar rápidamente. El proceso de curado duraba catorce horas, y la temperatura máxima a que era sometido el hormigón no excedía de los 40° C.

Las dovelas se colocaban utilizando una viga de lanzamiento de 150 m de longitud. Las caras adyacentes se limpiaban primero con chorro de arena para eliminar la capa superficial de lechada de cemento, y después se recubrían con una delgada capa del material utilizado como pegamento. Mediante un pretensado provisional se aplicaba posteriormente una presión de 2 kg/cm² en las juntas, con el fin de asegurar la buena unión de las caras pegadas.

Cada dos semanas se construía un tramo, incluyendo en este plazo el tiempo necesario para el traslado de la viga de lanzamiento y la colocación de la dovela final de cierre del tramo. Cada una de las vigas cajón se montaba de una sola vez, y después se trasladaba la viga de lanzamiento, a lo largo de todo el tramo, para colocar la viga siguiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

DEPOSITOS PRETENSADOS, DE ALMACENAMIENTO, EN ITALIA

En Sardina, Italia, se están construyendo tres depósitos circulares, pretensados, para el almacenamiento de alúmina. Tanto su proyecto como la técnica constructiva utilizada presentan características muy interesantes. En particular resultan totalmente nuevos los procedimientos empleados para la construcción y el apoyo de las cúpulas laminares de cubierta.

Los depósitos tienen 40 m de altura y 42,5 de diámetro. El espesor de las paredes es de 0,25 m, y el de la cúpula de cubierta, que tiene 6 m de altura, varía entre 12 y 6 cm. La alúmina se introduce en los depósitos por medio de cintas transportadoras y a una temperatura superior a los 100° C, y se retira sacándola de las cavidades que quedan por debajo de la solera del depósito, situada a 5 m por encima de la placa de cimentación.

Cubierta colgada.

Las paredes son estructuralmente independientes de la solera del depósito y descansan directamente sobre la placa de cimentación a través de apoyos deslizantes móviles en dirección radial. El borde superior de las paredes está formado por un anillo resistente a torsión, del cual cuelga la cubierta por medio de barras roscadas. Este sistema de apoyo permite que la cubierta pueda deformarse libremente bajo la influencia de las variaciones térmicas y que no resulte afectada por las deformaciones que experimentan las paredes a causa del empuje, producido por la alúmina almacenada, los gradientes de temperatura y la fluencia y retracción del hormigón.

Las paredes y la cubierta se pretensaron horizontalmente utilizando el sistema V.S.L. Los tendones de las paredes, constituidos por cables de 3,5" de diámetro, cubre cada uno 120° de la circunferencia del depósito y se tesan por ambos extremos, anclándolos a contrafuertes verticales dispuestos por la parte exterior del depósito. La cúpula de la cubierta lleva cables postesos en su anillo de borde y en un resalto dispuesto a la mitad, aproximadamente, de su altura.

Proceso constructivo.

La cubierta se construyó totalmente en el suelo, y se subió después, hasta su posición final, mediante unos dispositivos especiales de elevación a base de cables V.S.L. El proceso constructivo fue el siguiente:

1. Se construyó la infraestructura de acuerdo con los métodos tradicionales.
2. Se construyeron las paredes, utilizando encofrados deslizantes.
3. Se hormigonó la cubierta sobre la solera y se introdujo el pretensado mediante cables postesos.
4. Se elevó la cubierta unos 50 cm.
5. Se retiró el encofrado de la cubierta.
6. Se elevó la cubierta, que pesaba unas 490 toneladas, hasta su posición final.
7. Se atirantaron, utilizando llaves de tuerca, las 30 barras, de 26,5 mm de diámetro cada una, de las que cuelga la cubierta.
8. Se desmontaron los 60 dispositivos de elevación utilizados.
9. Se selló la junta entre la cubierta y las paredes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

El equipo de elevación estaba constituido por 60 elementos, cada uno de 15 t de capacidad de carga, regularmente distribuidos alrededor del perímetro del depósito, y conectados a una estación central de mando controlada eléctricamente. La velocidad de elevación fue de 4 m/h.

"METODOS PRACTICOS PARA ASEGURAR LA DURABILIDAD DE LAS ESTRUCTURAS MARITIMAS DE HORMIGON PRETENSADO", por Ben C. Gerwick, Jr.

Se trata de una comunicación presentada por Mr. Gerwick en la Asamblea Anual del American Concrete Institute, correspondiente a 1973, celebrada a principios de marzo. El texto de esta comunicación ha sido publicado en un folleto de 9 páginas.

Como era de esperar conociendo a su autor, el contenido de esta comunicación resulta extremadamente práctico. Se estudian los diferentes tipos de daños a los cuales se encuentran expuestas las estructuras marítimas y se da una serie muy completa de normas para garantizar su durabilidad.

Las estructuras marítimas, tales como los depósitos de Ekofisk, las obras portuarias y los navíos de hormigón, requieren grandes inversiones de dinero; y los propietarios, las compañías de seguros y los organismos gubernamentales encargados de redactar las Normas y Especificaciones, exigen, como es lógico, que se preste la mayor atención posible a este tipo de estructuras con el fin de asegurar su necesaria durabilidad. Las recomendaciones constructivas y la lista de los factores capaces de originar daños que en la comunicación de Mr. Gerwick se incluyen, están basadas en estudios experimentales realizados en laboratorios; pero tienen también en cuenta las modificaciones y ampliaciones que la observación de obras reales ha hecho aconsejable introducir.

Los factores perjudiciales se dividen en dos grupos: externos e internos. Entre los primeros se encuentran los productos químicos disueltos en el agua de mar, los ciclos de hielo y deshielo, la acción de los materiales sólidos en suspensión, el oleaje y la explosión de burbujas de vapor. Como factores internos pueden citarse: áridos defectuosos, cementos de alto contenido en álcalis, cementos con alta proporción de aluminato tricálcico, armaduras con recubrimientos inadecuados, y muchos otros.

Las normas sobre durabilidad que en este trabajo se propugnan, incluyen recomendaciones para el cemento, agua, aditivos, fabricación y compactación del hormigón, encofrados, curado, recubrimientos, vainas y conductos para alojar las armaduras, anclajes, inyección, etc. Por otra parte, en unas observaciones sobre el cálculo, se sugiere que la abertura de fisuras no debe sobrepasar 0,2 mm y esto solamente en casos excepcionales. Para la mayor parte de las estructuras marítimas, debe exigirse que no se produzcan tracciones bajo las cargas de servicio y limitar la fisuración bajo las sobrecargas máximas de carácter extraordinario.

Para el futuro, Mr. Gerwick prevé el empleo en estas estructuras de los hormigones polimerizados, combinados con hormigón normal, probablemente en forma de paneles prefabricados.

APLICACIONES DEL HORMIGON PRETENSADO EN EDIFICIOS DE GRAN ALTURA Y EN SUS CIMENTACIONES

El artículo que a continuación se reproduce está tomado de un informe presentado por Ben C. Gerwick, Jr., a un Simposio de la Central American Association of Cement and Concrete, celebrado recientemente en la ciudad de Panamá.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Como la mayor parte de lo que en el informe de Mr. Gerwick se expone sobre el comportamiento de los pilotes de hormigón bajo la acción de un terremoto, ha de resultar totalmente nuevo para una mayoría de los lectores de las "Notas de la F.I.P", se reproduce casi íntegramente el texto del mencionado trabajo.

El hormigón pretensado ha sido ampliamente utilizado en la construcción de estructuras de edificios de gran altura en zonas sísmicas. Basta con citar el gran número de hoteles y edificios para oficinas construidas en Hawaii, por ejemplo, que han puesto de manifiesto las ventajas, tanto desde el punto de vista económico como arquitectural, del hormigón pretensado. En dichos edificios se han utilizado un número muy elevado de elementos prefabricados de hormigón pretensado, con armaduras pretesas, junto con otros de hormigón ordinario construidos in situ. En el sur de California y otras zonas sísmicas, se han construido igualmente numerosas estructuras para edificios elevados; pero en ellos se han utilizado preponderadamente elementos pretensados, con armaduras postesas, hormigonados in situ.

En San Francisco, donde las capas de fangos y terrenos de aluvión alcanzan considerable profundidad, la mayor parte de los edificios elevados construidos se han cimentado sobre pilotes de hormigón pretensado de gran longitud. Los últimos estudios realizados sobre los corrimientos que, en el caso de fuertes movimientos sísmicos, experimentan estos tipos de terrenos blandos, han planteado dudas sobre la capacidad de dichos pilotes para poder seguir al terreno en sus corrimientos, sin romperse.

La amplia serie de ensayos sobre modelo, efectuados en el Japón para el estudio del comportamiento bajo cargas dinámicas de los edificios elevados, ha llevado a la conclusión de que se deben utilizar muros transversales proyectados para poder experimentar grandes deformaciones sin romperse.

Como se ve, en todos estos casos, el criterio fundamental adoptado es el de conseguir estructuras dúctiles; es decir, sistemas estructurales capaces de absorber grandes deformaciones, en el caso de fuertes terremotos, sin que se produzcan roturas catastróficas.

Este es un concepto relativamente nuevo. Desde este punto de vista, el hormigón pretensado ofrece la ventaja de que permite conseguir elementos estructurales que pueden deformarse elásticamente en una magnitud sensiblemente mayor que los de hormigón armado; y ello debido tanto al comportamiento monolítico inherente a las estructuras pretensadas como a las menores dimensiones de sus secciones transversales. Por ello, en el caso de terremotos de intensidad moderada, los elementos estructurales se mantienen totalmente dentro del campo de comportamiento elástico. Sin embargo, bajo la acción de las sobrecargas especialmente si se trata de sobecargas cíclicas, el hormigón pretensado tradicional presenta serias limitaciones. Como no se fisura, su efecto amortiguador en régimen elástico es mínimo. En una viga horizontal, las cargas alternadas pueden dar lugar a la fisuración por tracción del borde de la viga que, en condiciones normales, trabajaría en compresión. Las juntas tienden a abrirse y las fisuras de cortante a formar juntas adyacentes. Esto puede resultar particularmente peligroso cuando se utilizan elementos prefabricados, con armaduras pretesas, en sistemas estructurales aporticados.

Como consecuencia, los sistemas aporticados de hormigón pretensado requieren especiales medidas, acordes con las características específicas del pretensado. Si se adoptan para el cálculo los dos estados límites siguientes:

(1) Bajo la acción de movimientos sísmicos de intensidad moderada, no deberá reducirse la capacidad resistente de la estructura.

(2) Bajo la acción de movimientos sísmicos de fuerte intensidad, no se producirá el hundimiento o fallo irreparable de la estructura.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Se deduce, de un modo lógico, la necesidad de un doble sistema de armaduras: una pretensada que permita el comportamiento elástico de la estructura en el caso (1), y una adicional, no pretensada, que dé ductilidad a la estructura en el caso (2).

En la mayoría de los casos, esta armadura no pretensada debe ser de acero dulce normal. En algunas circunstancias especiales, cuando la armadura ordinaria puede trabajar en sentido contrario a la pretensada, reduciendo así su efectividad, puede resultar indicado utilizar tendones no tesos.

Aunque el empleo de esta armadura no pretensada aumenta la capacidad de deformación en tracción se mantiene el peligro de que se produzca una rotura brusca por compresión. Para evitarlo se recomienda disponer una armadura transversal suplemetnaria, constituida por un zuncho helicoidal siempre que sea posible. Si el zunchado resulta impracticable podrá sustituirse por cercos colocados muy próximos unos a otros.

En las proximidades de los apoyos de las vigas, tanto en éstas como en los soportes, los esfuerzos cortantes son muy elevados. La mayoría de los hundimientos ocasionados por los terremotos de Caracas y San Fernando fueron motivados por la inadecuada colocación de cercos en las proximidades de las juntas entre vigas y soportes. La razón de que se disponga mal esta armadura no es sólo la falta de cuidado en la ejecución. Ello se debe, principalmente, a que los nudos son siempre zonas muy congestionadas, en las que resulta difícil colocar y sujetar bien las armaduras y efectuar un buen hormigonado. Una solución consiste en utilizar en las juntas, cuando sea posible, las armaduras dispuestas en jaulas prefabricadas. Otra puede ser prefabricar la junta completa, utilizando, por ejemplo, elementos en H. Una tercera posibilidad, que ha sido ampliamente empleada en California meridional, es la de coser la junta con armaduras postesas, dispuestas en dos direcciones ortogonales, con lo cual queda así dicha junta perfectamente sujeta mediante el pretensado. En cualquier caso resulta imprescindible colocar cercos muy juntos, tanto en la propia junta como en las zonas a ella adyacentes. El reciente lamentable hundimiento de un edificio destinado a garaje en Fairfax, Virginia, fue ocasionado por un "terremoto" local de alta intensidad; el impacto producido por el derrumbamiento de un edificio adyacente. Esto viene a confirmar las conclusiones deducidas con ocasión de otro hundimiento análogo ocurrido en el edificio Four Seasons Apartment, en Anchorage, durante el terremoto de Alaska; es decir, que debe establecerse un enlace eficaz entre las losas pretensadas y los soportes, disponiendo, por ejemplo, las adecuadas armaduras, ordinarias o pretensadas, a través de los soportes.

Los paneles prefabricados de hormigón se utilizan cada vez más, en edificios elevados, para muros y tabiques, tanto en el caso de estructuras metálicas como de hormigón. Ultimamente se observa una clara tendencia hacia el empleo de muros constituidos por paneles con armaduras pretesas, lo que evita la aparición de fisuras, permite disminuir su espesor y facilita, por consiguiente, su transporte y colocación. Al ser menor su peso y disminuirse el número de juntas se mejora sensiblemente la resistencia de los edificios a los efectos de las acciones sísmicas. Sin embargo, debe prestarse especial atención a que la unión entre estos paneles y la estructura quede plenamente garantizada, adoptando las medidas necesarias para conseguir la conveniente ductilidad de las uniones. Lamentablemente, esto no siempre se tiene en cuenta cuando se proyectan las juntas roblonadas o soldadas que normalmente se utilizan. Por otra parte, ningún edificio resulta nunca perfectamente aplomado o alineado; como consecuencia se hace preciso introducir correcciones en las juntas para conseguir eliminar estas imperfecciones y lograr un buen acabado superficial del conjunto de los paneles que forman, por ejemplo, una fachada. Frecuente-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

mente, estas "corrrecciones" exigen excentricidades, etc., que hacen que la estructura no pueda después absorber los choques sísmicos.

La experiencia obtenida en varios penosos incidentes ocurridos en puentes construidos a base de vigas prefabricadas en Nueva Zelanda, Japón y California ha dado lugar a que se adopten en las juntas soluciones a base de "cables o pasadores atirantados", los cuales permiten sensibles movimientos anelásticos, pero impiden que las vigas puedan salirse de sus apoyos. El autor estima que análogas soluciones "atirantadas" deberían utilizarse en los muros construidos con paneles prefabricados; con ello se lograría la necesaria libertad para que pudieran experimentar sensibles desplazamientos en el caso de fuertes movimientos sísmicos, pero quedaría impedido el desmoronamiento del edificio.

En Hawai, y más recientemente en California, ha empezado a utilizarse un sistema mixto que consiste en el empleo de paneles pretensados, prefabricados, para formar los muros de cerramiento del edificio, junto con el hormigón vertido in situ, constituyendo así el conjunto una estructura monolítica. Evidentemente, desde el punto de vista sísmico, esta solución presenta numerosas ventajas, sobre todo si se estudian adecuadamente los detalles de las juntas para lograr la máxima acción conjunta en las uniones entre vigas y soportes y en las zonas adyacentes a estos nudos.

Un aspecto muy importante de los edificios elevados es el de su cimentación. En muchos casos, factores geográficos y económicos determinan que se construyan estos edificios en zonas donde existen profundas capas de terrenos blandos o de mala calidad por encima de los estratos de material firme aptos para lograr una buena cimentación. Esto, generalmente, obliga a la cimentación por pilotes para resistir las cargas verticales. En la mayoría de los casos, la resistencia del edificio a las fuerzas horizontales originadas por las acciones sísmicas se confía a los muros de carga, pero las verticales son totalmente absorbidas por los pilotes.

Recientes estudios efectuados sobre el desplazamiento de estos terrenos blandos bajo las máximas acciones sísmicas indican que es necesario que los pilotes posean una ductilidad apreciable para evitar su rotura. En terrenos muy blandos sobre los estratos firmes aptos para cimentar, el desplazamiento de la cabeza del pilote puede llegar a alcanzar magnitudes de hasta 50 cm La solución en estos casos constituye un problema realmente complejo, mucho más que el que plantea la estabilidad de las superestructuras de los edificios, debido a que la reparación de los pilotes que pueden haber resultado dañados a consecuencia de un fuerte movimiento sísmico es virtualmente imposible.

La ductibilidad a flexión puede lograrse mejor disponiendo una armadura adicional no tesa, con el fin de proporcionar al elemento una capacidad adicional de resistencia a tracción, después de producida la fisuración. Para soportar grandes deformaciones por compresión resulta aconsejable utilizar fuertes zunchos, de paso pequeño, capaces de aguantar estas importantes deformaciones máximas. Sin embargo, el recubrimiento de hormigón puede saltar bajo un desplazamiento excesivo; la única causa que a ello se opone es la presión lateral pasiva del terreno. Por ello, el criterio más actual en relación con este tema es el de que deben utilizarse pilotes relativamente esbeltos, y por consiguiente más flexibles, con una armadura adicional, longitudinal, no tesa, bien suieta, con fuertes zunchos de paso pequeño. Se supone que estos fuertes zunchos helicoidales tienen la adecuada durabilidad, aun en el caso de que el recubrimiento de hormigón se fisure, ya que en la mayor parte de los casos quedan situados muy por debajo de la capa freática y aislados de todo posible contacto con el oxígeno. En casos especiales de terrenos agresivos, el empleo de zunchos galvanizados puede ser una buena solución, especialmente para las zonas próximas a la cabeza del pilote. Estos zunchos helicoidales de paso pequeño deben co-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

locarse a lo largo de toda la zona del pilote que pueda estar sometida a desplazamientos y flexión y no concentrados en la cabeza y en la punta de la pieza como suele hacerse.

Como resumen de cuanto queda expuesto puede decirse que, la experiencia adquirida en los últimos terremotos demuestra que el pretensado ofrece excelentes posibilidades para atirantar el conjunto de la estructura, haciendo que trabaje como un todo monolítico, si se aplica de un modo adecuado; y que el hormigón pretensado es capaz de soportar, en régimen elástico, importantes deformaciones. Es esencial disponer una armadura adicional no tesa y las adecuadas armaduras transversales de sujeción en las zonas oportunas, para garantizar el comportamiento dúctil bajo las máximas acciones sísmicas, es decir, en el estado último de rotura. Estos mismos principios son aplicables a las cimentaciones de los edificios elevados. Los pilotes pretensados deben dimensionarse y proyectarse, de tal forma, que su ductilidad las permita acomodarse a los desplazamientos del terreno durante el terremoto. Este criterio debe mantenerse también cuando se utiliza el hormigón pretensado en la construcción de edificios elevados. Si se adoptan estas precauciones, puede sacarse provecho a todas las ventajas que los materiales y la técnica del pretensado ofrecen, y se podrán lograr estructuras cuyo comportamiento sea mejor y más seguro.

ASAMBLEA DEL P.C.I., CORRESPONDIENTE A 1973

La Asamblea del Prestressed Concrete Institute, correspondiente a 1973 se celebró en "The Palmer House", en Chicago, Illinois, durante los días 23 a 27 de septiembre. En ella se festejó de un modo especial, que en el año actual la cifra de ventas de la industria dedicada a la prefabricación de elementos pretensados, ha alcanzado la cifra de un billón de dólares.

Además de nueve intensas Sesiones Técnicas, se programaron dos importantes Seminarios de Cálculo; uno dedicado al cálculo de puentes construidos con dovelas prefabricadas y otro sobre principios fundamentales para el cálculo de edificios construidos a base de elementos prefabricados de hormigón pretensado.

Se desarrolló también un amplio e interesante programa para las señoras.

HORMIGONES POLIMERIZADOS

En las Notas de la F.I.P números 38, 39 y 41, se incluyeron artículos relacionados con el desarrollo de los hormigones impregnados con polímeros y hormigones polimerizados.

Se ha constituido una nueva Comisión de la F.I.P que se dedicará al estudio de los modernos hormigones, tales como los antes citados y que se denominará Comisión sobre Hormigones Especiales". Su presidente será M. Michael Kavyrchine, de Francia, y se ha previsto que la primera reunión de esta Comisión se celebre en Nueva York, durante el Congreso de la F.I.P, a finales de mayo de 1974.

M. Meyer Steinberg, del Brrokhaven National Laboratory de Estados Unidos, ha publicado recientemente un informe titulado "Hormigones polimerizados. Su desarrollo en el mundo", en el que se reseñan y comentan los trabajos que, en relación con este tema, se vienen realizando bajo el patrocinio del gobierno de los Estados Unidos.

En la sinopsis de este informe se resume así la situación actual:

"En prefabricación, el hormigón impregnado con polímeros ("Polymer impregnated concrete" P.I.C.) es el material más desarrollado y en el que en mayor grado se han me-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

jorado las características de resistencia y durabilidad. El hormigón polimerizado ("Polymer concrete" P.C.), un árido conglomerado con un polímetro, parece ser un material muy prometedor para las aplicaciones in situ. En la actualidad, se están desarrollando numerosas aplicaciones del P.I.C., que permiten augurar un gran porvenir a este material".

Se recogen algunos detalles sobre las aplicaciones que han sido experimentadas. Entre ellas se incluyen algunos interesantes proyectos de tableros de puentes de hormigón pretensado y la utilización de un P.I.C., resistente a la corrosión, en la construcción de vasijas de destilación, muy económicas, para la obtención de agua potable a partir de las aguas marinas. Se informa que, el Departamento de Minas de Estados Unidos está investigando la estabilización química de los soportes de las cubiertas de las galerías de las minas de carbón, mediante la impregnación de la roca con monómeros, seguida de una polimerización in situ, y que también está desarrollando unos pernos de techo, bombeables. Asimismo se encuentra en fase experimental, la fabricación de dovelas de P.I.C. para revestimientos de túneles. La Armada de los Estados Unidos está interesada en la utilización del P.I.C. para la construcción de boyas y habitáculos bajo el agua. La Asociación Americana de Tuberías de Hormigón investiga el empleo del P.I.C. en alcantarillas y tuberías de presión. También se estudia la fabricación de traviesas ferroviarias con P.I.C.

En Japón, una Compañía industrial de construcciones ha montado una planta piloto para la producción, con carácter experimental, de unas 15 toneladas diarias de P.I.C. que utiliza en la fabricación de vigas, paneles y tubos.

En Africa del Sur, existe también una planta piloto para la producción de P.I.C., con el que se han construido ya algunas tuberías y edificios. Posee una sección aneja para la fabricación de diversos tipos de aparatos sanitarios domésticos: lavabos, baños, fregaderos, etcétera.

Otros países en los que se sabe que se está investigando con estos nuevos materiales son Italia, Noruega, Bélgica, Francia, España e Israel.

En Rusia se han realizado amplios trabajos sobre el desarrollo y aplicaciones de los hormigones polimerizados (P.C.).

PUENTE SOBRE EL RIO BEAR, EN CANADA

Se describe el puente sobre el río Bear por ser la primera estructura construida en América del Norte utilizando el método de construcción en voladizo a base de dovelas prefabricadas. Por este motivo, su construcción despertó un gran interés, y atrajo mucho la atención. Fueron muy numerosas las comisiones que visitaron las obras durante su desarrollo.

El proyecto, lejos de ser un "simple" ejemplo de aplicación de este sistema constructivo, era realmente complicado y planteó numerosos nuevos problemas. El puente tiene 8 tramos, de luces variables entre 62,1 m y 80,8 m, con una longitud total de 609 m. En la mayor parte de su trazado es de planta curva, con un radio mínimo de 350 m. La pendiente en dirección longitudinal es del 5 por 100 y el peralte es del mismo orden de magnitud. Como es lógico, la geometría de las dovelas prefabricadas era muy compleja, lo que dio lugar a que la labor de los fabricantes y de los constructores resultase realmente difícil.

Las dovelas tenían 11,40 m de anchura, 3,60 m de canto y 4,26 m de longitud. En total se utilizaron 145 dovelas, las cuales se fabricaron en una planta situada cerca del lu-

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

gar de ubicación del puente. Se emplearon dos moldes en los que se construía una dovela diaria, utilizando curado al vapor. Debido al trazado curvo del puente no se pudo hacer uso de las normales vigas de lanzamiento y las dovelas se colocaron mediante una grúa de 200 toneladas, montada sobre una barcaza.

Las pilas y los estribos se construyeron con el auxilio de ataguías, cimentándolos sobre pilotes metálicos de longitud variable entre 18 y 48 m.

WELT DES BETONS

Bajo el título "Welt des Bétons" (El mundo del hormigón), la Deutscher Béton-Verein ha publicado un libro en el que se recogen fotografías de unas 200 estructuras excepcionales de hormigón, construidas en los distintos países del mundo, pero especialmente en Alemania Occidental. Con este libro se conmemora el 75 aniversario de la Béton-Verein, y en él se incluye también una breve reseña histórica del desarrollo de esta Asociación a lo largo de sus setenta y cinco años de vida.

Muchas de las fotografías son en color. En secciones separadas se agrupan: los edificios elevados, puentes, cimentaciones y estructuras subterráneas, presas, estructuras especiales y, finalmente, placas de hormigón utilizadas para fines decorativos.

Este, en verdad, admirable libro constituye una recopilación muy valiosa de lo mejor que se ha construido con hormigón; pone en evidencia la versatilidad de este material, y ofrece una clara interpretación a esas vagas expresiones, tales como "la jungla del hormigón", que con demasiada frecuencia se vienen utilizando con un conocimiento muy superficial de lo que realmente significan.

LECCIONES DE ECONOMIA

En la revista americana "Sports Illustrated" se ha publicado el siguiente comentario titulado "Lecciones de economía".

"Hace ocho años se terminó en Houston la construcción del Astradome, con 50.000 plazas. Su coste fue de 31,6 millones de dólares. En Nueva Orleáns se está construyendo ahora el Superdrome, para 75.000 plazas, y que costará por lo menos 150 millones de dólares, y quizás 200 millones. Entre tanto, en este año de alza general de precios, Seattle está construyendo una estructura cubierta, con capacidad para 65.000 plazas, por sólo 43 millones de dólares. Se lleva ya construido el 15 por 100 y se espera terminarla en enero de 1975".

Se dan detalles del cuidadoso proyecto realizado, que prevé el empleo de elementos prefabricados y, con respecto a la cúpula de la cubierta se hacen los siguientes comentarios:

"Se estimó que el mejor y más económico material para la cúpula era una delgada membrana de hormigón que será hormigonada in situ sobre el correspondiente encofrado".

Hasta aquí, el comentario de la revista citada.

Por nuestra parte sólo nos queda añadir: ¡Si alguien hubiese inventado el hormigón pretensado!

Traducido por:
R. Piñeiro

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

nota de la asociación técnica española del pretensado

intercambio de publicaciones

Dentro del programa de intercambio de publicaciones, organizado por la F.I.P, entre las diversas asociaciones nacionales que la integran, hemos recibido últimamente las que a continuación se mencionan. En ellas aparecen, entre otros, los trabajos que en esta nota se comentan, relacionados con la técnica del hormigón pretensado.

Para mayor comodidad de nuestros lectores, los títulos de todos los artículos se han traducido al español.

Recordamos a todos los asociados que estas publicaciones se encuentran a su disposición, para consulta, en nuestros locales del Instituto Eduardo Torroja, Costillares-Chamartín, Madrid.

Publicaciones enviadas por el Prestressed Concrete Development Group, de Inglaterra.

Revista: *Concrete*, vol. 7, núm. 1, enero 1973.

1. "Abacos para el cálculo de vigas y soportes de hormigón armado", por B. E. Clark.

Sinopsis: En este artículo se presentan varios ábacos para el dimensionamiento de secciones de vigas sometidas a flexión y de soportes de hormigón armado, basándose en las normas de cálculo en rotura.
Se presentan algunos ejemplos de cálculo como explicación para la utilización de los ábacos.

Revista: *Concrete*, vol. 7, núm. 2, febrero 1973.

2. "Construcción de un puente en una zona sísmica de Turquía", por Chr. Ostenfeld y otros.

Sinopsis: En este artículo se presenta el proyecto y construcción de un puente de 336 m de longitud, para la autopista sobre el río Murat, en la parte oriental de Turquía.
Aspectos destacables son la sismicidad de la zona y la limitación de tiempo que determinó una construcción a base de elementos prefabricados.
El puente está constituido por un tablero continuo con dos tramos de 36 m de luz y seis de 44 m, construidos a base de vigas prefabricadas.

Revista: *Concrete*, vol. 7, núm. 4, abril 1973.

3. "Reforma del puente de Londres", por R. Gray.

Sinopsis: La antigua superestructura del puente de Londres ha sido sustituida por otra nueva de cuatro carriles y realizada con cuatro vigas cajón de hormigón pretensado.
Los estudios de ingeniería relativos al proyecto y diferentes facetas de reconstrucción del viejo puente han sido descritos por M. Charles, D. Brown, BSc, Fice, of Mott, Hay and Anderson, en una publicación anterior.
El presente artículo describe los aspectos arquitectónicos del proyecto del nuevo puente y su ejecución.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

po máximo de cinco minutos, que se considera económicamente aceptable como tiempo de descarga de una hormigonera o camión.

El instrumento es de simple manejo y fácil limpieza, pudiendo ser adaptado a diferentes modalidades de ensayos.

16. "Apoyos en estructuras prefabricadas de hormigón", por G. Somerville.

Sinopsis: En general, el cálculo de estructuras con elementos prefabricados de hormigón no presenta grandes problemas.

Las mayores dificultades estriban en el cálculo de apoyos y juntas y en asegurar estabilidad general de la estructura.

En el artículo se indican los sistemas má comunes de apoyos efectos del cálculo.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 4, núm. 5 mayo 1973.

17. "Proyecto de juntas en estructuras", por G. Somerville.

Sinopsis: En el artículo se presenta un estudio de juntas exponiendo al final las siguientes consideraciones:

1. Existe necesidad de nuevos tipos de juntas y métodos de cálculo sencillos.
2. Los ensayos se deberían realizar de tal forma que la función de las juntas en el comportamiento general de la estructura quede definida, tanto durante el proceso de construcción como bajo cargas de servicio y de tipo accidental.
3. El comportamiento de la estructura está influido por el sistema de montaje y especialización de la mano de obra.

Por tanto, las futuras investigaciones deberían ser realizadas incluyendo la colaboración de proyectistas, fabricantes e investigadores para que las características de las juntas queden ampliamente fijadas.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 4, núm. 8, agosto 1973.

18. "Diseño y fabricación de moldes (primera parte)", por J. G. Richardson.

Sinopsis: Las técnicas para el diseño de moldes han ido evolucionando a lo largo del tiempo. Originalmente, los moldes consistían en encofrados de madera o acero en los que se depositaban las mezclas de hormigón.

Posteriormente se disminuyó el tiempo de encofrado y desencofrado, bien suprimiendo las paredes laterales del molde o bien hormigonando sobre una losa o bancada.

En el artículo se presentan una serie de consideraciones sobre la fabricación de moldes.

Revista: *Precast Concrete*, vol. 4, núm. 9, septiembre 1973.

19. "Diseño y fabricación de moldes (segunda parte)", por J. G. Richardson.

Sinopsis: Este artículo es continuación del anterior y en él se dan una serie de detalles muy interesantes sobre los moldes utilizados en la prefabricación de elementos de hormigón.

20. "Uniones en estructuras con paneles prefabricados de hormigón", por G. Somerville.

Sinopsis: A diferencia de la anterior CP116, la norma CP110 no incluye recomendaciones específicas para estructuras de grandes paneles, sino que éstas se consideran incluidas dentro de las estructuras prefabricadas.

Los requisitos esenciales para estructura de paneles son básicamente los mismos que para

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

otras formas de construcción prefabricada. Los problemas mayores estriban en el cálculo y proyectos de las juntas de forma que éstas puedan absorber los diferentes tipos de cargas con la adecuada rigidez y resistencia, dentro de la necesaria estabilidad general de la estructura. En este artículo se presentan una serie de consideraciones aplicables a las estructuras de grandes paneles.

Revista: *Magazine of Concrete Research* vol. 25, núm. 82, marzo 1973.

21. "Las deformaciones del hormigón en la vasijas de las centrales nucleares", por G. D. T. Carmichael e I. W. Hornby.

Sinopsis: En la central nuclear Oldbury "A" se han medido las fuerzas de pretensado por distintos procedimientos, comparándolas con las deformaciones del hormigón medidas con elongámetros.

En este artículo se estudian los resultados por el cálculo y las deformaciones medidas, teniendo en cuenta el elevado número de variable que intervienen en este tipo de estructuras.

22. "Una teoría de rotura del hormigón po inestabilidad", por J. Y. Uppal y K. O. Kemp.

Sinopsis: Se propone un modelo matemático tal que la rotura del hormigón bajo compresión uniaxial es atribuida a la inestabilidad que se produce en la estructura macroelemental debida a la fisuración.

El modelo indica que existe una fractura crítica longitudinal que depende de la tensión máxima, dimensiones del elemento y de un gradiente longitudinal de tensiones que viene dado solamente en función de un valor estadístico de la resistencia.

Los valores del cálculo son comparados con los obtenidos experimentalmente.

Revista: *Magazine of Concrete Research*, vol. 25, núm. 83, junio 1973.

23. "Los efectos de la velocidad de aplicación de las cargas en el hormigón sometido a compresión", por P. R. Sparcks y J. B. Menzies.

Sinopsis: El artículo describe un estudio experimental sobre la influencia de la velocidad de aplicación de cargas uniformemente crecientes y de tipo variable en secciones de hormigón sometidas a compresión.

Se ensayaron hormigones fabricados con grava, caliza y aridos Lytag. Aumentando la velocidad de aplicación de la carga se encontró en general un aumento de la resistencia en los tres tipos de hormigón.

Se comprobó que el incremento de resistencia estática era superior en un hormigón con una cantidad relativamente pequeña de áridos blancos del tipo Lytag que en un hormigón con áridos resistentes tal como las calizas.

En los ensayos se comprobó que existía una buena correlación entre el coeficiente de incremento de resistencia y el endurecimiento del hormigón, con independencia de la velocidad de aplicación de la carga.

Publicaciones enviadas por el Prestressed Concrete Institute, de Estados Unidos.

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 18, núm. 2, abril 1973.

24. "Detalles de las juntas en elementos arquitectónicos prefabricados de hormigón". Anónimo.

Sinopsis: Un correcto cálculo de juntas, selección del material adecuado y colocación son factores a tener en cuenta para lograr el máximo rendimiento y el mejor aspecto estético de los edificios construidos con elementos prefabricados.

Este artículo presenta unas recomendaciones para las juntas y sellantes que deben utilizarse en determinados casos concretos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

25. "Resistencia al fuego de estructuras de hormigón pretensado", por A. H. Gustaferro.

Sinopsis: Se presentan los resultados de una serie de 18 ensayos de resistencia al fuego de placas y vigas pretensadas con armadura postesas. Se dan recomendaciones sobre los espesores de recubrimiento y dimensiones de los elementos para tiempos de exposición al fuego de una, dos, tres y cuatro horas.

Revista: *Journal of Prestressed Concrete Institute*, vol. 18, núm. 3, mayo-junio 1973.

26. "Nuevos coeficientes de seguridad para puentes de carretera de hormigón pretensado", por C. L. Freyermuth.

Sinopsis: El artículo presenta las nuevas especificaciones de la American Association of State Highway Officials (A. A. S. H. O.) para el cálculo de puentes de carretera de hormigón pretensado.

Se comenta la eficacia de los nuevos coeficientes de seguridad, tanto para las estructuras con elementos prefabricados de hormigón pretensado como para las realizadas in situ.

27. "Cálculo por ordenador de vigas continuas y placas de hormigón pretensado con armaduras postesas", por H. M. O'Neil.

Sinopsis: Se presenta un programa de ordenador que puede utilizarse para calcular vigas continuas, placas planas, losas nervadas y jácenas, con o sin voladizos, sometidas a cargas verticales.

El programa está hecho para elementos prismáticos de distintas formas, incluyendo las secciones en "T" y en "I".

Sirve para calcular vigas continuas de hasta nueve tramos. Se incluye un ejemplo de cálculo.

Revista: *Journal of the Prestressed Concrete Institute*, vol. 18, núm. 4, julio-agosto 1973.

28. "Fabricación de grandes vigas pretensadas utilizando sistemas especiales para el vibrado del hormigón". Anónimo.

Sinopsis: El artículo describe un método para la fabricación de grandes vigas de hormigón pretensado, utilizando sistemas especiale para una rápida consolidación del hormigón por medio de vibradores unidos a los encofrados con una separación entre los mismos previamente calculada y establecida a través de una serie de investigaciones.

29. "Cálculo de esfuerzos cortantes en vigas pretensadas con apoyos a media madera", por M. P. Werner y W. H. Dilger.

Sinopsis: Se demuestra experimentalmente que el cortante que produce la fisuración en los extremos retallados de la viga puede se considerado igual al esfuerzo cortante máximo que soporta el hormigón, determinado a través del cálculo.

Se dan una serie de recomendaciones para el diseño de los retallos.

30. "Pretensado de elementos de hormigón con fuerza de tesado variable a lo largo de las armaduras", por Z. Kidron.

Sinopsis: Se describe una técnica aplicada a la fabricación de elementos de hormigón pretensado, regulando el esfuerzo de pretensado a lo largo del elemento por un proceso de "destesado por fases".

El método consiste el alternar las operaciones de moldeo y destesado para lograr una tensión reducida en los extremos del elemento. El proceso es especialmente adecuado para vigas de gran luz para construcciones industriales.

Se presenta un ejemplo numérico de aplicación del método propuesto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 314.

31. "Edificios escolares". Anónimo.

Sinopsis: Se señala en el folleto la importancia que los elementos prefabricados de hormigón pretensado representan en la construcción de centros universitarios y escuelas de nivel primario y secundario, lográndose satisfacer las condiciones de espacio y necesidades de tipo económico en la construcción de estos centros

Se incluyen diversas fotografías, mostrando detalles interiores de diversas construcciones, en las que puede apreciarse el perfecto acabado logrado.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 315.

32. "Edificios de oficinas". Anónimo.

Sinopsis: Los edificios para oficinas prosperan con el empleo de piezas prefabricadas de hormigón pretensado.

Existe de nuevo la tendencia entre propietarios de edificios para oficinas y los promotores del país de emplear piezas prefabricadas de hormigón pretensado como material de construcción, dadas las características de durabilidad, fácil mantenimiento y plena adaptación a las distintas necesidades arquitectónicas, bien para cubrir simples necesidades de ocupación como para satisfacer a las múltiples exigencias de rentabilidad.

En el folleto se presentan diversos edificios para oficinas proyectados y construidos a base de estos elementos.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 316.

33. "Edificios industriales". Anónimo.

Sinopsis: Las piezas de hormigón pretensado, material adecuado para la construcción industrial.

Si es necesario construir un edificio industrial, bien sea un pequeño almacén o una extensa factoría, las piezas de hormigón pretensado son el material adecuado para lograr la durabilidad deseada, dada su adaptación a los usos industriales.

Aparte de señalar sus bien conocidas ventajas se hace observar que con estos elementos se logra un adecuado aspecto estético.

El folleto se ilustra con fotografías de estos edificios.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 317.

34. "Aparcamientos". Anónimo.

Sinopsis: Los elementos de hormigón pretensado ofrecen numerosas ventajas en estructuras de aparcamientos.

Estas estructuras exigen cada vez más la utilización de piezas prefabricadas de hormigón pretensado. Se presentan distintos aparcamientos realizados con dichos elementos, justificando su adopción: versabilidad, economía, rapidez de montaje, etc.

Revista: *P. C. I. Tems*, núm. 318.

35. "Edificios de viviendas". Anónimo.

Sinopsis: Se van adoptando cada día más elementos prefabricados de hormigón pretensado para la construcción de edificios destinados a viviendas. Estas pueden ser modestas o lujosas. La aplicación de este material es amplísima.

Otra característica es la posibilidad de una rápida construcción en comparación con los métodos tradicionales. En el folleto se presentan una serie de fotografías de este tipo de edificios.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Publicaciones enviadas por la Verkoopassociatie Neoderlands Cement, de Holanda.

Revista: *Informe CUR*, núm. 58, julio 1973.

36. "Losas oblicuas con cargas concentradas. Efecto de la temperatura. Coeficiente de contracción transversal. Apoyos elásticos". Anónimo.

Sinopsis: Este informe es continuación del publicado en el número 53 de esta revista.
Las losas de puente que se estudian tienen forma de paralelogramo. Los principales aspectos tratados son:

— La distribución de esfuerzos, según la teoría elástica, en el caso de cargas concentradas.
— La distribución de esfuerzos, según lateroía elástica, para un gradiente de temperatura en el espesor de la losa +.
— Influencia sobre la distribución de esfuerozs de un coeficiente de contracción transversal de valor 0,2 en lugar de 0.
— Influencia sobre la distribución de esfuerzos de las propiedades elásticas de los apoyos.

Revista: *Informe CUR*, núm. 59, septiembre 1973.

37. "Juntas entre paneles prefabricados de hormigón para fachadas". Anónimo.

Sinopsis: Las juntas entre paneles prefabricados de hormigón para fachadas pueden subdividirse en dos grandes grupos:

— Juntas que deben transmitir fuerzas.
— Juntas que no tienen función estructural.

El Comité ha limitado el estudio a este último tipo y forma particular a las juntas entre paneles de fachada de hormigón.

Las exigencias funcionales han sido analizadas teniendo en cuenta el sistema constructivo de la fachada.
Los diferentes factores climáticos, temperatura, humedad del aire, lluvia, viento, han sido estudiados y su influencia relativa analizada.

Publicaciones enviadas por la Japan Prestressed Concrete Engineering Association, de Japón.

Revista: *Journal of the Japan Prestressed C.E.A.*, vol. 15, núm. 1.

38. "Inyección de los cables de pretensado", por Y. Higuchi (en japonés).

Sinopsis: El autor describe nuevos ensayos y prescripciones sobre este tema en distintos países.

39. "Construcción de puentes de hormigón pretensado", por K. Tuno (en japonés).

Sinopsis: La utilización de puentes de hormigón pretensado es considerable debido al desarrollo de la investigación en lo que se refiere a tramos de grandes luces, nuevas estructuras, materiales y distintos métodos de construcción. En el artículo se describen diversos puentes de hormigón pretensado.

40. "Piscinas de hormigón pretensado", por H. Teshigawara (en japonés).

Sinopsis: Se construyeron un conjunto de piscinas de hormigón pretensado utilizando elementos estructurales corrientemente empleados en otras estructuras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

El artículo describe la construcción de las mismas considerando los problemas antes mencionados.

41. "Cálculo y construcción de las nuevas oficinas de la cooperativa agrícola SAKAI", por T. SEZAKO (en japonés).

Sinopsis: Para lograr un mayor espacio e iluminación y al propio tiempo satisfacer otras necesidades en una sala con capacidad para 260 plazas, sentadas, se utilizaron vigas pretensadas de 20 metros de luz. El artículo describe el cálculo y ejecución de la estructura.

Revista: *Journal of the Japan Prestressed C.E.A.*, vol. 15, núm. 2.

42. "Desarrollo de la maquinaria y herramientas utilizadas en el pretensado", por K. NISHIYAMA (en japonés).

Sinopsis: Hace aproximadamente cincuenta años que comenzó a ser utilizado el hormigón pretensado.

Desde entonces hasta el presente la maquinaria y herramientas empleadas experimentaron la consiguiente evolución.

El artículo presenta una exposición del tema.

43. Cálculo y ejecución del tercer viaducto de Furukawa", por R. TOBINAGA y otros (en japonés).

Sinopsis: El viaducto, de hormigón pretensado, es para el expreso de Kyushu, tiene una longitud de 342,8 m y se han utilizado en su construcción vigas pretensadas de 20 m de longitud.

El artículo describe el cálculo y ejecución y el sistema de uniones para este puente.

Revista: *Journal of the Japan Prestressed Concrete Engineering Association*, vol. 15, núm. 3.

44. "Las estructuras de hormigón pretensado en Francia en el momento presente", por T. INO y H. NAGATOMO (en japonés).

Sinopsis: Los autores permanecieron en Francia de enero a noviembre de 1972 para estudiar las técnicas de construcción.

En el artículo se presentan distintos temas de construcción e investigación de algún interés (especialmente puentes de hormigón pretensado) y pone de relieve la construcción en el sur de Francia.

45. "Distribución transversal de cargas en puentes de vigas prefabricadas de hormigón pretensado", por A. MATANABE y otros (en japonés).

Sinopsis: Los autores examinaron el método Nathan, considerando éste como el más realista y racional, especialmente para puentes sin pretensado transversal, comparándolo con el método Guyon-Massonnet.

Se encontró que el método Nathan es adecuado para el cálculo de puentes a base de vigas sometidas a cargas concentradas.

46. "Cálculo de la fluencia y la retracción en vigas continuas de varios tramos de hormigón pretensado construidas in situ", por H. HIKOSAKA (en japonés).

Sinopsis: En este artículo se presenta un método para el cálculo de vigas continuas de varios tramos de hormigón pretensado construidas in situ, así como la influencia de las deformaciones diferidas en la distribución de tensiones.

También se presenta en el artículo la relación entre el análisis de estructuras continuas realizadas in situ y estructuras mixtas de acero y hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

Publicaciones enviadas por el Grupo de la República Democrática Alemana.

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 2, 1973.

47. "Resistencia a la corrosión de armaduras para pretensado con tratamiento adecuado", por J. D. KALICH y E. NEUMANN (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 4, 1973.

48. "Elementos mixtos de hormigón y placas de acero. Resultados obtenidos en ensayos con elementos pretensados y sin pretensar", por F. E. KLIMENKO (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 5, 1973.

49. "Situación actual de la construcción industrializada en el Distrito Económico de Leningrado", por K. A. GLUCHOWSKOK (en alemán).

50. "Resistencia de hormigones ligeros bajo cargas de servicio", por CHR. KÖRNER (en alemán).

Revista: *Bauplanung Bautechnik*, núm. 7, 1973.

51. "Nuevo ferrocarril subterráneo Berlín-Friedrichfelde", por H. HOLM y otros (en alemán).

J. SOLANCE
y J. JÓDAR

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 10/12/2025