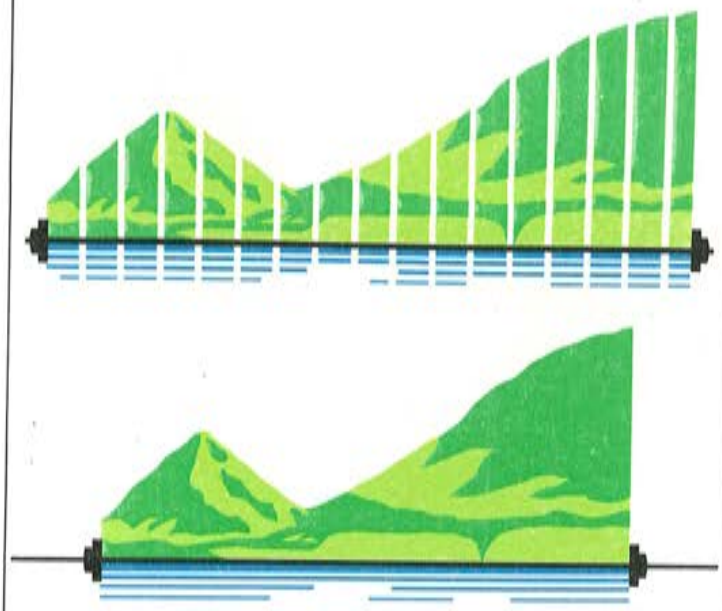
hormigón y ACERO

nº 158

XI Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Técnica Española del Pretensado.



Santander,
24 al 28 de septiembre de 1984.

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO (C.S.I.C.)

APARTADO 19.002. COSTILLARES. CHAMARTIN.

28080 MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (ATECSA).— Pº de la Habana, 14. 28036 Madrid.

AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA "OFICEMEN".— Velázquez, 23. 28001 Madrid.

ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).—Orense, 10. 28020 Madrid.

AZMA, S.A.—Pº de la Habana, 16. 28036 Madrid.

CAMARA, S.A.—36080 Pontevedra.

CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. 28006 Madrid.

CEMENTOS MOLINS, S.A.—C.N. 340, Km. 329,300. San Vicenç dels Horts (Barcelona).

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.— Aribau, 185, 08021 Barcelona).

COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.

COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID.—Almagro, 42. 28010 Madrid.

COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.

COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.

CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.

CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Ayala, 42. 28001 Madrid.

DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Avda. de América, 24. 28028 Madrid.

ELABORADOS METALICOS, S.A. EMESA.— Apartado 553. 15080 La Coruña.

EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento Obras Especiales.—Padilla, 46. 28006 Madrid.

ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.—Biblioteca.—Juan de Mena, 8. 28014 Madrid.

ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.

ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).—Arapiles, 14. 28015 Madrid.

FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).—Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.

FORJADOS DOMO.—Hermosilla, 64. 28001 Madrid.

FREYSSINET, S.A.—General Perón, 24. 28020 Madrid.

HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Archs, 10. 08002 Barcelona.

HISPANO-ALEMANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.—Capitán Haya, 51. 28020 Madrid.

HORMIGONES GERONA, S.A.—Lorenzana, 45. 17002 Gerona.

HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.

HUARTE Y CIA., S.A. Departamento Técnico.—Profesor Waksman, 14. 28036 Madrid.

IBERDUERO, S.A. Centro Documentación.— Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

(Continúa en el int. de contraportada)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

IBERDUERO, S.A. Centro de Documentación. Referencia 8501.— Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.

IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.

INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.

INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.

INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Dirección General de Carreteras. Pº de la Castellana, 67. 28071 Madrid.

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).— Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.

INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA).—Biblioteca.—Orense, 70. 28020 Madrid.

JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.

LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.— Fábrica de Forjas de Buelna. Los Corrales de Buelna (Cantabria).

OBRAS Y CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES, S.A.—OCISA. Princesa, 3 - 7.º 28008 Madrid.

PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

PRENSOLAND, S.A.—Calle Industria, s/n. San Martín de Centellas (Barcelona).

PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.—Polígono Industrial Atios. Porriño (Pontevedra).

SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.—Avda. del Triunfo, 56. Las Arenas (Vizcaya).

SIKA, S.A.—Carretera Madrid-Irún, km. 14,500. Polígono Industrial. Alcobendas (Madrid). 28000.

SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA BBR (S.A.E. BBR).—Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.

TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Velázquez, 105. 28006 Madrid.

TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.— Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.

TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).— Monturiol, 5. Santa María de Barbará (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente, su agradecimiento a las Entidades 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 25/11/2025

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

hormigón y acero

n.º 158

1er trimestre 1986

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	4.500,– ptas.	40,– dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	7.000,– ptas.	100,– dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	12.000,– ptas.	200,– dólares

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

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

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - 28080 MADRID

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Comité de Redacción de la Revista Hormigón y Acero

ARENAS, Juan José
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ DE VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
GONZALEZ VALLE, Enrique
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Javier
MARIA TOME, Javier
MURCIA, Juan
PIÑEIRO, Rafael
POZO VINDEL, Florencio J. del
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente
SIEGRIST, Carlos

hormigón y acero

N. 158

índice

Pág.

Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado, durante el año 1985 9
Compte rendue des activités de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte au cours de 1985.
Short report on the activities of the Spanish Technical Association of Prestressing during 1985.
R. Piñeiro.

IX Sesión de Trabajo
Tema VI: Realizaciones (Continuación)

591-2-184 **Puente de Galiana, sobre el Tajo, en Toledo** 21
Pont de Galiana, sur le Tajo, à Toledo.
The Galiana bridge, over the Tajo, at Toledo.
J. Manterola y L. Fernández Troyano.

591-2-185 **Puentes ligeros, en el Alt Urgell, sobre el río Segre** 27
Ponts légers, à l'Alt Urgell, sur la rivière Segre.
Light bridges, at l'Alt Urgell, over the Segre River.
L. Fernández Troyano, J. Manterola y M.A. Astiz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

591-2-186 **Tres obras empujadas. Acueducto de Los Monegros. Puente de Tula. Puente de Atoyac** 49
Trois ouvrages poussées. L'aqueduc des Monegros. Pont de Tula. Pont d'Atoyac.
Three works builts by forward thrusting. The aqueduct of the Monegros. The Tula bridge. The Atoyac bridge.
J. Manterola y L. Fernández Troyano.

591-2-187 **Los puentes del enlace Burgos-Sur en la conexión de la CN-1 con la A-1** 69
Les ponts de la liaison Burgos-Sud dans la connexion de la CN-1 avec la A-1.
The bridges of the interlocking Burgos-South at the connection of the CN-1 with the A-1.
I. Granell y J.I. González Esteban.

X Sesión de Trabajo
Tema VI: Realizaciones (Continuación)

591-2-188 **Tres puentes pretensados** 83
Trois ponts précontraintes.
Three prestressed bridges.
M. Juliá.

591-2-189 **Puentes empujados en Korea** 95
Ponts poussés à Korea.
Thrusting forward bridges at Korea.
R. Martí.

591-2-190 **Puentes atirantados y anclajes para ciclos de gran amplitud de carga** 101
Ponts à haubans et ancrages pour cycles de charge de grande amplitude.
Cable-stayed bridges and anchorages for cycles of loads of great amplitude.
J.B. Ripoll.

591-2-191 **Pasarela atirantada de Alfonso Molina, en La Coruña** 109
Passerelle à haubans, de Alfonso Molina, à La Coruña.
The Alfonso Molina cable-stayed foot-bridge, at La Coruña.
F. da Cunha.

591-3-12 **Toma de agua en la Central Térmica Ras Djinet** 119
Prisse d'eau dans la Centrale Thermique Ras Djinet.
Water intake at the Ras Djinet steam power plant.
L. García de Miguel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

591-9-44 **Recientes ejemplos de utilización del hormigón pretensado en diferentes tipos de construcciones** 125

Récents exemples de l'utilisation du béton précontraint dans de différents types de constructions.

Modern examples of the use of prestressed concrete in different types of constructions.

J. Rui-Wamba.

(Con esta Comunicación se concluye la publicación de las que fueron presentadas en la XI Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P.).

457-8-106 **Propuesta de norma para ensayos de fatiga de armaduras activas y pasivas** 135

Proposition d'une norme pour les essais de fatigue des armadures actives et passives.

Proposition of a standard for fatigue tests of the active and passive reinforcements.

A. Fernández Canteli; V. Esslinger y J. Belzunce.

Portada: Reproducción del cartel anunciador de la XI Asamblea, que obtuvo el primer premio en el concurso al efecto celebrado.

Autor: *Miguel Angel Figueroa Fernández.*

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

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

ESPAÑA

AGROMAN, EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Madrid.
ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
AMMON-RA.—Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Barcelona.
BALNASA.—Valencia.
BIGUETES, S.L.—Elche (Alicante).
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Murcia.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ARAGON. Biblioteca.— Zaragoza.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. Departamento de Laboratorios.— Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.—Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COMERCIAL Y COLOCADORA DE TEXSA, S.A.— Barcelona.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. Biblioteca.—Sevilla.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.—Valencia.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento de Construcción.—Madrid.
ENAGA, S.A.—Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCOLA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA. Departamento de Estructuras. La Coruña.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.— Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Biblioteca.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA OBRAS PUBLICAS.— Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE ALMADEN.—Almadén (Ciudad Real).
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.—Zumárraga (Guipúzcoa).
EUROCONSULT, S.A.—San Sebastián de los Reyes (Madrid).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

FERROVIAL, S.A.– Madrid.
FORJADOS DOL.– Esquivias (Toledo).
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.– Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.–Motril (Granada).
HORMADISA, S.L.–Puentecesures-Cordeiro (Pontevedra).
HORMIGONES GERONA, S.A.–Gerona.
IBERTECNICA, S.A.–Madrid.
INBADELCA, S.A.–Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.–Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPSA). Biblioteca.–Madrid.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.–Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).–Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.–Consejería de Obras Públicas y Ordenación Territorial. Servicio Tecnología e Información.–Valladolid.
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.–Santa Cruz de Tenerife.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.–Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.–Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.–Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).–Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.–Granollers (Barcelona).
MECANOGUMBA, S.A.–Mollet del Vallés (Barcelona).
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.–Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE EDIFICACION. Sección de Normativa.–Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.–Madrid.
POSTENSA, S.A.–Bilbao.
PREBETONG CANARIAS, S.A.–Santa Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Zaragoza.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).–Vitoria.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).–León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).–Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).–Valladolid.
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A. (REISA).–Pinto (Madrid).
RUBIERA, S.A.–León.
SAINCE.–Madrid.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.–Gerona.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.–Zamora.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.–Barcelona.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A.–SECEGSA.–Madrid.
SPANDECK CATALANA, S.A.–Barcelona.
TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).–Tarrasa (Barcelona).
TEJERIAS "LA COVADONGA".–Muriedas de Camargo (Santander).
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).–Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.–Valencia.
VIGUETAS MUBEMI.–Torrente (Valencia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

EXTRANJERO

ASOCIACION DE FABRICANTES DE CEMENTO PORTLAND DEL URUGUAY.—Montevideo (Uruguay).
ASSOCIAÇAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE. Dirección de Bibliotecas.—Santiago de Chile (Chile).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU. Biblioteca Central.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Tecnique.—Le Pontet (France).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.—Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería. Dpto. de Selección y Adquisiciones. Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD CENTRAL DE VENEZUELA.—Facultad de Ingeniería. Biblioteca. Caracas (Venezuela).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Valparaiso (Chile).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

ASOCIACION BOLIVIANA DEL PRETENSADO (A.B.P.).—La Paz (Bolivia).

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, 28080 Madrid, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

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

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

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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

HUESCA:

Oficina Comercial y Fábrica: P.º Lucas Mallada, s/n - Teléfono 22 39 00 - HUESCA
Oficina y Fábrica: Ctra. de Lérida, s/n - Teléfono 40 07 80 - MONZON
Oficina y Fábrica: Ctra. de Huesca - Teléfono 39 00 41 - GRAÑEN

MADRID

Oficina Comercial: Orense, 10, 1.º - Teléfonos 455 05 35 - 6 - 7 - MADRID-10
Oficina y Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfonos 675 04 50 - 4- 8 - TORREJON DE ARDOZ
Oficinas y Fábrica: Ctra. de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 688 27 72 - LEGANES

ZARAGOZA

Oficina Comercial: P.º de la Constitución, 31 - Teléfonos 23 75 02 - 3 - ZARAGOZA-1

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española de Pretensado, durante el año 1985

R. Piñeiro
Vocal Secretario de la ATEP

En cumplimiento de uno de los acuerdos hace ya tiempo adoptados por la Junta de Gobierno de nuestra Asociación, en el número de "Hormigón y Acero" correspondiente al primer trimestre de cada año, se incluye un resumen, lo más breve posible, de las principales actividades desarrolladas por la ATEP durante los últimos doce meses anteriores, para general conocimiento de todos los Asociados.

El conjunto de estos sucesivos resúmenes constituye, por lo tanto, la crónica de la Asociación; y de esta forma se intenta alcanzar dos objetivos fundamentales. Por una parte, dada la ya prolongada historia de la ATEP (ha cumplido su 36° Aniversario), los que a ella pertenecen desde su fundación podrán contar con una guía que les permita recordar y situar adecuadamente en el tiempo, los diferentes avatares y principales acontecimientos por ellos vividos, dentro de la Asociación, durante todos esos años; por otra parte, a los que cada año vienen a unirse al grupo de nuestros amigos Asociados, esta crónica les permitirá darse una idea de lo que hasta ahora se ha hecho, de cómo se han venido superando las sucesivas etapas de nuestro desarrollo, de nuestros importantes logros y de nuestras ambiciosas aspiraciones.

Por todo ello, abrimos hoy este número 158 de "Hormigón y Acero" con el comentario de los hechos más destacados que se han producido durante 1985.

Y antes de iniciar la enumeración de la labor desarrollada dentro de lo que constituye el programa normal de actividades de la ATEP, consideramos que puede resultar de interés comentar, aunque sea muy brevemente, ciertos acontecimientos singulares que han tenido lugar el pasado año.

En el resumen correspondiente a 1984 (página 9 del n° 154 de "Hormigón y Acero"), se comentaba la celebración de la XIª Asamblea Técnica de la Asociación. En relación con este tema queremos, únicamente, dejar constancia de que, durante los primeros días de febrero del pasado año, ha quedado totalmente cerrado y liquidado el balance de ingresos y gastos correspondiente a dicha Asamblea. Si, desde el punto de vista técnico, no cabe duda de que el éxito de estas reuniones ha sido grande, como así lo han reconocido cuantos en ellas participaron, lamentablemente no ha ocurrido lo mismo en el aspecto económico. Como lógica consecuencia de las indudables dificultades con que vienen tropezando las industrias de la construcción para el normal desarrollo de sus actividades, las aportaciones econó-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

micas que, en esta ocasión, han podido hacernos han sido escasas y, como consecuencia, el balance se ha cerrado con un ligerísimo superavit que en muy poco puede contribuir a la necesaria nivelación de la cuenta de ingresos y gastos normales de la Asociación, siempre deficitaria debido a la pequeña cuantía de las cuotas que se vienen cobrando. Hasta ahora, los ingresos extraordinarios que se obtenían con las Asambleas, Simposios y demás reuniones de este tipo organizadas por la Asociación, han sido suficientes para cubrir los déficits anuales ordinarios. Pero esta vez las previsiones han fallado. Y ello, como más adelante comentaremos, ha obligado a tener que reajustar nuevamente, para 1986, el importe de las cuotas anuales; lo que siempre resulta desagradable. Sin embargo, ha sido inevitable.

Otro hecho que queremos destacar, dada su transcendencia para la buena marcha de la Asociación, es la conclusión plenamente satisfactoria de las negociaciones que se han venido celebrando para establecer con carácter oficial, y definir concretamente, las condiciones que habrán de regular la vinculación, las colaboraciones y las prestaciones mutuas existentes entre la ATEP y el Consejo Superior de Investigaciones Científicas, a través del Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, según lo previsto en el Artículo Adicional único de nuestros Estatutos.

El Convenio ha quedado ya firmado, con validez para cuatro años, prorrogable previo acuerdo de ambas partes, y su texto concuerda esencialmente con el contenido del Acuerdo amistoso hasta ahora vigente y gracias al cual la ATEP, desde su fundación en 1949, ha podido cumplir los objetivos que estatutariamente tiene señalados. Creemos que todos debemos felicitarnos por ello y que es de justicia dejar constancia de nuestro agradecimiento al C.S.I.C. por la inapreciable ayuda y el apoyo que nos concede.

Hemos también de mencionar, por su indudable importancia, que durante el pasado año y en cumplimiento de lo preceptuado en el Artículo 12° de los Estatutos, se ha procedido a la renovación de la mitad de los Miembros de la Junta de Gobierno de la Asociación. Correspondía cesar como Vocales de la misma a los Señores Aparicio (Ginés), Arenas (Juan José), Fernández Casado (Carlos), Piñeiro (Rafael) y Ripoll (Juan B.).

Después de la oportuna convocatoria para la presentación de candidatos, se celebraron las elecciones. El día 21 de noviembre, en los locales del Instituto Eduardo Torroja, se realizó el escrutinio público de las 296 papeletas de votación recibidas. Como resultado del mismo quedaron elegidos: D. Florencio del Pozo Frutos, D. Alfredo Páez Balaca, D. Francisco Morán Cabré, D. Angel Aparicio Bengoechea y D. Javier Rui-Wamba Martija, citados por orden del número de votos obtenidos.

Como consecuencia, y al haber sido reelegido D. José Antonio Torroja como Vicepresidente y D. Rafael Piñeiro como Secretario, la Junta de Gobierno de la ATEP ha quedado constituída en la forma que a continuación se indica:

Presidente: D. Francisco Arredondo Verdú.

Vicepresidente: D. José Antonio Torroja Cavanillas.

Vocales: D. Angel Aparicio Bengoechea, D. Ramón del Cuvillo Jiménez, D. Manuel Fernández de Villalta, D. Enrique González Valle, D. Francisco Morán Cabré, D. Alfredo Páez Balaca, D. Florencio del Pozo Frutos, D. Florencio J. del Pozo Vindel, D. Javier Rui-Wamba Martija.

Secretario: D. Rafael Piñeiro Abril.

Desde estas líneas, queremos desear a la nueva Junta los mejores éxitos en la labor que ahora inicia.

Con profundo sentimiento debemos también dejar constancia del fallecimiento, el día 13 de octubre, de nuestro entrañable amigo D. Manuel de la Torre y Rousseau, Miembro de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

la ATEP desde su fundación, que fue Vocal de la Junta de Gobierno y, posteriormente, nombrado Miembro de Honor de nuestra Asociación en reconocimiento a los servicios prestados. Había fundado y dirigido durante muchos años, una de las más prestigiosas industrias de prefabricados de hormigón de nuestro país, que alcanzó merecida fama, destacando en su producción las viguetas pretensadas. Preocupado siempre por el tema de la calidad, colaboró activamente en los trabajos de la Comisión del Sello CIETAN para viguetas de hormigón pretensado, en el Instituto Eduardo Torroja, y fue Miembro Fundador y uno de los componentes del Comité de Dirección, de la Asociación Técnica de Derivados del Cemento. Por su laboriosidad y afable trato ha dejado, en cuantos le tratamos, un imborrable recuerdo.

Y pasamos ya a la ordenada y resumida enumeración de las principales actividades que, dentro de las que podríamos definir como normales de nuestra Asociación, se han desarrollado durante el pasado año 1985.

1.– REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ATEP, EN COLABORACION CON EL I.E.T. del C.S.I.C.

Teniendo en cuenta que durante uno de los últimos meses de 1984 se había celebrado la XIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP, en el curso de la cual se presentaron y discutieron más de setenta interesantes Comunicaciones, la Junta de Gobierno, al preparar el programa de reuniones públicas para 1985, estimó conveniente no recargarlo ya que no habría de resultar fácil encontrar nuevos temas de carácter general que pudiesen ofrecer el necesario interés para ser tratados en uno de estos Actos con la posibilidad de reunir el suficiente número de oyentes. Por este motivo, durante el pasado año solo se celebraron las reuniones que a continuación se comentan.

D. Ramón del Cuvillo Jiménez

D. Santiago Pérez Fadón

El miércoles día 6 de marzo se organizó una Mesa Redonda sobre el tema "Conservación de obras pretensadas", para comentar y discutir el contenido del Manual H.P. 6 que recientemente había sido publicado por la ATEP.

En ella actuó de Coordinador D. Ramón del Cuvillo quién, en su intervención inicial, expuso clara y resumidamente las razones que justifican la programación de un bien coordinado plan para la conservación de todo tipo de obras y entre ellas, como es lógico, las de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

hormigón pretensado. Comentó que esta evidente necesidad fue, precisamente, la que indujo a la ATEP a la publicación del Manual H.P. 6, en el que se dan las directrices que deben seguirse en las actuaciones para la conservación de las obras. La falta de una normativa oficial en España sobre este tema, aconsejó reunir en un Manual, aunque solo fuese con el carácter de recomendaciones, las principales condiciones que deben cumplir los planes de conservación. Comentó el contenido de los distintos capítulos del Manual y anunció que se tiene previsto continuar la labor iniciada, preparando otros Manuales en cada uno de los cuales se recojan las normas específicas de conservación, más adecuadas a cada tipo particular de estructura. El primero de ellos se referirá a puentes.

Terminada la intervención del Sr. Cuvillo se abrió un amplio debate entre todos los participantes en este Acto, en el curso del cual se sugirieron diversas ideas y se aclararon algunos conceptos. En general, todos los asistentes coincidieron en apreciar la importancia de la conservación y animaron a la ATEP a que continúe la labor iniciada con esta publicación en la que, fundamentalmente, se exponen las bases filosóficas sobre las que deben asentarse los programas y actuaciones para la conservación de las obras.

El 21 de noviembre, se celebró una interesante conferencia, de D. Santiago Pérez Fadón, en la que comentó ampliamente las particularidades del original proceso constructivo utilizado en la ejecución del "Puente a Isla de Arosa", de hormigón pretensado, de casi 2 km de longitud, sin juntas. Su intervención fue ilustrada con la proyección de numerosas diapositivas y, al final, se abrió un coloquio en el que intervinieron varios de los numerosos asistentes al Acto. El Sr. Pérez Fadón fue, muy justamente, aplaudido y felicitado por su interesante y perfectamente documentada disertación.

Como ya es habitual, estos Actos se celebraron en la Sala de Conferencias del Instituto Eduardo Torroja, amablemente cedida para este fín.

Obligado es dejar constancia del sincero agradecimiento de la ATEP a cuantos, con total desinterés, nos prestan su valiosa colaboración, haciendo factible la celebración de estas reuniones que nos permiten mantener el contacto personal con nuestros Asociados y facilitarles la más actual información sobre los problemas que afectan a la técnica del pretensado y sobre las novedades que, en este campo, van surgiendo.

2.– PUBLICACIONES

Para información de todos nuestros Asociados, a continuación se reproducen los índices de los cuatro números (154, 155, 156 y 157) de nuestra Revista "Hormigón y Acero", publicados durante el pasado año 1985.

Número 154.– Primer trimestre de 1985

- "Informe resumido sobre las principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1984", R. Piñeiro.
- "XIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP", R. Piñeiro.
- "Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la XIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP", J. A. Torroja.
- "Discurso pronunciado en la Sesión de Clausura de la XIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP". F. Arredondo.
- "Palabras del Excmo. Sr. Presidente de la Diputación Regional y Consejo de Gobierno de Cantabria, D. Angel Díaz de Entresotos Mier, en el Acto de Clausura de la XIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP".

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– "Sobre el concepto de momentos hiperestáticos de pretensado en estructuras continuas en estados de servicio, de fisuración y de agotamiento resistente". J. J. Arenas.

– "Características físicas y químicas de las arenas calizas de las canteras del País Vasco". J. L. Ramírez y J. M. Bárcena y J. I. Urreta.

– "Manuales de la ATEP sobre conservación". R. del Cuvillo.

– "Garantía de calidad en obras civiles comunes". A. García Meseguer.

– "Recomendaciones prácticas para la verificación de los estados límites relativos a flexión de puentes continuos de hormigón pretensado". A. C. Aparicio.

– "Conceptos fundamentales del hormigón parcialmente pretensado y su aplicación a vigas continuas de puente". J. J. Arenas.

– "Dimensionamiento de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado, por condiciones estrictas de seguridad frente a rotura". A. J. Santamaría y J. J. Arenas.

– "Relación entre ductilidad de sección crítica y capacidad de redistribución, de vigas continuas de hormigón parcialmente pretensado". A. J. Santamaría y J. J. Arenas.

– "Influencia de la ley de cantos elegida para el tablero de puentes construídos por avance en voladizo, en sus deformaciones a largo plazo". C. Alonso y J. J. Arenas.

Viaducto de Huerna.

– "Aplicación del análisis no lineal de estructuras de hormigón armado al proyecto de puentes del tipo arco-tímpano". M. J. Pantaleón, C. Alonso y J. J. Arenas.

– "Investigación sobre paneles portantes de edificación, tipo sandwich, en el Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P., de Santander". L. Villegas, J. J. Arenas, G. Gutierrez y J. Pedraja.

– "Estudio no lineal del comportamiento resistente de soportes de hormigón solicitados a flexo-compresión esviada". J. R. Atienza y R. Irles.

– "Aportación al estudio del comportamiento en rotura de las juntas verticales entre grandes paneles de hormigón". P. Miguel, J. Catalá y J. J. Moragues.

– "Método de cálculo en fatiga para secciones de hormigón pretensado sometidas a flexión". F. J. Llorca y V. Sánchez Gálvez.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– "Comportamiento del hormigón pretensado sometido a ciclos térmicos, desde temperatura ambiente hasta –165°C". H. Corres, J. Planas y M. Elices.

Número 155.– Segundo trimestre de 1985

– "Análisis armónico de láminas cilíndricas multilobulares". J. R. Atienza, R. Ramón-Llin y V. J. López Desfilis.

– "Aplicación de la mecánica de fractura para predecir la resistencia a fatiga del acero de pretensado". A. Valiente y V. Sánchez Gálvez.

– "Comportamiento del hormigón en fractura". J. Planas, H. Corres y M. Elices.

– "Comportamiento de sistemas de pretensado a temperaturas criogénicas". J. Planas, H. Corres, M. Elices y R. Chueca.

– "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación: Estudio comparativo de distintos modelos". H. Corres, V. Sánchez Gálvez y M. Elices.

– "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación: Teoría y comprobación experimental". V. Sánchez Gálvez y M. Elices.

– "Pérdidas de pretensado por fluencia y relajación: Estudios de distintos tipos de acero". H. Corres, V. Sánchez Gálvez y M. Elices.

– "Programa de I + D de depósitos criogénicos de hormigón pretensado". R. Chueca.

– "Análisis no lineal de tanques criogénicos bajo cargas térmicas". J. Oliver, E. Oñate, J. Pereira y R. Chueca.

– "Determinación de la adherencia de armaduras de pequeño diámetro. Nuevo método RILEM de ensayo de arrancamiento: Pull out test". A. Delibes y G. González Isabel.

– "Estudio de la influencia de las condiciones iniciales de curado en la resistencia de las probetas de hormigón". E. González Valle, A. Delibes G. González Isabel.

– "Análisis del comportamiento hasta cargas últimas, de estructuras de hormigón, por el método de los elementos finitos". F.J. del Pozo y J.M. Arrieta.

– "Efectos dinámicos en puentes de ferrocarril". E. Alarcón, R. Alvarez, M. Doblaré y J. Molina.

– "Análisis dinámico frente a acciones sísmicas del futuro puente atirantado sobre el río Barxell en Alcoy (Alicante). J. F. Millanes.

Número 156.– Tercer trimestre de 1985

– "Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tensodeformacional en tableros de puentes construidos de forma evolutiva". J. F. Millanes.

– "Análisis no lineal de placas y láminas de hormigón armado, con vigas de borde pretensadas, por el método de los elementos finitos". J. Miquel, A.R. Marí y J. J. Rivera.

– "Aplicación de los elementos finitos al análisis no lineal de pórticos tridimensionales de hormigón armado y pretensado". A. R. Marí.

– "Bases para un sistema conjunto de diseño hormigón armado-hormigón pretensado". J. Murcia, A. Aguado y A. R. Marí.

– "Estudio del comportamiento en el tiempo de estructuras de hormigón pretensado". A. R. Marí y S. Carrascón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– "Estudio del comportamiento de la estructura del edificio de control de la Central Nuclear de Ascó, Grupo II". A. Aguado, A. R. Marí y E. Mirambell.

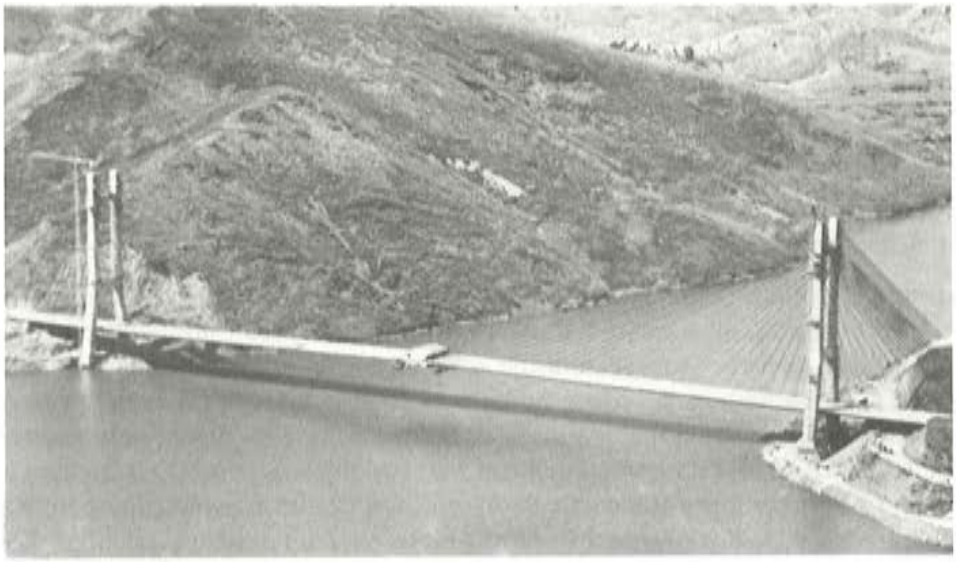
– "Comentarios a las Recomendaciones de la FIP sobre ensayos estáticos de anclajes pasivos en hormigón pretensado". A. Aguado y E. Blanco.

– "Repercusión de la redistribución de esfuerzos por fluencia en la capacidad portante última de los puentes de hormigón pretensado construidos por voladizos sucesivos". A. C. Aparicio y J. R. Casas.

– "La fatiga en vigas de hormigón pretensado". A. Páez.

– "Alambrones de enfriamiento controlado y aceros de pretensado". P. Estellés.

– "Aplicaciones de los hormigones de fibras de acero en estructuras pretensadas". I. Lucea.



Puente Ingeniero Carlos Fernández Casado sobre el embalse Barrios de Luna.

Número 157.– Cuarto trimestre de 1985

– "Cálculo de flechas a largo plazo en forjados". J. Calavera y J.A. Fernández Gómez.

– "La flexibilidad de los forjados: sus condicionantes técnicos y la situación de su normativa". E. González Valle.

– "Estudio experimental de las condiciones de apoyo de los forjados prefabricados". J. Calavera y J. A. Fernández Gómez.

– "Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería". A. González Serrano y C. Lorente de No.

– "Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos". A. González Serrano.

– "Reparación de una estructura de edificación de hormigón armado, que presentaba una degradación por carbonatación muy avanzada del hormigón y una corrosión alarmante en sus armaduras". A. González Serrano.

– "Proyecto de reparación del viaducto sobre la ría de Navia, de la línea Ferrol-Gijón de los ferrocarriles de vía estrecha (F.E.V.E.)". A. González Serrano.

– "Control del efecto de vehículos excepcionales sobre las estructuras de la autopista de peaje A-6, Villalba-Villacastín-Adanero". J. M. Morera y F.J. del Pozo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– "Datos orientativos sobre la evolución de defectos en la construcción, en España". J. A. Vieitez y J. L. Ramírez.

– "Sobre el comportamiento en el tiempo de construcciones pretensadas de hormigón". D. Jungwirth y R. Urmetzer.

– "La reconstrucción del Puente histórico de María Cristina, de San Sebastián". J. J. Arenas, C. Alonso y M. J. Pantaleón.

– "Puente sobre el río Ebro, en Logroño". C. Siegrist.

– "Depósitos cilíndricos pretensados. Consideraciones sobre el proyecto". J.A. Llombart y V. Antón.

– "Superestructura de un sistema nacional de monocarril". J. L. Rivas.

– "Proyecto y construcción del muelle de Victoria Eugenia, en el puerto de Bilbao". J. J. Arenas, C. Alonso y M. J. Pantaleón.

– "Unión hiperestática de viga de hormigón pretensada, con un pilar de hormigón armado". M. Casaponsa.

– "Puente a Isla de Arosa". S. Pérez Fadón.

– "Inyección de cables postesados de gran longitud y fuerte inclinación". J. Ripoll García-Mansilla.

Como puede verse, durante 1985 la Revista se dedicó íntegramente a la publicación de las Comunicaciones presentadas en nuestra XIª Asamblea. Dado el gran número de dichas Comunicaciones y a pesar de haber sobrepasado en más de cien el número habitual de 144 páginas que se tiene previsto para cada revista, no ha sido posible concluir este año la reproducción de los textos de todos los trabajos que se presentaron en Santander y el presente número de "Hormigón y Acero" va también dedicado a este objetivo. En él se concluye la publicación de estas Comunicaciones y a partir de ahora, después de este obligado paréntesis, volverán a incluirse los artículos que para su difusión nos envían nuestros Asociados. Por consiguiente, quedan de nuevo abiertas las páginas de la Revista a vuestras colaboraciones. Estamos seguros de que no nos faltarán y podremos seguir manteniendo el elevado nivel alcanzado, durante los últimos años, por "Hormigón y Acero"; lo que la ha situado en uno de los primeros lugares de este tipo de publicaciones, tanto de España como del extranjero, gracias a la calidad e interés de los trabajos que en ella aparecen, como lo demuestran las solicitudes de intercambio y de ejemplares para ser incluídos en los stands dedicados a la exposición de revistas técnicas en diversas reuniones y exposiciones internacionales. Como ejemplos citaremos, únicamente, las más recientes.

A petición del Director de la prestigiosa Revista "L'Industria Italiana del Cemento", ha quedado convenido el intercambio de dicha publicación con la nuestra.

Atendiendo la solicitud formulada por la Dirección de la Feria Oficial Nacional de Muestras de Zaragoza, para ser incluídos en el stand dedicado a publicaciones técnicas, se le enviaron varios ejemplares de las nuestras.

En las "Notas de la FIP", publicación periódica que edita la Federación para su distribución entre todos los Grupos nacionales que la integran, se han incluído varios de los artículos aparecidos últimamente en "Hormigón y Acero".

Dentro de este apartado de publicaciones se hace necesario que nos refiramos también a otros dos temas, que ya han sido comentados anteriormente y en los que, en la actualidad, se está trabajando. Se trata del Manual H.P. 7 "Conservación de puentes" y del Indice de los artículos publicados en "Hormigón y Acero" durante los años 1949 a 1984.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Con respecto al Manual, hemos de informar que se ha constituído ya, bajo la coordinación de D. Florencio Jesús del Pozo Vindel, un Grupo de Trabajo en el que se han integrado varios Miembros de la ATEP que amablemente se han ofrecido a colaborar en la redacción de esta publicación, aportando sus conocimientos y experiencias. Se han celebrado varias reuniones del Grupo, en el curso de las cuales se han discutido y elaborado los primeros borradores del índice y alguno de sus Apartados. La labor emprendida es, evidentemente, complicada; pero estamos seguros de que han de ser satisfactoriamente resueltos todos los problemas que se presentan y de que este Manual llegará a alcanzar el mismo éxito que todos los anteriores.

En cuanto al Indice de "Hormigón y Acero", bajo la dirección de nuestro amigo y compañero D. Juan Jódar, se han preparado, mediante listados en ordenador, los índices cronológico, por Autores y por temas, de todos los trabajos publicados en nuestra Revista durante los primeros 35 años. El trabajo ocupa unas 100 páginas y será editado como publicación especial de la ATEP que será puesta a la venta al precio especial de 1.000,– ptas el ejemplar. No parece necesario extenderse en justificar el extraordinario interés que para todos nuestros Asociados habrán de ofrecer estos Indices. En numerosas ocasiones se nos había insistido en la necesidad y conveniencia de preparar esta publicación que permitirá la fácil localización de los más de 800 artículos que, a lo largo de estos 35 primeros años, han ido apareciendo en "Hormigón y Acero". En estos momentos, los listados están ya completos y en fecha inmediata serán enviados a imprenta para su edición. Se estudia la posibilidad de incluir también la relación de todas las obras de hormigón pretensado cuya descripción aparece en los tres tomos de las publicaciones que, con el título "Hormigón pretensado. Realizaciones españolas", se presentaron a los sucesivos Congresos de la Federación Internacional del Pretensado de los años 1970, 1974 y 1978.

3. – OTRAS ACTIVIDADES

Con arreglo a lo dispuesto en sus Estatutos, la ATEP continúa colaborando, con diversos Organismos y Entidades nacionales y extranjeras, en la realización de trabajos relacionados con la técnica del pretensado. Como más importantes, destacaremos las siguientes actividades:

En el campo internacional, participa y colabora en los trabajos de los Organos de Dirección de la FIP y en sus Comisiones Técnicas en las que está representada por varios de sus Miembros, especialistas en los temas en los cuales dichas Comisiones se ocupan. Durante el último año, nuevos Miembros de la ATEP se han incorporado, a petición propia, a la labor de estas Comisiones.

En el ámbito nacional, puede mencionarse, entre otras, la colaboración en los trabajos de la Comisión Permanente del Hormigón, del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo; en los Grupos de Trabajo que se encargan de la revisión, redacción y actualización de Normas UNE correspondientes a los aceros de pretensado y sus métodos de ensayo, y en los Organos Directivos de los Sellos de Conformidad CIETAN para viguetas, homologados por el MOPU.

Por último, debe hacerse constar que, en cumplimiento de lo dispuesto en nuestros Estatutos, la Junta de Gobierno de la ATEP, cuya misión consiste en encauzar, dirigir y controlar las diversas actividades de la Asociación, ha celebrado sus reglamentarias reuniones anuales en los meses de enero, marzo, julio, setiembre y noviembre.

***

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Antes de cerrar estos comentarios se considera oportuno hacer algunas consideraciones especiales sobre determinadas actividades de las que habrá de ocuparse la Asociación durante 1986 y sobre otros hechos que, por su interés y trascendencia para el futuro de la ATEP, deben destacarse.

En primer lugar, hay que mencionar que, según ya se ha anunciado en circular enviada a todos los Miembros, ante el incremento general de costos previstos para 1986, y muy especialmente los relativos a gastos de imprenta que son los que fundamentalmente nos afectan, la Junta de Gobierno, en la reunión celebrada el 28 de noviembre último, se ha visto obligada a efectuar un nuevo reajuste en el importe de las cuotas para el presente año 1986, habiéndolos fijado en los valores que a continuación se indican, para las diferentes categorías de Miembros:

Personales	4.500,– ptas.
Colectivos	7.000,– ptas.
Protectores	12.000,– ptas.

Aunque estos reajustes siempre resultan desagradables, se han considerado indispensables para poder mantener todas las actividades que actualmente viene realizando nuestra Asociación, sin prescindir de ninguna de ellas, y disponer de los medios necesarios para emprender las nuevas que las circunstancias, a lo largo del año que ahora se inicia, vayan exigiendo.

Tenemos absoluta confianza en que todos habréis de comprender las razones que han motivado esta decisión y en que podremos seguir contando con vuestra valiosa e imprescindible colaboración como Miembros de esta Asociación Técnica Española del Pretensado. La difícil situación económica con que siempre viene luchando la ATEP, no admite otra solución.

En relación con este mismo tema, quisiéramos llamar la atención sobre la conveniencia de iniciar, con la colaboración de todos una campaña para incrementar el número de nuestros Asociados. La ATEP, como todas las Asociaciones análogas sin fines de lucro, obtiene con las cuotas de sus Miembros los recursos financieros indispensables para el desarrollo de sus actividades. Indiscutiblemente, el aumento del número de Asociados permitiría ampliar nuestro campo de actuación, acogiendo nuevas iniciativas. Sería un gran triunfo si lográsemos que, todos vosotros, atendiendo este llamamiento, os adhirieseis con entusiasmo a nuestra propuesta y promovieseis una campaña de propaganda hasta lograr que, cada Miembro de la ATEP, consiguiese la inscripción de un nuevo Miembro. Confiando en vuestro apoyo, vamos a intentarlo, con el convencimiento de que el éxito de esta campaña a todos ha de beneficiarnos.

Por lo que respecta a especiales actividades, algunas ya iniciadas, en las que durante el año que ahora empieza se habrá de trabajar, mencionaremos las siguientes, encomendadas a distintos grupos de trabajo:

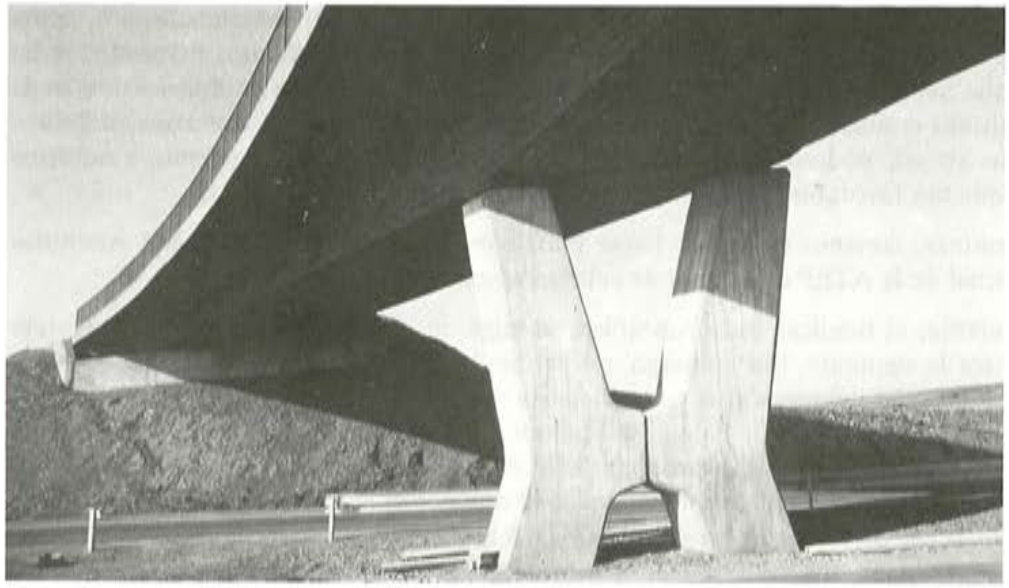
Continuarán los estudios para preparar un programa de actuaciones para promocionar la ATEP, especialmente entre los nuevos técnicos que cada año se incorporan a la vida profesional. Se han hecho gestiones y recabado sugerencias en las distintas Escuelas Técnicas, las cuales se han mostrado muy interesadas en el tema y presentado propuestas que en estos momentos están siendo estudiadas y discutidas, con la máxima atención, por la Junta de Gobierno. Se cuenta ya con muy valiosas colaboraciones que habrán de permitir dar a este tema la solución más adecuada.

En relación con el Simposio Iberoamericano sobre "Patología", en cuya organización se viene trabajando, han surgido algunos hechos que aconsejaron modificar las fechas inicial-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

mente previstas para su celebración y aplazar ésta hasta 1988 con el fín de hacerla coincidir con la reunión fundacional de las "Jornadas de Ingeniería Estructural de Latinoamérica, España y Portugal" que, organizada y patrocinada por el CEDEX, tendrá lugar, en Madrid, en dicho año. Con ello se pretende facilitar la participación en ambos acontecimientos a los técnicos de Iberoamérica. Se ha creado ya un Grupo de Trabajo inicial que servirá de germen para la formación de un Comité, constituido por diferentes Miembros de la ATEP, que será el que se ocupe de la organización del Simposio. Se han establecido contactos con varias Asociaciones Profesionales de Hispanoamérica, a las que se ha informado sobre el programa que se tiene previsto. Las impresiones recogidas son todas muy favorables; lo que permite confiar en que la organización de dicho Simposio habrá de alcanzar los objetivos previstos. Se tiene ya redactada una primera propuesta de programa y se trabaja en su perfeccionamiento y en el detalle de temas y actividades.

Se viene colaborando también en el Grupo de Trabajo que, por acuerdo de la Comisión Permanente del Hormigón, del MOPU, y bajo la dirección de D. Florencio del Pozo Frutos. Director del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales, está encargado de preparar la Normativa relativa a "Hormigones en Centrales Nucleares", para su incorporación a las Instrucciones vigentes que, hasta ahora, no contemplan este tipo de estructuras, dadas sus peculiaridades específicas, dentro de su campo de aplicación. Después de aprobado el índice general de los temas que habrán de ser objeto de esta normativa, se avanza en la redacción de los diferentes capítulos; labor que ha sido distribuida entre distintos Subgrupos de Trabajo.



Puente de Montejos

De acuerdo con lo previsto, y según se anunció en su día, a petición de varios Miembros de la Asociación se iniciaron las oportunas gestiones para conseguir que se establezca, con carácter obligatorio, el adecuado control de calidad de los sistemas y anclajes de pretensado, condición que se estima imprescindible para impedir la utilización de procedimientos que, por no reunir las necesarias garantías, podrían dar lugar a incidentes o accidentes en las estructuras construidas, con el consiguiente perjuicio y desprestigio para la técnica del pretensado.

Planteado el problema a la Dirección General de Industrias Químicas, de la Construcción, Textiles y Farmacéuticas, del Ministerio de Industria y Energía, primero por escrito y luego verbalmente en una cordial reunión celebrada en el Ministerio con el Subdirector General, se adoptó finalmente el acuerdo de que la ATEP prepare un borrador de las normas que procede incluir en la legislación, con el objeto de establecer con carácter obligatorio la homologación y control de calidad de los sistemas y anclajes de pretensado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Con el fin de dar cumplimiento a lo acordado, se ha constituído un Grupo de Trabajo, con representantes de los pretensistas, el Laboratorio Central, el Instituto Eduardo Torroja, la E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Madrid, el Colegio de Ingenieros de Caminos, y el SEOPAN, que se encargará de redactar el borrador de normativa solicitado.

Atendiendo una petición del Consejo Superior de Investigaciones Científicas, recibida a través de la Dirección del Instituto Eduardo Torroja, la ATEP se ha ofrecido a colaborar en los Seminarios que se está tratando de organizar, para el verano del presente año 1986, en Santander, en la Universidad Internacional Menéndez Pelayo. Nuestra Asociación se encargaría de impartir un Seminario sobre "Aplicación del pretensado a la reparación, rehabilitación y refuerzo de estructuras", en el que intervendrían varios de sus Miembros que, voluntariamente, se han ofrecido a prestar su colaboración para este fin.

Procede también informar sobre el reciente acuerdo a que se ha llegado en relación con la distribución de publicaciones editadas por la FIP. Hasta hace algo más de un año, era la Cement and Concrete Association (C.A.C.A.) la que se encargaba de editar y distribuir estas publicaciones a través de los Grupos nacionales afiliados a la FIP. Estos reunían las peticiones de sus afiliados, pasaban el pedido conjunto a la C.A.C.A., y al recibo de los necesarios ejemplares los entregaban a los solicitantes. En los pedidos que nos servía, la C.A.C.a. aplicaba un descuento gracias al cual se podían ofrecer las publicaciones en favorables condiciones económicas. Posteriormente, se suspendieron las relaciones existentes entre la FIP y la C.A.C.A. y el indicado sistema de distribución quedó anulado. Afortunadamente, en la actualidad, las funciones que venía desempeñando la C.A.C.A. han sido encomendadas a la firma "Thomas Telford Ltd." y, como consecuencia de las gestiones que hemos realizado, se ha conseguido que acepte nuestra colaboración para la distribución de las publicaciones de la FIP en las mismas condiciones que, hasta ahora, teníamos establecidas. Por consiguiente, a partir del año actual, podremos reanudar este servicio que se venía ofreciendo a nuestros Asociados y que tan favorablemente era acogido dadas sus evidentes ventajas.

Para terminar, creemos oportuno hacer unos comentarios sobre la próxima Asamblea Técnica Nacional de la ATEP que habrá de celebrarse en el año 1987.

Normalmente, al finalizar cada Asamblea, se elige, mediante acuerdo entre los asistentes, la sede para la siguiente. Sin embargo, en Santander no se llegó a adoptar ninguna decisión sobre el particular debido a que, en la encuesta al efecto realizada, quedaron igualadas a votos las ciudades de Granada y Palma de Mallorca. Dada la necesidad de iniciar las gestiones para la organización de nuestra próxima XII^{a} Asamblea, y después de algunos sondeos previos, se llegó a la conclusión de que la localidad que por el momento ofrecía mejores posibilidades, era la de Granada. El Presidente de la ATEP, aprovechando su estancia en dicha ciudad para pronunciar una conferencia, inició los primeros contactos con los Organismos locales. Las impresiones recogidas han sido, en general, favorables y, en consecuencia, la Junta de Gobierno de la ATEP en una de sus últimas reuniones adoptó el acuerdo de que la próxima Asamblea se celebre en Granada.

En vista de ello, próximamente se iniciarán, con carácter formal, las entrevistas oficiales y las oportunas gestiones encaminadas a la organización de dicha reunión. Se cuenta ya con el ofrecimiento de la Escuela de Aparejadores, para que sea en sus locales donde se celebren las Sesiones. Más adelante, se irá dando información, a todos los Miembros de la ATEP, sobre el desarrollo de estas negociaciones.

Concluye con ésto el obligado informe sobre las actividades de la ATEP durante 1985 y las previsiones para 1986. Sólo nos queda, por consiguiente, haceros llegar a todos, nuestros más sinceros deseos de que, el presente año, os reserve todas suerte de venturas y prosperidades y que al efectuar el balance al final del mismo podamos sentirnos todos satisfechos por la labor realizada y los éxitos logrados.

¡FELIZ AÑO 1986!

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

IX Sesión de Trabajo
Tema VI: Realizaciones (Continuación)

Puente de Galiana, sobre el Tajo, en Toledo

Javier Manterola
Leonardo Fernández Troyano
Drs. Ingenieros de Caminos

Dirección y Administración: M.O.P.U. Ing. Sandro Rocci.

Proyecto: Carlos Fernández Casado, S.A. Javier Manterola, Leonardo Fdez. Troyano, Miguel A. Astiz, Miguel A. Gil, Amando López Padilla, José Cuervo, José Montero y A. Sevilla.

Construcción: Dragados y Construcciones. Ing. José María González Cotera.

Pretensado: Stronghold.

El puente de Galiana cruza el Tajo, en Toledo, a unos 700 m aguas arriba del puente de Alcántara y sirve a la carretera de circunvalación a la ciudad, en la conexión de la carretera de Madrid con la de Ciudad Real.

En el planteamiento del puente hemos tenido en cuenta, tanto los problemas técnicos que se suscitan, como los ambientales, consecuencia de su ubicación en las proximidades del casco antiguo de la ciudad, aunque no metido en él. Todo ello dentro de nuestra manera de hacer (Fig. 1).

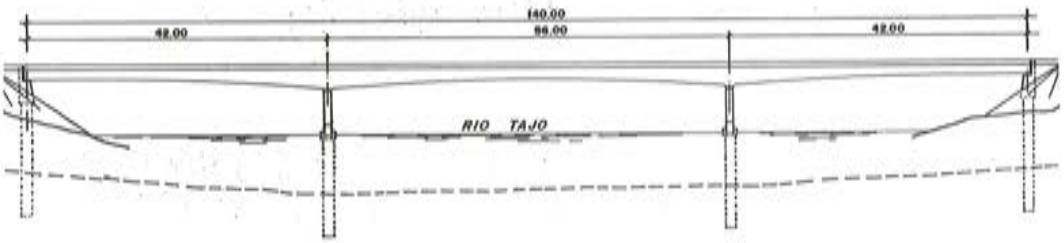


Fig. 1. a) Alzado del puente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

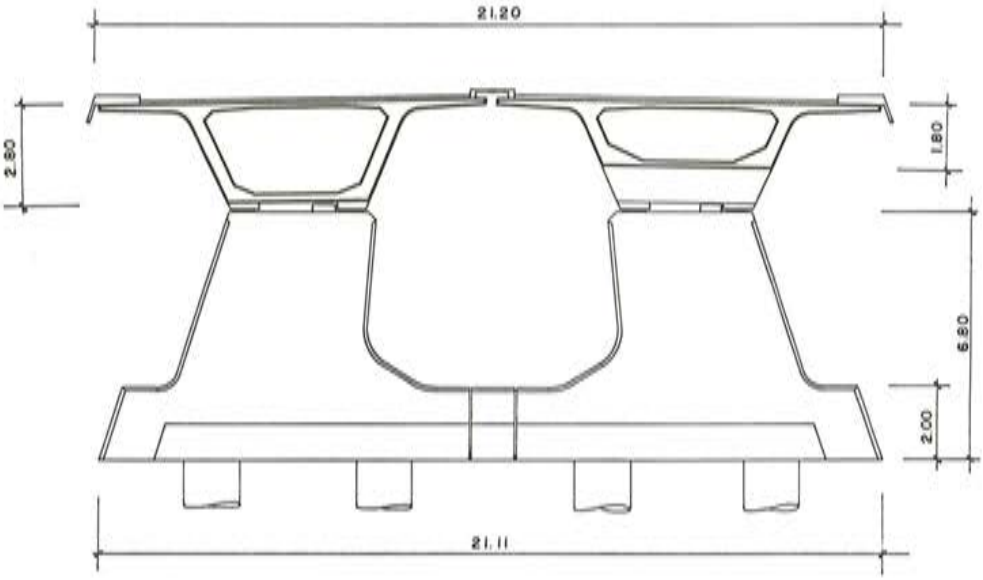


Fig. 1. b) Sección transversal y alzado de pila.

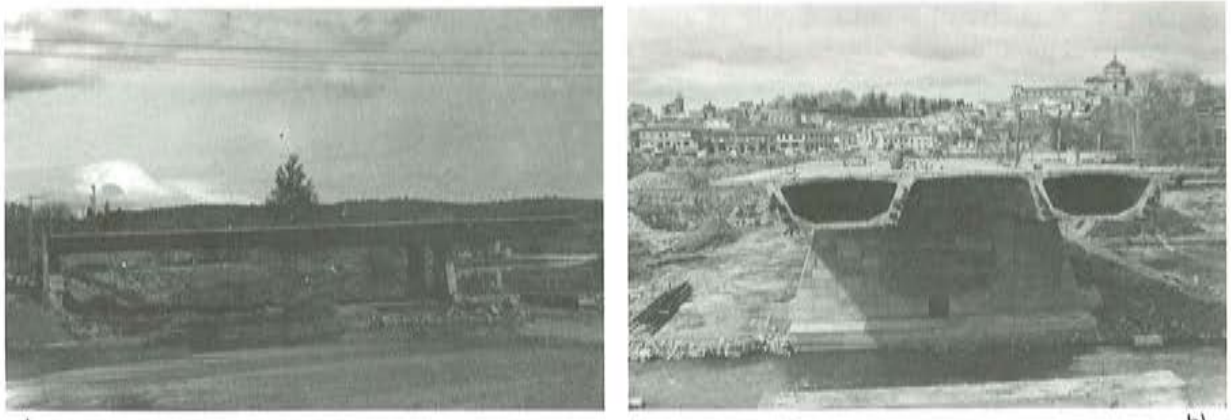
Fig. 1. c) Vista del puente terminado.

El río Tajo no presenta en dicha zona problemas significativos. El caudal que transporta no es muy grande y el río está bastante regulado. Esto permite establecer, sin dificultad, una cimentación profunda dentro del río y ayudarse con penínsulas para su ejecución.

En cuanto a los problemas ambientales, el trazado los resuelve en gran medida, ya que la altura a que se desarrolla sobre el río no es muy elevada y, por tanto, no se introduce un elemento nuevo dentro de un conjunto monumental de gran importancia. El puente de Alcántara y los escarpes que definen la ciudad en dicha zona, no son interferidos por la nueva obra.

Por ambos razonamientos hemos diseñado un puente clásico, tenso y rebajado. Moderado en su tamaño, (se disponen tres luces de 42 + 56 + 42 m, con canto variable) y de fácil ejecución (Fig. 2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



a) b)

Fig. 2. a) Primera fase de construcción terminada. b) Sección transversal.

Hemos huido, tanto de cualquier exhibicionismo que nos permite la tecnología actual como de cualquier revival historicista.

Con el exhibicionismo estructural hay que tener mucho cuidado; puede ser bueno y puede ser malo y la frontera entre ambos es difusa. Responde a un impulso loable de ir más allá, de demostrar que se es capaz de salvar tal o cual luz con tal o cual morfología; pero su escala se enfrenta con el problema del tratamiento del entorno. A veces, realizar un diseño estructural que no es requerido por el problema resistente que se nos presenta, puede dar lugar a puentes que enriquecen y valoran el paisaje y se constituye como un objeto bello en sí, que es de agradecer. Pero otras, la solución exhibicionista es demesurada e inapropiada; aparece como algo gratuito y sin sentido, afea el paisaje y nos agrede (Fig. 3).

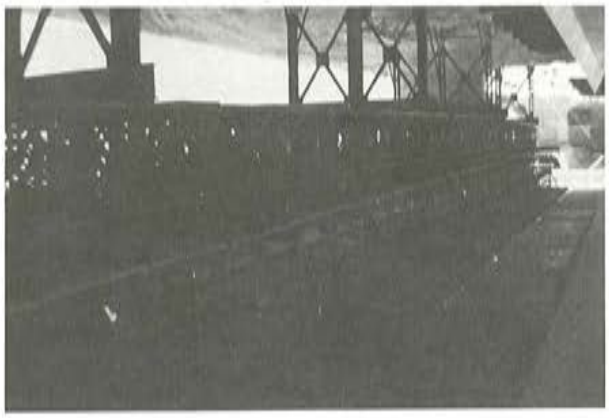


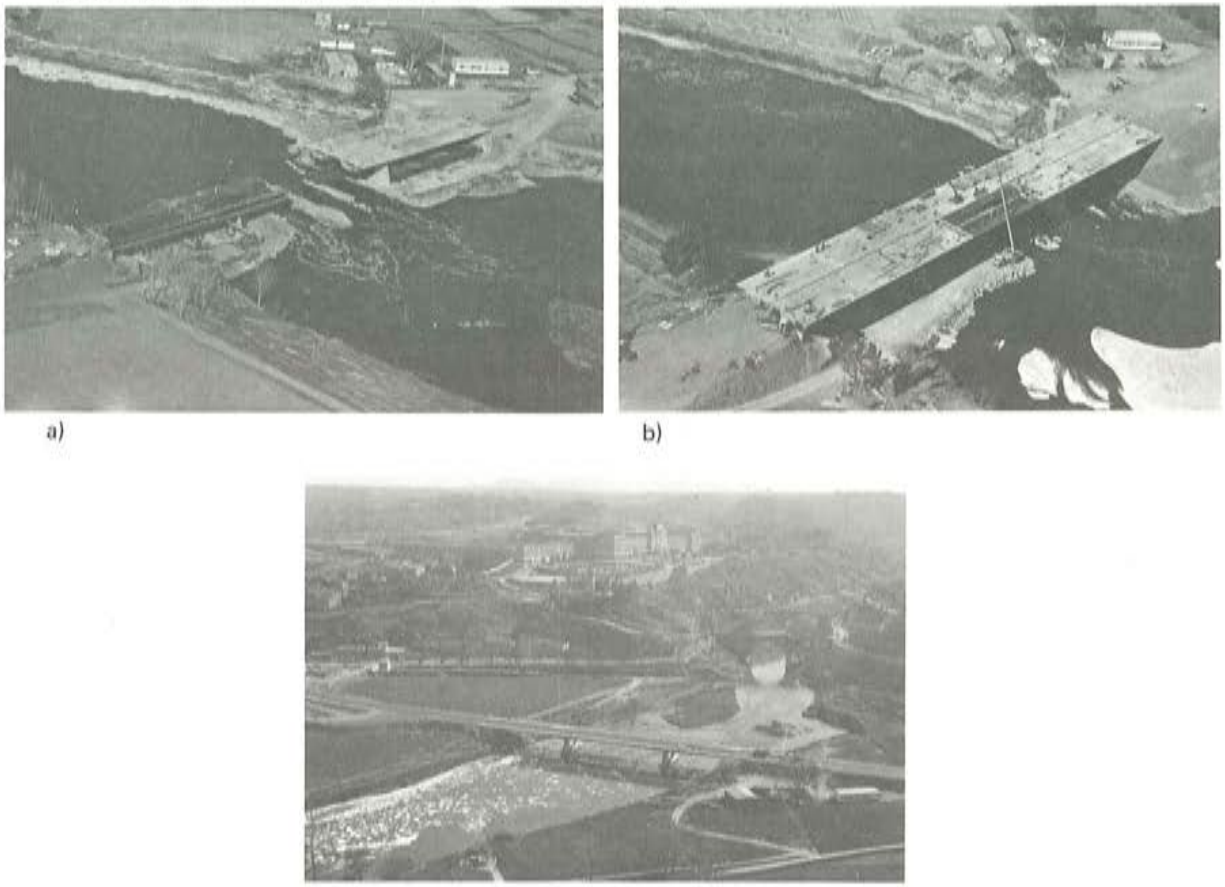
Fig. 3. Cimbra.

En cuanto a las tentaciones revivalistas (de hacer revivir formas o materiales antiguos, de convertir la memoria del pasado en presente), la ingeniería tiene en su misma esencia su propia defensa. Y no vayamos a creer que no es necesario llamar la atención sobre este hecho. En un concurso reciente, apareció una solución claramente revivalista para un puente nuevo.

Y es que estamos viviendo un tiempo, en la cultura en general, en la arquitectura y en los puentes (aunque en estos de una manera tangencial), en el que está presente el sentido de culminación, de que no se puede ir más allá, de que el futuro se presenta negro e inacepta-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ble. Y se vuelve al pasado, donde se encuentra todo lo bueno y auténtico. Más aún; no se vuelve al pasado, el pasado es el que vuelve (Fig. 4).



a) b) c)

Fig. 4. Fases constructivas. a) Primera fase terminada y segunda en construcción. b) Cierre del tramo central en el segundo cajón. c) Puente terminado.

Pero en la ingeniería existe una dimensión científica, para la cual el sentido de culminación no existe, sino que la ciencia crece, profundiza y acumula. El progreso tiene significado. El racionalismo, tan necesario al ingeniero, está en contra de la busca del tiempo perdido. El estudio de su propio pasado, no es aquí sino la afirmación de su situación actual y su futuro.

Para el revivalista, el tiempo es circular; para el científico, lineal. En el ingeniero, el "homo faber" está implícito en el "homo sapiens" y no hay nada que rechace más el revivalismo que el hacer cosas que tengan sentido de permanencia, cuando su gusto reposa en lo decadente, lo sublime, lo misterioso, lo ambiguo y lo indeciso.

En cuanto a los puentes, este problema, como hemos dicho, no es tan marginal como parece y se manifiesta de dos formas. En primer lugar, los puentes son algo más que la ejecución material de un proceso científico y ese algo más pertenece a la cultura en general y a su interpretación. La contaminación resulta inevitable.

La segunda manifestación la encontramos en las restauraciones de puentes antiguos. La restauración es muy querida por todos los revivalistas; y en eso tenemos que felicitarnos, pues ha activado la conciencia de las diversas administraciones, lo que nos va a permitir evitar que desaparezca el espléndido patrimonio de puentes con que contamos. Pero conviene, a nuestro entender, no caer en la tentación de forzar las cosas. La restauración es excelente,

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

la utilización de los puentes restaurados es buena, pero la transformación de su estructura, que las condiciones funcionales actuales exigen, debe evitarse siempre que se pueda.

Después de este largo inciso, que pensamos no es tan inoportuno, las claves de nuestra manera de entender el puente de Galiana creemos han quedado suficientemente claras. Se diseñó un tablero continuo de tres luces, 42 m + 56 m + 42 m, de inercia variable, apoyado en dos pilas delgadas y transversales al río (Fig. 5).

Fig. 5. Vista lateral del puente terminado.

La construcción se realizó en tres fases, sobre cimbra metálica, apoyada sobre pilotes provisionales y en las pilas definitivas. En primer lugar se construyó el vano de compensación y un voladizo de 14 m, sirviéndose de una península para acceso de medios y personal. A continuación se construyó una segunda fase, simétrica a la anterior respecto al eje del puente, después de liberar al río de la península anterior. Finalmente, se ejecutó el centro del vano, de 28 m, apoyando la cimbra en el suelo y en los dos voladizos ya construidos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Simposio Internacional sobre "Estructuras tipo membrana y entramados espaciales"

15-19 de Septiembre de 1986. Osaka, Japón

Organizado por la Asociación Internacional de Estructuras Laminares y Espaciales (IASS) y el Instituto Arquitectural del Japón, del 15 al 19 de septiembre del actual año 1986 se va a celebrar, en Osaka, Japón, un Simposio Internacional dedicado al estudio y discusión de las técnicas utilizadas en el proyecto, cálculo y construcción de las estructuras tipo membrana y los entramados espaciales.

Se intenta con ello dar lugar a que se presenten y discutan, a escala internacional, los últimos avances realizados en este campo y facilitar el intercambio de información sobre el continuo desarrollo de estas estructuras.

El Simposio se dividirá en las cuatro partes siguientes: 1.– "Información General"; 2.– "Teoría y/o Investigación"; 3.– "Teoría y práctica", y 4.– "Realizaciones".

En este Simposio se tratará también de las cubiertas colgantes.

Además de las usuales Sesiones Técnicas habrá otras Sesiones especiales dedicadas a:

a) Discusión de las Comunicaciones presentadas por los participantes sobre unos cuantos temas importantes seleccionados.
b) Presentación de videos y películas.
c) Exposición de fotografías, tomadas por los participantes, de cubiertas laminares y entramados espaciales, incluyendo también las de viejas cúpulas y puentes.

En el momento de formalizar las inscripciones, los participantes recibirán los Proceedings del Simposio.

El importe de los derechos de inscripción es el siguiente:

– Miembros de las IASS o de la AIJ. . . . . 250,– dólares USA
– No Miembros . . . . . 350,– dólares USA
– Acompañantes . . . . . 100,– dólares USA

Para los participantes en el Simposio se han programado visitas técnicas a diversas interesantes realizaciones; y para los acompañantes se han preparado diversos actos sociales y culturales. Asimismo, se han organizado viajes pre y post Simposio, a diferentes lugares del Japón de especial interés histórico y turístico.

Para cualquier consulta relacionada con este Simposio, los interesados deberán dirigirse a:

IASS ORGANIZING COMMITTEE
2-1-25-803 Dojima, Kita-Ku
OSAKA 530, Japan

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

591-2-185

Puentes ligeros, en el Alt Urgell, sobre el río Segre

Leonardo Fernández Troyano
Javier Manterola
Miguel Angel Astiz
Dres. Ingenieros de Caminos

I. INTRODUCCION

1. Las inundaciones de 1982 y sus efectos

Las avenidas de los ríos, en Noviembre de 1982, produjeron unos efectos catastróficos en todos los valles del Pirineo central y oriental. Uno de los más afectados fue el valle del Segre y en particular la zona del Alt Urgell donde el río, además de producir daños de muy diversa índole, destruyó gran cantidad de puentes, que han sido reconstruidos por diversos organismos.

Entre los puentes destruidos por la riada está el Pont de Bar, puente de piedra construido originalmente en el siglo XI, por San Armengol, destruido por una riada en el siglo XVII y reconstruido poco después. No se hundió en cambio el puente de Arfá, puente medieval con tres arcos de piedra. En este caso, el río destruyó el terraplén de margen derecha y se canalizó, fundamentalmente, por esta zona. La reconstrucción que se ha realizado, ha consistido en un nuevo arco en margen derecha que probablemente existió en otras épocas, dadas las características de la pila final existente. Este nuevo arco aumenta la capacidad de desagüe del río en crecidas normales; pero en caso de crecidas extraordinarias, el río puede volver a romper el terraplén de acceso, aumentando de esta forma el desagüe. Es importante destacar que, en este puente, la acumulación de árboles contra las pilas redujo considerablemente la capacidad de desagüe del río.

Entre los puentes destruidos había una serie de ellos, de tráfico local de los pueblos de la comarca, que no pertenecían a ningún organismo supralocal, y de cuya reconstrucción se hizo cargo la Generalitat de Catalunya. Entre ellos se encuentran los cuatro puentes que se estudian en este artículo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

2. Características de los puentes anteriores, destruidos por la riada

De este conjunto de cuatro puentes, tres eran, anteriormente, pasarelas colgadas, con tablero de madera (Figura 1):

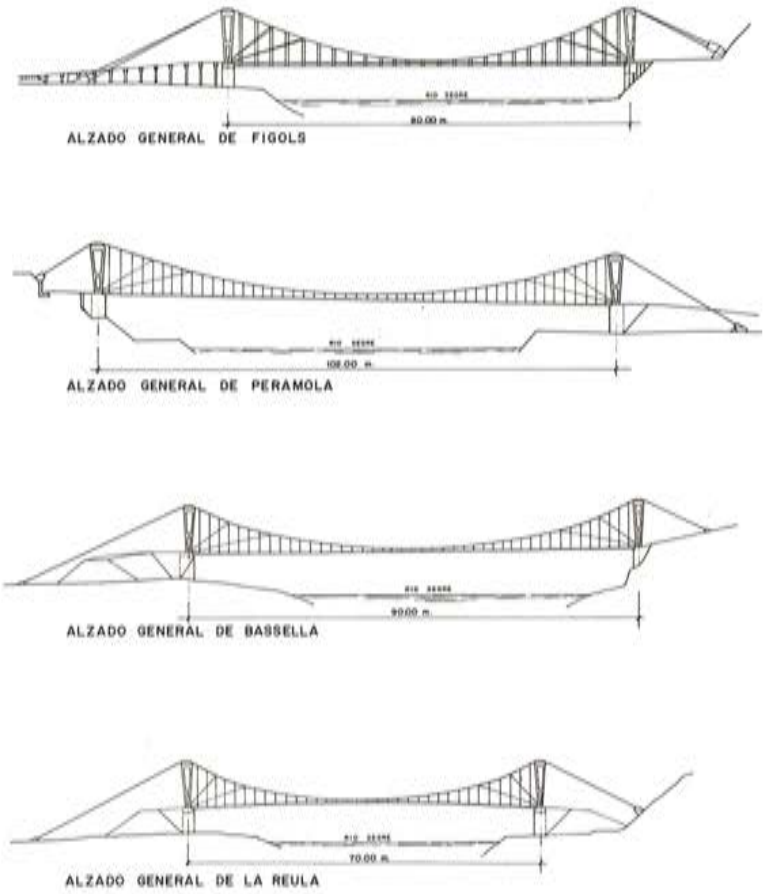


Fig. 1. Alzado de los cuatro puentes.

a) Puente de Basella. Tenía una luz de 90 m y no llegó a destruirse en la riada; pero el inicio de descalce de una de las pilas y, sobre todo, el mal estado general de la pasarela, obligó a su sustitución, pues el peligro de ruina era inminente. La pasarela había sido construida por el herrero del pueblo. Servía de comunicación del pueblo de Basella con los pueblos y caseríos de la otra margen, pertenecientes al mismo Ayuntamiento. Por ella pasaban vehículos ligeros (Figura 2.1).

b) Puente de Peramola. De la pasarela anterior no quedó, prácticamente, ningún resto después de la riada. Servía para la comunicación de los pueblos del Ayuntamiento de Peramola con la otra margen, donde se encuentra el pueblo de Oliana, pueblo principal de la zona. Por ella sólo pasaban peatones y motocicletas, pues su ancho no permitía otros vehículos (Figura 2.2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

c) Puente de la Reula. Tenía una luz de 50 m. La riada descalzó la pila de margen derecha, derribándola. Se conservaba el cable, dentro del agua, sujeto por los anclajes. La construcción de esta pasarela era relativamente reciente, de los años 60, y estaba calculada para una sobrecarga de 75 kg/m^2. Servía de acceso a la finca del mismo nombre y a la otra margen del río, desde la carretera. Está situado entre Organya y el puente de Noves. Por ella pasaban vehículos ligeros (Figura 2.3)

d) Puente de Figols. En este caso se trataba de un puente de dos vanos, de 30 m de luz, formado por vigas trianguladas, metálicas, simplemente apoyadas, con tablero de hormigón.

El puente había sido construido en los años 60, en sustitución de un puente colgado que se llevó una riada. Servía de vía de comunicación casi única al pueblo de Figols, pues lo comunica directamente con el pueblo de Organya y, por tanto, con la carretera del Segre. Servía para el paso de cualquier tipo de vehículos (Figura 2.4).

1-Basella

2-Peramola

3-Reula

4-Figols

Fig. 2. Vistas generales de los cuatro puentes.

3. Características de los nuevos puentes y criterios de proyecto

Salvo en el caso del puente de Figols, estudiado para la Instrucción oficial de cargas,

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

todos los demás eran puentes ligeros por los que circulaban automóviles; salvo en el caso de Peramola que, por su estrechez, no lo permitía.

Por tanto, el criterio seguido para la reconstrucción, definido por la Generalitat de Catalunya, ha consistido en restaurar la posibilidad del tráfico de vehículos ligeros en todos los puentes, salvo en el caso del puente de Figols que, como ya se ha indicado, estaba proyectado con la Instrucción oficial de cargas y, por tanto, se ha reconstruido con las mismas características.

En los cuatro puentes existía una morfología común: todos ellos eran, o habían sido, puentes colgados, de un solo vano, con luces importantes; lo que nos llevó a plantear soluciones análogas para la reconstrucción, con tecnología actual, y en unas condiciones de seguridad aceptables.

La razón de ser de estos nuevos puentes se debe a que los anteriores fueron destruidos por la avenida del río. Por tanto, en los nuevos proyectos se tuvo especialmente en cuenta este problema. En zonas de riadas violentas es conveniente la supresión de pilas intermedias, pues la acumulación de árboles y maleza en ellas, reduce considerablemente la capacidad de desagüe del puente. Las luces adoptadas son mayores que las anteriores, para evitar posibles insuficiencias de desagüe, salvo en el caso de Basella donde se ha mantenido la misma luz de la pasarela anterior, que ya era amplia.

El conjunto de los cuatro puentes se ha planteado, desde el proyecto, como una sola unidad, para conseguir una construcción lo más industrializada posible. Por ello, se ha tratado de lograr el índice máximo de prefabricación, con elementos iguales en todos ellos. Esto es posible con los tres puentes de tráfico ligero, pero no con el puente de Figols en el que las características de la sobrecarga obligan a un tablero totalmente diferente. Por ello, se ha prefabricado toda la superestructura de los puentes: tablero, torres y bloques de anclaje de los cables principales; haciéndose in situ los estribos y las cimentaciones de los anclajes.

4. Sobrecargas de cálculo adoptadas en los puentes

Como ya se ha indicado, de los cuatro puentes que se estudian en este artículo, tres de ellos son exclusivamente para tráfico ligero, y el cuarto reponía un puente que estaba proyectado de acuerdo con la Instrucción oficial de cargas existente en su momento. Por tanto, este puente se ha proyectado de acuerdo con la Instrucción actual, con sobrecarga de 400 kg/m^2 y el carro de 60 t. El ancho adoptado en este puente es de 5,50 m, superior al existente anteriormente. Este ancho se ha dividido en una calzada de 3,50 m y dos aceras de 1 m; aunque a estas aceras se les ha dado muy poca altura para que, en caso de cruce, los vehículos puedan subirse a la acera. Por tanto, a efectos de cálculo, se ha supuesto todo el puente plataforma vial.

En los otros tres puentes se ha considerado una sobrecarga uniforme de 400 kg/m^2, o vehículos de 10 t. El efecto de estos vehículos se ha estudiado, fundamentalmente, a efectos locales; pues las envolventes de momentos debidas a la sobrecarga uniforme y a los vehículos de 10 t es prácticamente equivalente. El ancho de estos puentes es de 3 metros.

La diferencia de esfuerzos entre ambas sobrecargas es muy fuerte, del orden de 10 veces mayor la de la Instrucción oficial, debido a que el carro de 60 t penaliza extraordinariamente el puente. Pensamos que sería conveniente la existencia de una sobrecarga menor para puentes de este tipo, que sirven de acceso a pueblos de pocos habitantes, pero que prácticamente constituyen su única comunicación y, de no existir puente, el pueblo terminaría por desaparecer. Este problema se produce, fundamentalmente, en comarcas de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

montaña; y de hecho esta sobrecarga ligera podría ir unida a las leyes especiales de zonas de montaña.

Podría, en estos casos, reducirse el carro de 60 t a un vehículo de unas 20 t; lo que en puentes de este tipo reduce considerablemente los efectos de la sobrecarga.

En algunos países ya existe esta duplicidad de sobrecargas, según la importancia de la carretera.

II. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LAS POSIBLES SOLUCIONES

1. Comparación entre el puente atirantado y el colgado

Con los criterios adoptados, las luces de estos puentes están comprendidas entre los 70 y los 102 metros. Se trata, además, de realizar obras ligeras, con el mayor grado de prefabricación posible, mediante piezas de poco peso. Por ello, las soluciones estructurales que hemos considerado adecuadas a este planteamiento son únicamente dos: a) tablero colgado mediante cable parabólico y b) tablero atirantado.

Es necesario, por tanto, analizar las ventajas e inconvenientes de estas dos soluciones, al margen de la tradición existente en la comarca.

La solución atirantada necesita menos cantidad de acero en cables, al colaborar el tablero en el esquema resistente; por otro lado, para los esfuerzos producidos por cargas concentradas es mucho más eficaz la rigidización del tablero en el esquema atirantado que en el del puente colgado, por lo que la flexión que se produce es menor. Por todo ello, desde el punto de vista de cantidades de materiales es claramente más conveniente la solución atirantada.

A pesar de estas ventajas de la solución atirantada, se ha adoptado la solución colgada, por razones de mayor simplicidad constructiva en obras ligeras como éstas.

Esta simplicidad radica, precisamente, en la no colaboración del tablero en el esquema resistente; lo que facilita el montaje, pues una vez montados los cables portantes, la estructura principal queda establecida, y el tablero puede colgarse mediante piezas independientes.

La dificultad mayor en la construcción de los puentes colgantes de gran luz radica en el montaje de los cables; lo que no ocurre en un puente de estas dimensiones porque el montaje del cable, al tener muy poco peso, es muy sencillo.

En el puente atirantado, en cambio, dada la intervención del dintel en el esquema resistente, es necesario montar por voladizos sucesivos, o bien terminar el tablero completo sobre cimbra, para poner posteriormente los tirantes en carga; solución difícil de realizar sobre un río.

Esta facilidad de montaje, unida a la pequeña diferencia que suponía, en coste, la menor cantidad de acero en los tirantes de la solución atirantada que en los cables de la solución colgada, nos llevó a adoptar esta segunda solución, que tiene además la ventaja de proseguir la tradición de los puentes sustituidos.

2. Análisis de las distintas posibilidades de rigidización del puente colgado

Ya se ha indicado que uno de los inconvenientes mayores del puente colgado es la flexión en el tablero para cargas disimétricas, especialmente cuando están situadas en los

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

cuartos de la luz próximos a los extremos. Dada la importancia, en este caso, de la sobrecarga respecto de la carga permanente, este efecto resulta fundamental para el dimensionamiento del tablero. Por tanto, se trató de adoptar algún sistema de rigidización que disminuyera estos esfuerzos; y para ello se hizo un estudio comparativo de los distintos sistemas estructurales posibles en el puente colgado. (Figura 3):

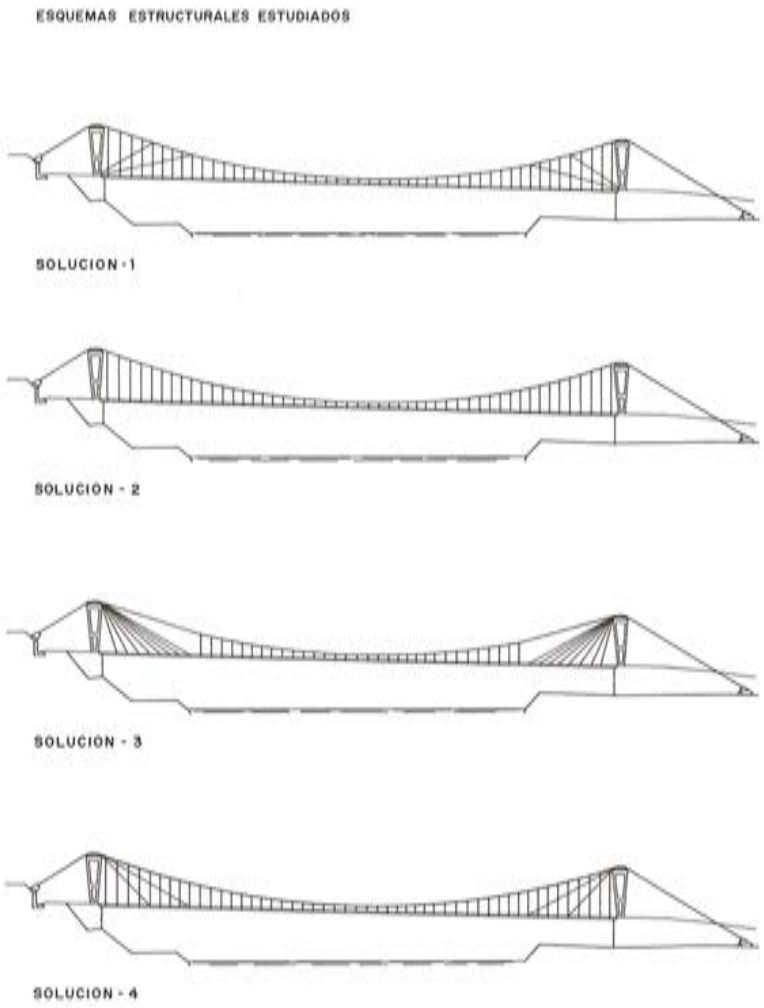


Fig. 3.

1. Rigidización con tirantes negativos, es decir, tirantes que van de la base de la torre al cable portante.
2. Puente colgado, clásico, sin ninguna rigidez adicional. Este caso sirve de referencia para conocer la eficacia de los demás esquemas.
3. Solución colgada en la zona central del puente y atirantada en los extremos. Esta solución fue empleada en muchos puentes por Arnodin, ingeniero francés del siglo pasado, y fue la que le llevó a Dischinguer a resucitar el puente atirantado, al hacer un estudio de puentes colgados para sobrecargas de ferrocarril.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

4. Solución superpuesta, añadiendo al sistema completo de péndolas, los tirantes positivos, es decir, que parten de la cabeza de la torre y se anclan en el dintel.

   Esta solución la utilizó Roebling en el puente del Niágara y en el de Brooklin, y es la que está prevista en el puente del Tajo, en Lisboa, para añadir al puente existente el paso del ferrocarril.

Estas soluciones se estudiaron sobre un puente colgado, de vano único, con un tablero simplemente apoyado en los extremos. Los resultados obtenidos se reproducen en la figura 4. El problema es diferente en el caso de puentes con compensaciones, donde aparecen los problemas de apoyo en las torres, de continuidad o no del tablero en estos apoyos, etc.

MOMENTOS FLECTORES

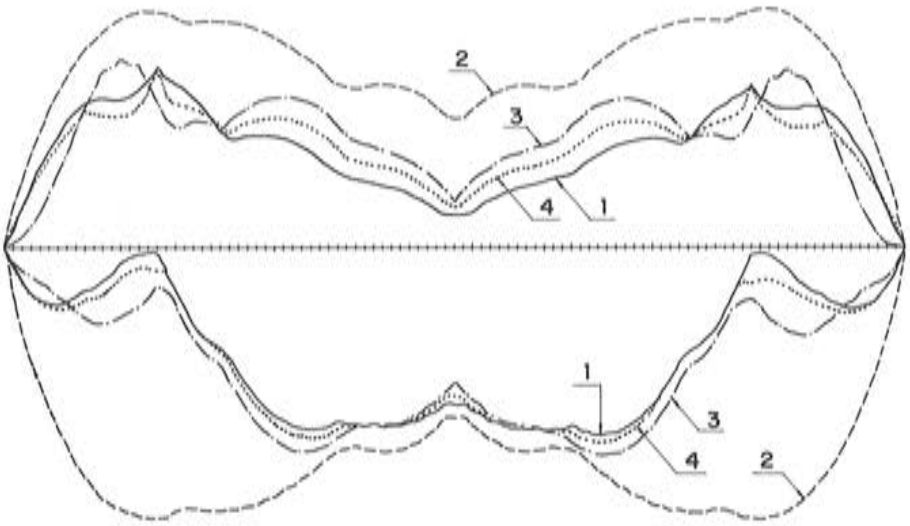


Fig. 4. (1).

FLECHAS

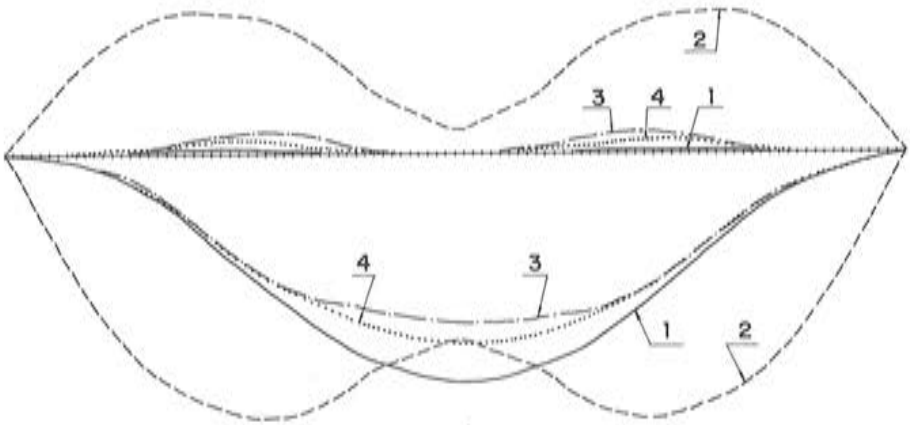


Fig. 4. (2).

Fig. 4. Comparación de esfuerzos y flechas en los distintos esquemas estructurales estudiados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Existe una quinta posibilidad que no se ha estudiado en este caso por las dificultades que entrañaba y que consiste en unir rígidamente el tablero al cable, en el centro del vano. Esta solución se ha utilizado, con frecuencia, en puentes de gran luz y disminuye los esfuerzos del dintel; pero no se ha cuantificado en este estudio.

De la comparación de resultados obtenidos se deduce que todas las soluciones de rigidización del esquema estructural disminuyen considerablemente los esfuerzos en el dintel respecto a la solución sin rigidizar, y que prácticamente la eficacia de todos los esquemas es similar, con una pequeña ventaja de la solución de tirantes negativos; aunque la diferencia es tan pequeña que la elección de una solución u otra debe basarse en consideraciones de otro tipo.

Se adoptó la solución 1) de tirantes negativos, porque se consideró la más adecuada a este proyecto, por las siguientes razones:

a) No afectaba en nada al dintel, que se trataba de simplificar al máximo mediante piezas todas iguales. El problema de los tirantes se circunscribía a un anclaje en las torres y otro en el cable portante.

b) Al hacerse la silla deslizante sobre las torres, la solución de tirantes positivos obligaba a pasar éstos sobre la silla y anclarlos en los contrapesos, o bien anclarlos al cable principal, cerca de la silla, incrementando su carga en esta zona que, por su curvatura, es el punto crítico para el dimensionamiento del cable.

3. Esfuerzos en el tablero, en función de la luz

Los tres puentes de sobrecarga reducida, tenían las mismas características funcionales, con luces de 70, 90 y 102 m; no así el puente de Figols que, por la sobrecarga de cálculo, requiere un planteamiento distinto del dintel.

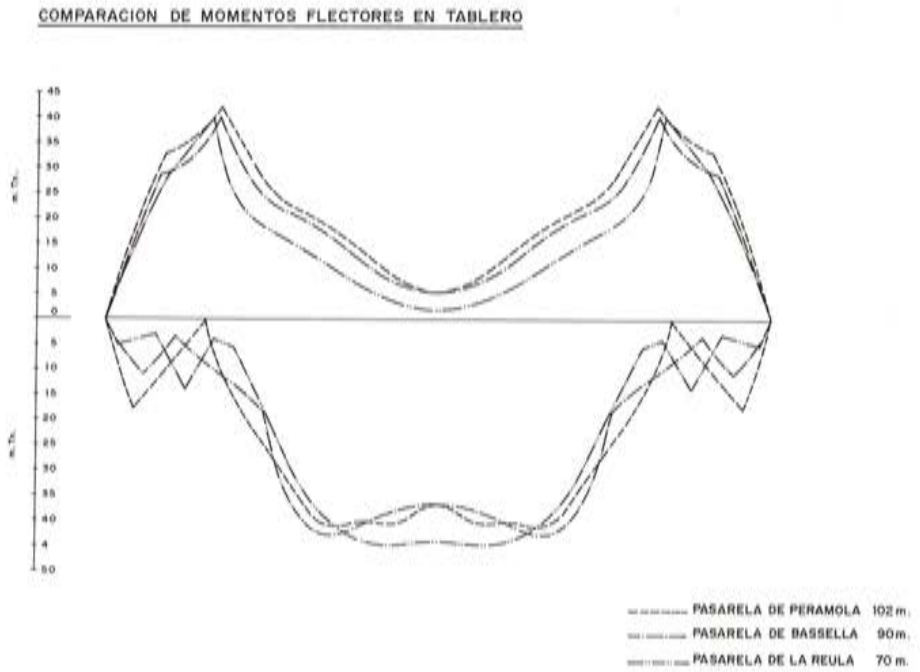


Fig. 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

En la figura 5 se han representado las envolventes de los momentos en los tres puentes primeros, variando la escala de las abscisas para que el valor de L, en los tres diagramas, sea coincidente. En este diagrama se observa que la oscilación total de momentos es prácticamente la misma en los tres casos; es decir, que los esfuerzos en el dintel son prácticamente independientes de la luz, para una misma rigidez de tablero.

Esto ha permitido, mediante pretensado parcial con un cable centrado y armadura superior e inferior para resistir las oscilaciones de momentos, hacer todas las dovelas de los tres tableros, iguales, unidas mediante el hormigonado in situ de las juntas.

4. Procedimientos de cálculo

El modelo adoptado para el cálculo de la estructura, se compone de un sistema de barras que discretizan el dintel, torres, cable portante, péndolas y tirantes. Pero a este modelo no puede aplicarse un método de cálculo que no tenga en cuenta los axiles en el cable; pues los errores, como se comprobó en este caso, son de una magnitud inadmisible.

Por ello, se estudiaron dos métodos distintos, para optar por el más conveniente:

El cálculo no lineal se abordó, en primer lugar, por el método iterativo general, consistente en conseguir el equilibrio en la estructura deformada. Para ello se aplican las cargas sobre la estructura inicial, se calculan los esfuerzos en la estructura deformada y se deducen las fuerzas y momentos no equilibrados, en los nudos de la estructura. Estas solicitaciones se aplican nuevamente sobre la estructura deformada; y el proceso se repite hasta conseguir la convergencia (normalmente son suficientes dos o tres iteraciones).

La mayor razón, en este caso, para un comportamiento no lineal (desde el punto de vista del cálculo matricial convencional) estriba en que un pequeño desplazamiento de los cables principales, origina fuerzas de recuperación no despreciables, debido a que el esfuerzo axil, en dichos cables, es muy importante. Por lo tanto, se optó por reproducir este efecto mediante la matriz de rigidez geométrica, en un cálculo lineal convencional, en el cual no se tiene en cuenta la modificación de la geometría de la estructura al obligar a que los nudos estén en equilibrio.

La diferencia entre los resultados obtenidos por los dos métodos es despreciable (menor de un 2 por 100 en los esfuerzos); por lo que se decidió utilizar el segundo, por su mayor sencillez.

5. Estabilidad a los efectos del viento

Para estudiar la estabilidad aeroelástica de los puentes se determinaron, en primer lugar, sus períodos y modos de vibración. Este cálculo se realizó sobre un modelo de barras, espacial, en el que se reproducían los cables principales, las péndolas y el dintel. Dicho dintel se representa mediante una barra central, longitudinal, y unas costillas laterales que se conectan a las péndolas.

En el caso de la pasarela de Basella, los períodos más representativos son los siguientes:

Flexión: T = 1,98 segundos.
Flexión transversal: T = 1,83 segundos.
Torsión: T = 0,62 segundos.

Se aprecia una gran diferencia entre los períodos de flexión y de torsión; lo que, en principio, garantiza una buena estabilidad aeroelástica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El análisis de dicha estabilidad se realiza mediante el método propuesto por Scanlan, tomando los valores de los coeficientes de flameo que propone este autor para secciones cerradas, semejantes a las de estos puentes. Esta aproximación es conservadora, por una doble razón. En primer lugar, se han utilizado los valores de los coeficientes de flameo correspondientes a la sección más inestable de todas las que ha estudiado Scanlan. En segundo lugar, el estudio que se hace es seccional y en régimen laminar. Un estudio (necesariamente experimental) sobre el puente completo y en régimen turbulento, daría velocidades de inestabilidad superiores.

Los resultados obtenidos para la misma pasarela de Basella, se reflejan en la figura 6, en la cual se aprecia que la velocidad de inestabilidad es superior a 50 m/s, si el amortiguamiento relativo es mayor de 1,8 por 100, que es un valor muy razonable para grandes oscilaciones en estructuras metálicas. En efecto; algunos autores proponen, en este caso, un valor del orden de un 3 por 100, para el cual la velocidad de inestabilidad sería, en este caso, 69 m/s (248 km/h).

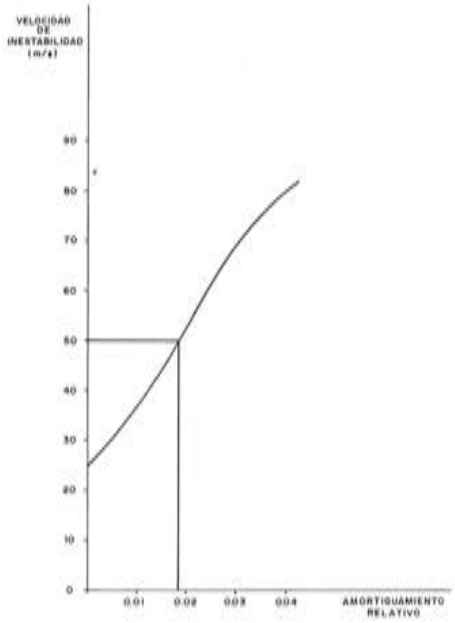


Fig. 6. Valores de la velocidad de inestabilidad en función del amortiguamiento.

III. CARACTERISTICAS DE LOS PUENTES

1. Tablero

El problema inicial del tablero se plantea en el tipo de material que se debe utilizar: hormigón o acero.

Como primer planteamiento, se analizó la plataforma del tablero, que podría ser de hormigón o mediante losa ortótropa metálica. Se eligió la solución de hormigón, por mayor sencillez y economía. Una vez establecida la plataforma del tablero de hormigón, el peso del resto de la estructura portante, respecto del total, es muy pequeño; por lo que resulta mucho más económico, sobre todo en los puentes ligeros, hacer todo el dintel de hormigón. Esta opción se aplicó también al puente de Figols (aunque en este caso el problema es más dudoso), por homogeneidad con los anteriores, aunque su morfología sea distinta.

En todos los casos, el tablero se ha realizado mediante dovelas prefabricadas, independientes, colgadas cada una de ellas de cuatro péndolas y unidas entre sí, una vez colocadas todas, mediante el hormigonado de juntas de 0,40 m, donde se produce el solapo de las

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

armaduras pasivas. En todos los casos se ha adoptado pretensado parcial para resistir los esfuerzos originados por las sobrecargas (Figuras 7 y 8).

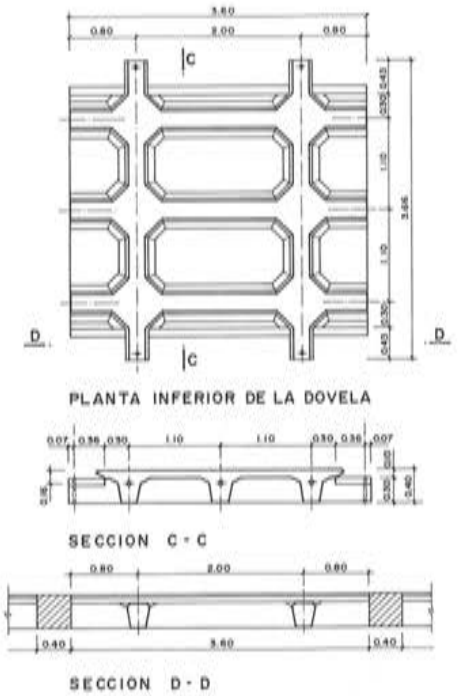


Fig. 7. (1).

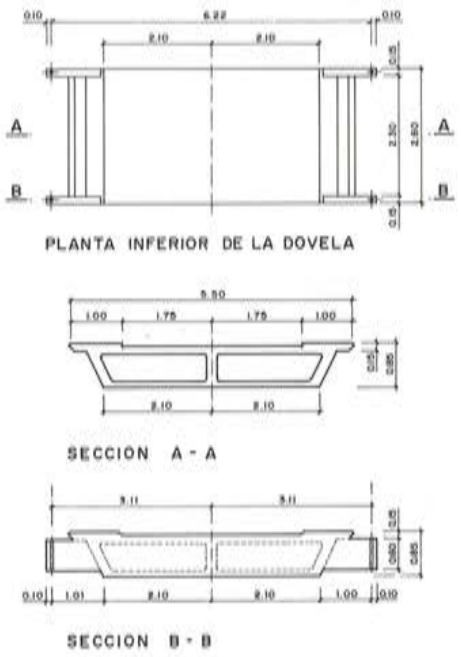
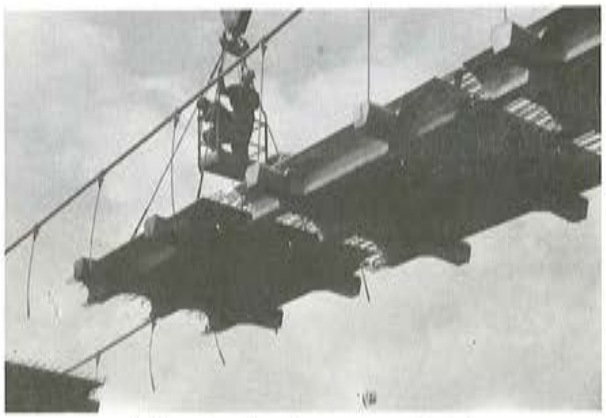
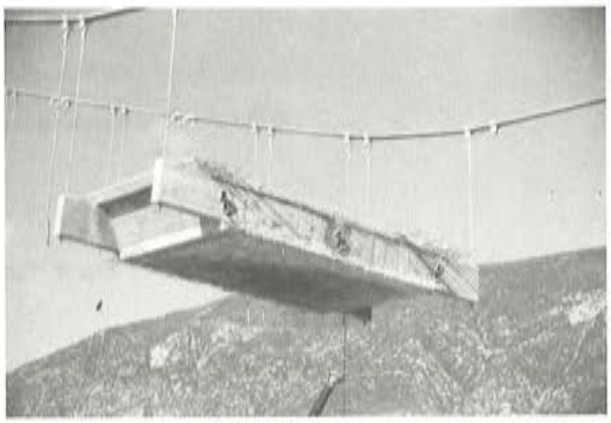


Fig. 7. (2).

Fig. 7. Dovelas de los puentes. (1) Puentes de sobrecarga reducida. (2) Puente de Figols.



1-Puentes de sobrecarga reducida



2-Puente de Figols

Fig. 8. Piezas prefabricadas del tablero.

1.1. Puentes de sobrecarga reducida

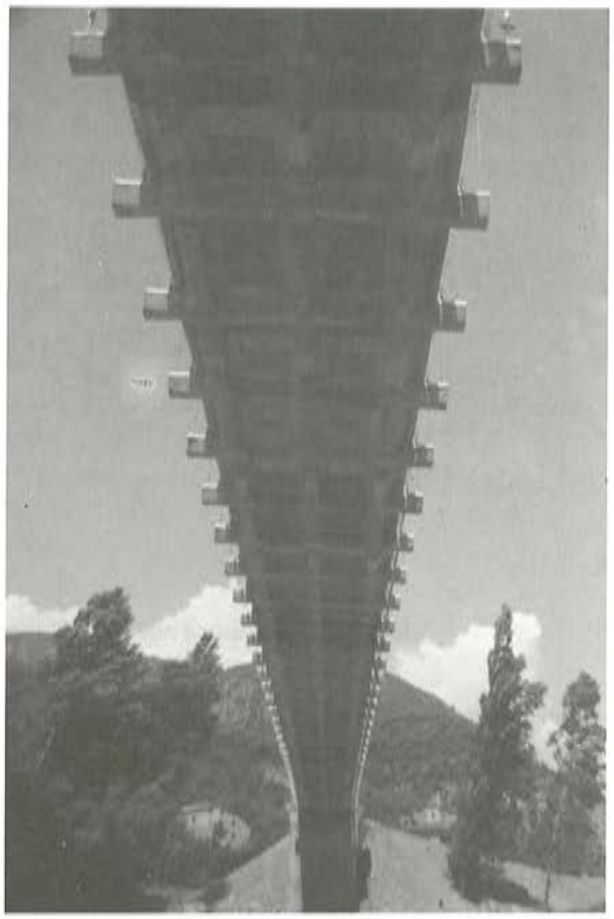
Como ya se ha indicado, los esfuerzos en el tablero de los tres puentes son prácticamente iguales y de poca importancia. Por ello, se ha tendido a la simplificación máxima

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

de obra, haciendo todas las dovelas con un pretensado centrado, mediante un cable de 7 ud. de 0,5", por nervio. La armadura pasiva se ha dispuesto de forma que todas las secciones sean capaces de resistir el máximo y el mínimo momento del puente; lo que ha permitido hacer iguales todas las dovelas.

La solución del tablero se ha resuelto mediante una losa, nervada longitudinal y transversalmente, de las mismas características que un forjado cruzado de edificación. Los nervios transversales se prolongan para anclar las péndolas de cuelgue. (Figura 9).

1-Puente de Basella antes del hormigonado de juntas



2-Puente de la Reula terminado

Fig. 9. Tableros nervados.

1.2. Puente de sobrecarga de Instrucción

En este caso, los esfuerzos de flexión del tablero son mucho más importantes; lo que ha obligado a utilizar una sección con la máxima eficacia para la mínima esbeltez. Esto se consigue mediante una solución en cajón que, en este caso, dada la relación ancho/canto de la sección, se ha hecho bicelular.

La magnitud de los esfuerzos no permite, en este caso, resolver la sección con pretensado centrado; por lo que todas las dovelas son distintas, debido al trazado curvo de los cables de pretensado. El pretensado consiste en dos unidades de 12 ud. de 0,6", por tabique.

El tablero debe tener diafragmas transversales, para referir las cargas a las péndolas. Estos diafragmas se han llevado a los extremos de la dovela, para simplificar su fabrica-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

ción; de esta forma las péndolas están en los extremos de las dovelas y la separación entre las de una dovela y la contigua será la de la junta de hormigonado in situ. Por ello, se produce un doble ritmo de separación de péndolas.

2. Elementos portantes

Estos elementos son peculiares de este tipo de puentes, ya que la mayoría de ellos no se presentan en ninguna otra tipología y, por tanto, han sido los que han requerido más trabajo de diseño y elaboración.

2.1. Cables portantes

Los cables portantes están formados por cables cerrados, del tipo OZZZ, es decir, un núcleo formado por alambres de sección circular, y tres capas exteriores de alambres galvanizados, con sección en forma de Z, que se imbrican unos en otros, dentro de cada capa, produciendo un cierre hermético del interior. El diámetro de estos cables es variable, dependiendo de la luz del puente: En el puente de la Reula, con una luz de 70 m, el diámetro es de 54 mm; en el de Basella, con una luz de 90 m es de 64 mm, y en el de Peramola, con 102 m es de 72 mm. Por último, en el punto de Figols, con una luz de 80 m para no llegar a un diámetro excesivo del cable, cada cable portante se hizo mediante dos unidades de 68 mm de diámetro.

Estos cables se terminaban en una mazarota, con forma exterior cilíndrica, rellena de Zamac (aleación de estaño) para producir el anclaje de los cables desliados en su interior, que tiene forma cónica.

Estos cables se han fabricado con acero A-160 y su dimensionamiento se realizó considerando un coeficiente de seguridad de 2,38. El punto crítico se produce en la silla, donde a la fuerza axil del cable hay que añadir las tensiones de incurvación que se producen en los alambres. Dada su dimensión, en los cables cerrados (6 mm de canto máximo) esta tensión es considerable; por lo que conviene utilizar radios grandes para la silla (de dos a tres metros). Para la tensión de incurvación, al ser una tensión por deformación, se ha adoptado un coeficiente de seguridad menor, igual a 1,75.

2.2. Péndolas y tirantes

Están formados por cables de alambres galvanizados, de uno o varios torones, en función de la carga que vayan a soportar.

Los anclajes al tablero y torre, se realizan mediante manguitos de extrusión, prolongados en un vástago roscado que se fija, con una tuerca, a una placa de apoyo en el tablero o a unas orejetas en las torres. Esto permite la corrección de posibles errores de longitud, para ajustar la rasante de la pasarela y las cargas de los tirantes.

La fijación a los cables principales se realiza mediante un manguito de acero, dividido en dos casquillos y unidos mediante tornillos de alta resistencia que aseguran una fuerza de apretadura al cable, capaz de soportar la carga normal y la tangencial que producen las péndolas y los tirantes.

Para soportar la fuerza tangencial, la fuerza de apretadura será función del rozamiento entre cable y manguito. Para este rozamiento, según valores experimentales obtenidos, puede tomarse un valor de $\mu = 0{,}13$, que con un coeficiente de seguridad de 1,5, resulta un valor de cálculo de $\mu = 0{,}085$. Aunque en proyecto se partió de valores de rozamiento más

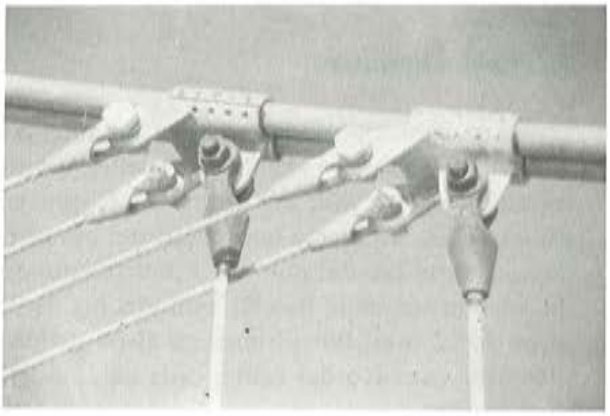
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

altos, el problema se corrigió aumentando la resistencia de los tornillos, para conseguir mayor fuerza de apretadura. Puede mejorarse considerablemente el coeficiente de rozamiento, hasta valores de $\mu = 0{,}25$, aplicando adhesivos especiales entre las dos piezas.

El manguito de fijación tiene una orejeta, a la que se fija, mediante un bulón, una mazarota con orejetas que sirve de anclaje al cable de la péndola o del tirante.

En el puente de Figols, en el que cada cable portante estaba formado por dos unidades, la fijación se hacía mediante dos manguitos, soldados tangencialmente. El conjunto estaba dividido en dos partes, que se atornillaban en los bordes y en el centro. (Figura 10).

1-Puentes de sobrecarga reducida



2-Puente de Figols

Fig. 10. Piezas de anclaje de los tirantes y péndolas.

2.3. Sillas.

Las sillas están formadas por un canalón curvo, realizado mediante un tubo partido y curvado, unido a una chapa vertical rigidizada transversalmente.

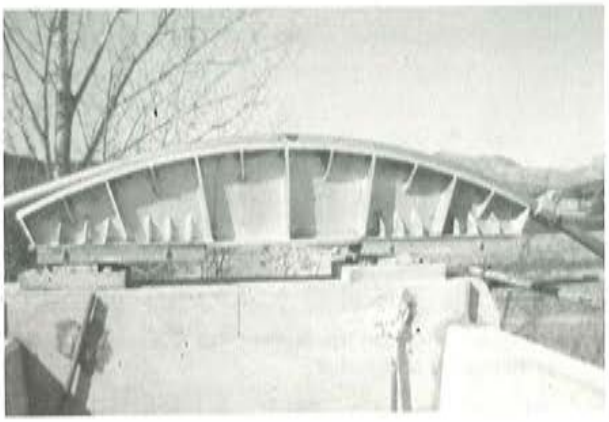
La silla de Figols se complica al tener que servir para dos cables a la vez. Se ha realizado con dos chapas superiores que soportan los dos canales de los cables y que transmiten las cargas a una sola chapa central, inferior, a través de los rigidizadores, la cual, a su vez, transmite la carga a la chapa horizontal de apoyo.

El problema más importante que plantean las sillas y que afecta al sistema estructural completo, es el de su vinculación a la torre. Un sistema muy clásico, utilizado en los grandes puentes colgantes, es el de dejar la silla deslizante durante montaje, pues se producen desplazamientos importantes en ella, y fijarla a posteriori para los efectos de la sobrecarga. De esta forma aparecen esfuerzos de sobrecarga en la torre; pero su flexibilidad hace que sean pequeños. En nuestro caso, en el que los esfuerzos de sobrecarga son los más importantes, se ha optado por dejar las sillas deslizantes sobre apoyos de teflón en todas las situaciones, y de esta forma evitar esfuerzos adicionales en las torres.

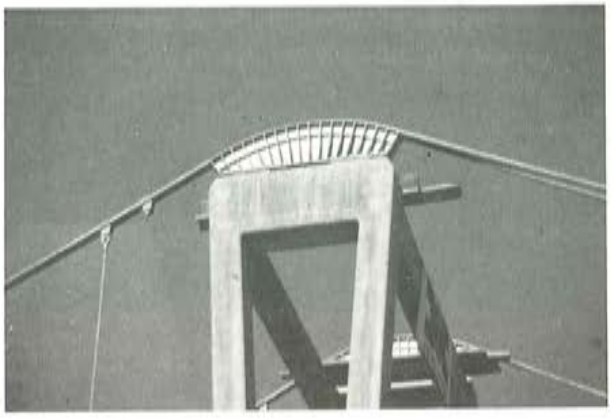
Para el radio de las sillas se siguió, aproximadamente, la norma DIN 1079, que fija un radio mínimo de 40 diámetros del cable. Esta norma es muy conservadora; de hecho, para puentes de gran luz, el radio se fija entre 9 y 10 veces el diámetro del cable; pero en cables cerrados en los que la dimensión de los alambres es grande (del orden de 6 mm), las tensiones de incurvación que se producen son muy importantes y, por tanto, es necesario utilizar radios grandes en las sillas, para evitar un sobredimensionamiento del cable por este

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

efecto, aunque pueda aplicarse un coeficiente de seguridad más pequeño a las tensiones de incurvación. (Figura 11).



1-Silla para un solo cable



2-Silla de dos cables

Fig. 11. Sillas.

3. Anclajes

Los anclajes de los cables principales se realizó mediante la fijación de la mazarota que, como ya se ha indicado, consiste en un cilindro metálico.

La idea de los anclajes ha sido la de simplificar al máximo la fijación en obra del cable. Por ello, se han resuelto mediante unos bloques prefabricados, con un alojamiento prismático para la mazarota, que se continúa en una acanaladura para el cable. Entre ambos hay una chapa ranurada, donde se apoya la mazarota.

Estos macizos prefabricados se anclan al terreno, a través de las cimentaciones, mediante anclajes pretensados. Las cimentaciones profundas de los anclajes, se han hecho con pilotes pantalla; y en ellos se dejan unos tubos para los anclajes al terreno. Estas pantallas tienen que soportar las cargas horizontales que produce el anclaje del cable.

En el puente de Figols, cada bloque tiene dos alojamientos simétricos, para las dos unidades de cada cable portante. Estos bloques tienen un pretensado longitudinal que refiere la carga de los cables a los anclajes pretensados. En los bloques de una sola salida, no es necesario este pretensado, pues el cable portante y los anclajes se cruzan. (Figura 12).

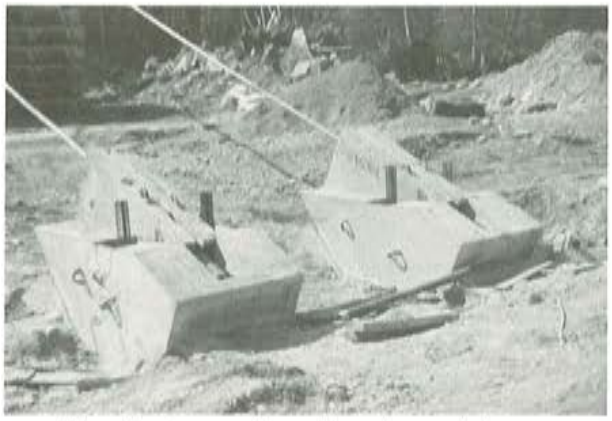
4. Estribos y torres

La forma de las torres está muy condicionada por la dimensión de las sillas, que obligan a un ancho muy grande en cabeza. Por ello, las torres se desdoblaron en dos barras, formando un trapecio con ancho mayor en cabeza, y una riostra intermedia. (Figura 13).

Estas torres se hicieron prefabricadas, y se montaron con grúa, anclándolas mediante barras al estribo; y los dos cuchillos de cada una se unían entre sí mediante dos riostras en cabeza, también prefabricadas. Los estribos no plantean ningún problema especial; se cimentaban directamente si existía roca, o mediante pilotes pantalla en caso de cimentaciones profundas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1-Vista lateral



2-Los bloques con los cables y los anclajes pretensados colocados

Fig. 12. Bloques de anclaje.

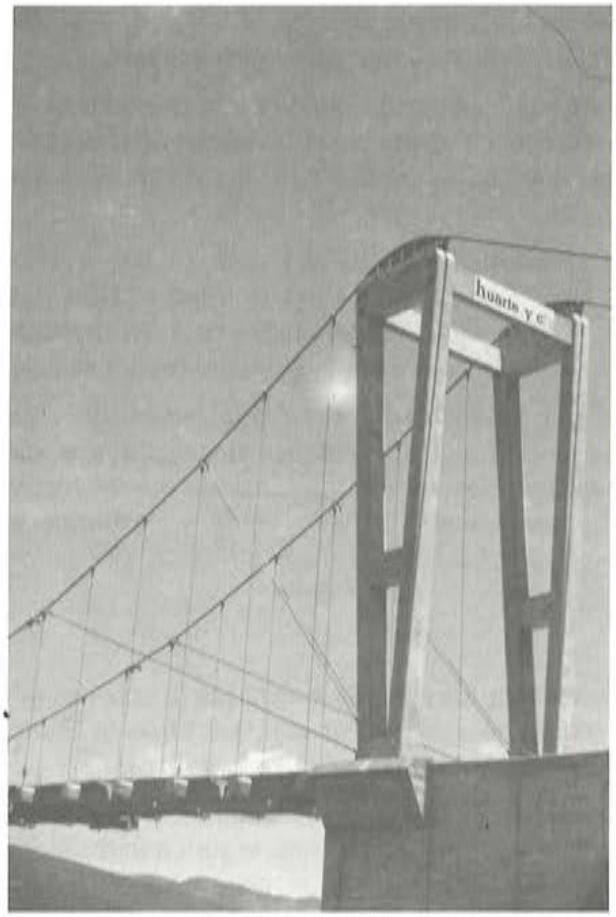


Fig. 13. Torre y tirantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

En uno de los estribos de Basella se conservó la pila antigua, recalzándola en los costados mediante pantallas, y hormigonando, lateralmente y en cabeza, las nuevas aletas y el apoyo de las torres. En Figols se conservó el estribo que no había sufrido alteraciones en la riada, aunque se recalzó con pantallas; y sobre él se hormigonó un elemento trapecial, para conseguir el ancho del nuevo puente. Existió siempre una intención de conservar elementos de las obras anteriores, aunque ésto únicamente quedó patente en el estribo de Figols. (Figura 14).

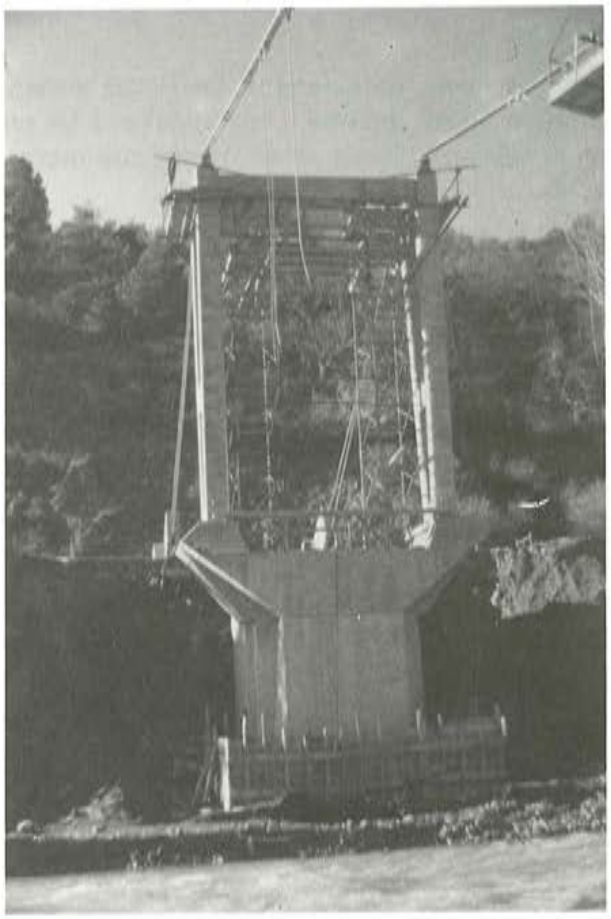


Fig. 14. Torre de margen izquierda de Figols sobre el estribo antiguo.

IV. CONSTRUCCION

Uno de los criterios básicos de este proyecto ha sido el de prefabricar al máximo los cuatro puentes, mediante piezas lo más ligeras posible. Por ello, salvo los estribos y las cimentaciones de los anclajes, todo el resto de la construcción se prefabricó, salvo las juntas de unión entre las piezas de los tableros que se hormigonaron in situ.

La fabricación de todos los elementos se realizó en un taller centralizado, en el pueblo de Oliana, que quedaba bastante centrado respecto de los cuatro puentes. En este taller se realizaron las piezas de los tableros, las torres y los bloques de anclaje de todos ellos.

El montaje de estas obras pudo hacerse muy rápidamente. En una semana se completó toda la obra, a falta del hormigonado de juntas del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. Montaje de las torres

Primeramente, se montaron las torres, que no plantearon ningún problema. Se enhebraban en las barras salientes del estribo y se anclaban mediante tuercas, inyectando posteriormente las barras. Las riostras se montaban con barras pasantes, ancladas mediante tuercas en los extremos, e inyectadas posteriormente.

2. Montaje de los cables

Una vez terminadas las torres, se montaron los cables portantes pasándolos a través del río, alojándolos primero en los anclajes y elevándolos a las sillas después. En la posición inicial de las sillas es necesario prever el desplazamiento que se va a producir en ellas, desde el montaje del cable hasta terminar la pasarela.

En principio, el equilibrio se produce entre la catenaria del cable central, con su peso propio, y las catenarias laterales en las mismas condiciones. Al cargarse el tablero, la tensión del cable varía y, por tanto, la catenaria de los cables laterales va perdiendo flecha, hasta quedarse prácticamente recta. Esta pérdida de flecha de la catenaria lateral, origina desplazamientos en la silla, de 21 cm en el caso máximo.

El cable se montaba con las péndolas ya colocadas o, al menos, los manguitos de anclaje situados en sus posiciones, con los tornillos fijados a su carga de apretadura.

3. Montaje del tablero

El montaje de las piezas del tablero puede hacerse muy rápidamente, pues son ligeras y una grúa las maneja con facilidad. No es necesaria ninguna precisión pues, una vez elevadas, se enhebran las cuatro péndolas y se colocan las tuercas de fijación, pudiéndose ya soltar porque la pieza sola toma su posición. El tablero completo del puente de Peramola, con 102 m de luz, se montó en dos jornadas de trabajo. (Figura 15).

Fig. 15. 1. La grúa montando una dovela.

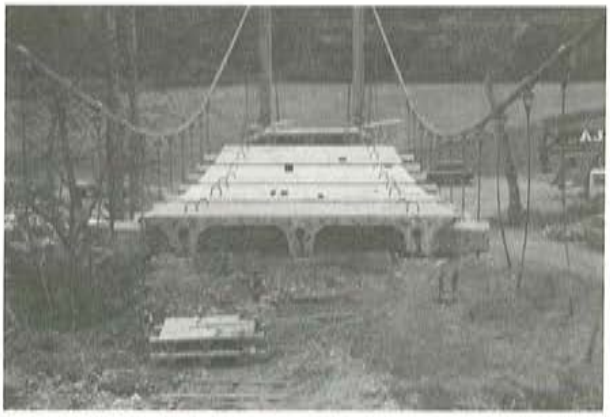


Fig. 15. 2. Vista de un grupo de dovelas montadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

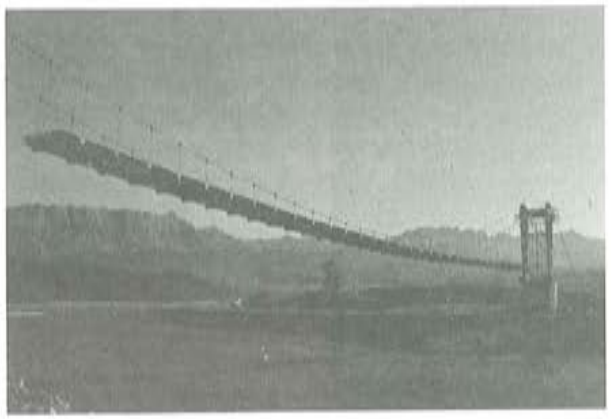


Fig. 15. 3. El puente de Peramola durante el montaje.

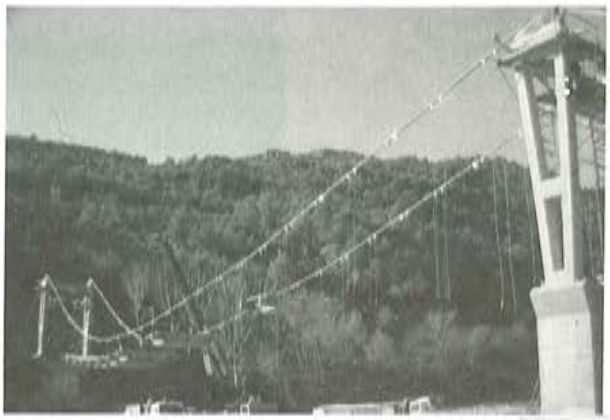


Fig. 15. 4. El puente de Gifols durante el montaje.

Fig. 15. Montaje del tablero.

En principio, se pensó en proyecto que era conveniente unir todas las piezas entre sí, mediante pasadores, para evitar una excesiva movilidad de las piezas sueltas y asegurar el hormigonado de las juntas. Pero en obra se comprobó que estos pasadores no eran necesarios, pues las piezas independientes tenían una estabilidad suficiente.

4. Montaje de los tirantes

Esta operación es la que ha resultado más difícil en toda la construcción de los puentes. En proyecto se previó el montaje de los tirantes antes de montar el tablero, porque de esta forma la carga inicial en ellos era muy pequeña y podían colocarse con facilidad. Pero este sistema obligaba a un montaje de piezas en orden complicado para la grúa; había que montar dovelas, alternando en centro y extremos, para evitar que la carga en tirantes, durante construcción, fuera mayor que la máxima de sobrecarga. De esta forma se procedió en Basella, que fue la primera que se realizó.

Para evitar esta complicación se decidió montar primero las dovelas y, posteriormente, con unos tirantes provisionales formados por cables de pretensado, podía tirarse del cable principal, mediante un gato, para colocar los tirantes.

El problema que se planteó fue el de la longitud de los tirantes, que en principio se colocaban por geometría. Cualquier variación en la geometría del cable principal o en el peso de las dovelas, producía variaciones de carga, importantes, en los tirantes. Hay que tener en cuenta que el valor de la carga en éstos, no tiene importancia estructural, pues únicamente se requiere una fuerza inicial para que nunca se queden sin carga y, por tanto, estén presentes en la rigidización de la estructura. La importancia de la precisión en los tirantes, radicaba fundamentalmente en la geometría del tablero. Unos tirantes demasiado flojos, bajaban la clave y levantaban los cuartos de la luz; por lo cual, el tablero, antes de colocar los tirantes, tomaba forma de M. El movimiento en el tablero que producía la puesta en carga de los tirantes, era considerable, como puede verse en la figura 16.

El problema se solucionó montando los tirantes por carga y no por geometría, consiguiendo de esta forma dejar las estructuras con la geometría buscada y los tirantes a la carga prevista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 16. Colocación de tirantes. Deformación del tablero al colocar el tirante de uno de los cables.

5. Hormigonado de las juntas

Terminado el montaje, únicamente queda hormigonar las juntas y pretensar longitudinalmente el dintel. El encofrado de las juntas se colgaba de las piezas adyacentes y, por tanto, la operación resultó muy sencilla. El hormigonado se hacía por juntas alternas, para evitar al máximo esfuerzos de flexión de peso propio en el tablero.

V. PRUEBAS DE CARGA

Dada la peculiaridad de las obras, se probaron, prácticamente, con el 100 por 100 de la sobrecarga. Estas pruebas tienen la ventaja de que producen un preestirado del cable principal y, por tanto, el comportamiento del cable, para las cargas posteriores, va a producirse con un coeficiente de elasticidad más alto. De todas formas, este preestirado fue mínimo, pues las flechas remanentes en la estructura resultaron despreciables.

Las flechas fueron prácticametne las previstas en el cálculo; lo que quiere decir que el módulo de elasticidad noval tomado para los cables portantes era correcto.

Resulta muy importante, en estos puentes, el efecto de la temperatura en las flechas y, sobre todo, su oscilación diaria; pues la inercia térmica de los cables portantes es baja. (Figura 17).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1 y 2-Prueba de carga del puente de Peramola

3-Prueba de carga del puente de Figols

Fig. 17. Pruebas de carga.

INTERVENCIONES

PROPIEDAD
Generalitat de Catalunya.
Ing. Director de Proyecto y obra: D. Enrique García Ormazabal.
Inspección a pie de obra: D. Manuel Reventós.

PROYECTO
Carlos Fernández Casado, S.A.
Leonardo Fernández Troyano; Javier Manterola Armisen; Miguel Angel Astiz Suárez; José Cuervo Fernández; Ignacio Martínez Arrieta; José Montero López; y Agustín Sevilla Bayal.

CONSTRUCCION
Huarte y Cia., S.A.
D. Javier Vizcaino
D. José María Pardinas, Director de Obra.
D. Javier Hubierna.

CABLES PORTANTES
Franco Española de Cables.

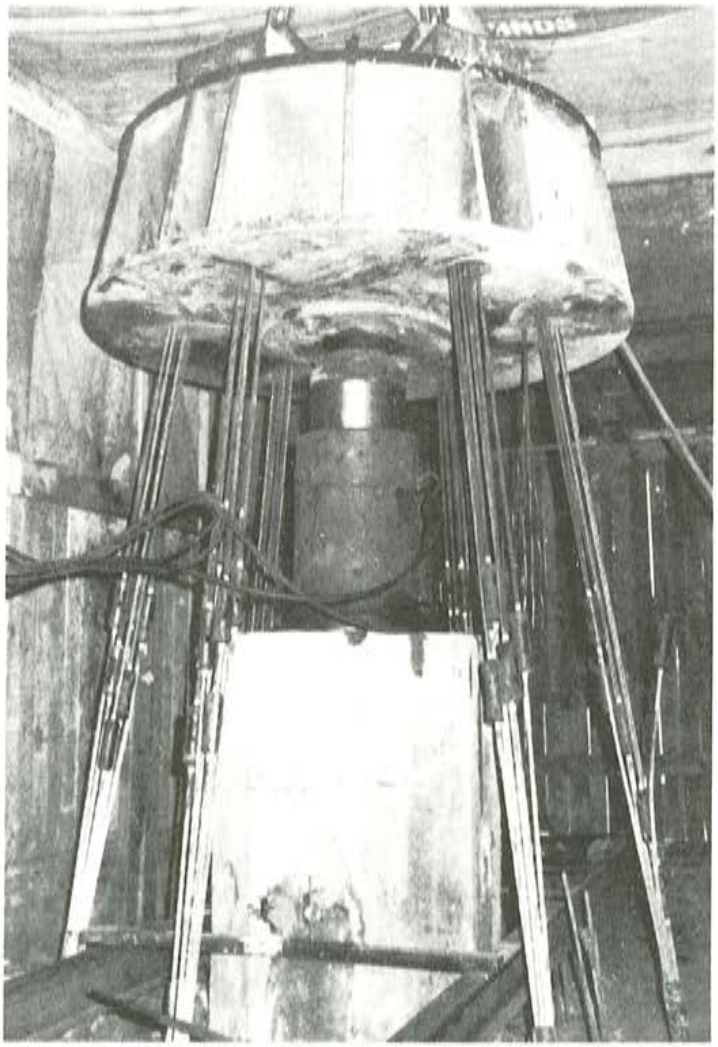
PRETENSADO
C.T.T.

PIEZAS METALICAS
Ingeniería Flors.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Prueba de carga de un pilote.

MADRID

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

Laboratorio:
Carretera de Loeches, 7
TORREJON DE ARDOZ
Tels. (91) 675 31 00/04/08

BARCELONA

Pasaje Busquets, 37
CORNELLA DE LLOBREGAT
Tels. (93) 377 43 58/62

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

591-2-186

Tres obras empujadas. Acueducto de los Monegros. Puente de Tula. Puente de Atoyac

Javier Manterola
Leonardo Fernández Troyano
Drs. Ingenieros de Caminos

PLANTEAMIENTO GENERAL

Ya sea por problemas funcionales, de dificultad de acceso, etc., muchas veces la construcción de un puente in situ es problemática. Entre las posibilidades que la tecnología actual nos presenta está la de construir el puente en una zona más fácil y trasladarlo después a su situación definitiva. Para ello ha sido necesario la aparición, a nivel comercial, de materiales de muy bajo coeficiente de rozamiento, como es el teflón, que permite deslizar grandes pesos desarrollando fuerzas relativamente pequeñas.

Las variantes que hoy en día presentan los puentes que se mueven, corresponden a los cuatro movimientos elementales posibles. Trasladarlos según su eje; riparlos transversalmente; construirlos en posición elevada y luego descenderlos y, por último, girarlos sobre uno o varios ejes. Todos estos procedimientos tienen su aplicación directa a determinados problemas particulares que se presentan; pero sólo uno de ellos, el correspondiente a la traslación según su eje, ha dado lugar a una familia específica de puentes. El movimiento del puente según su eje, ha dado lugar a los puentes empujados (Figura 1).

Fig. 1. Acueducto del Alcanadre, durante el lanzamiento. Luz = 60 m (J. Manterola y Leonardo Fernández Troyano).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Este procedimiento constructivo, como casi todos los actualmente vigentes, fué puesto a punto a finales del siglo pasado y principios de éste, para los puentes metálicos. La primera aplicación a los puentes de hormigón pretensado data de 1962, cuando se construye el puente sobre el río Caroní, en Venezuela, según procedimiento puesto a punto por F. Leonhardt y W. Baur. Hoy en día el procedimiento ha evolucionado bastante y se construyen habitualmente muchos puentes, de luces hasta 50 ó 60 m, siempre que su longitud o el número de puentes que se vayan a realizar, sea suficientemente grande para que sean rentables los grandes medios auxiliares que necesita.

Los puentes empujados necesitan tener un trazado en planta, recto o circular. Otro trazado, impide que cualquier parte del puente pueda coincidir con otra; y la construcción se complica excesivamente.

Su fundamento económico reside en preparar un parque de fabricación fijo, en el eje del puente, donde poder realizar una dóvela de 15 a 20 m de longitud. Una vez endurecido y pretensado el hormigón, se empuja hacia adelante por medio de gatos; con lo que se libera el molde para realizar una nueva dovela, que unida a la anterior por pretensado, se empuja de nuevo. Y así sucesivamente. El puente va discurriendo sobre las pilas, hasta su terminación, sin necesidad de cimbra que lo soporte.

Cuando decimos que no se puede pensar un puente sin pensar en cómo se construye, estamos diciendo que la manera de construirlo está en la esencia del puente. Al elegir el procedimiento de avance por empujes sucesivos de grandes dovelas, estamos respondiendo a un montón de preguntas que podemos concretar en dos.

¿Qué mecanismos resistentes se van a producir, durante cada una de las etapas de construcción, que nos aseguren la estabilidad y resistencia de la obra durante todas ellas?

¿Qué medios materiales es necesario disponer para su realización, en dónde estriba su economía y para qué casos es ventajoso?

Concretar la respuesta que el puente empujado da a estas preguntas, constituye la primera parte de esta exposición.

PROBLEMAS RESISTENTES DERIVADOS DE LA CONSTRUCCION

Durante la construcción se presentan varios problemas resistentes, específicos del procedimiento en cuestión.

1.– La ley de momentos flectores del dintel, alcanza valores formidables cuando éste, durante el empuje, se encuentra en una fase en la que un vano entero está en voladizo. El momento flector máximo alcanza el valor de $pl^2/2$, siendo p la carga de peso propio, la cual constituye la carga más importante del puente (Figura 2).

Esta ley de momentos flectores es absolutamente inadmisible para un planteamiento económico del dintel. Debe ser reducida.

Para ello se han establecido dos procedimientos:

1 – Disponer un pico o nariz, metálico, en la parte delantera del dintel. Este elemento tiene como misión evitar la ménsula del dintel de hormigón, de luz igual a todo el vano. La nariz alcanza la pila siguiente, cuando el hormigón del dintel no ha adquirido todavía luz suficiente para producir una ley de momentos flectores elevada.

Sobre el tamaño de la nariz metálica se plantea una casuística interesante. Cuanto mayor sea esta nariz, los momentos flectores en el dintel serán más pequeños. Ahora bien, esta nariz es un elemento auxiliar caro, y lo es tanto más cuanto más grande es.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

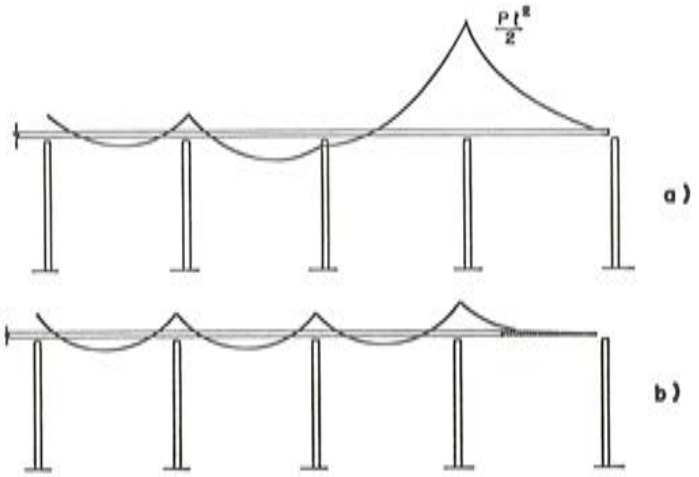


Fig. 2. Máxima ley de momentos flectores: a) Sin pico de lanzamiento. b) Con pico de lanzamiento.

Su tamaño habitual, para puentes de carretera, es aquél cuya longitud es, aproximadamente, el 60 por 100 de la luz libre. Sin embargo, si se trara de un puente de FFCC o un acueducto, en los cuales la sobrecarga es mucho mayor que en un puente de carretera, se pueden tantear longitudes de nariz del orden del 50 por 100 de la luz, ya que la reserva de resistencia que el puente guarda para la sobrecarga es mucho mayor.

En segundo lugar, se puede jugar con la esbeltez del dintel. Una esbeltez normal de 1/20 de la luz, para puentes de carretera, puede reducirse a 1/15 o a 1/12 para el caso de un puente empujado, sin un incremento apreciable de peso. El aumento de resistencia que así se consigue, posibilita la realización de picos de avance más pequeños.

En tercer lugar, se puede proceder al empuje del cajón del tablero, desprovisto de los voladizos. La reducción de peso propio es, en este caso, sustanciosa, con una pérdida de resistencia pequeña. El pico de avance se puede aligerar. Una vez construido y lanzada la columna vertebral del puente, se realizan los voladizos laterales, por medio de un encofrado rodante sobre el núcleo del cajón principal. Esta técnica está siendo muy utilizada para tableros muy anchos en general, sean empujados o no, en todos aquellos casos en los que, durante el proceso constructivo, se producen esfuerzos mayores de los que va a tener el puente en su etapa de servicio.

2 – Disponer un atirantamiento provisional, de carga variable, durante el lanzamiento (Figura 3).

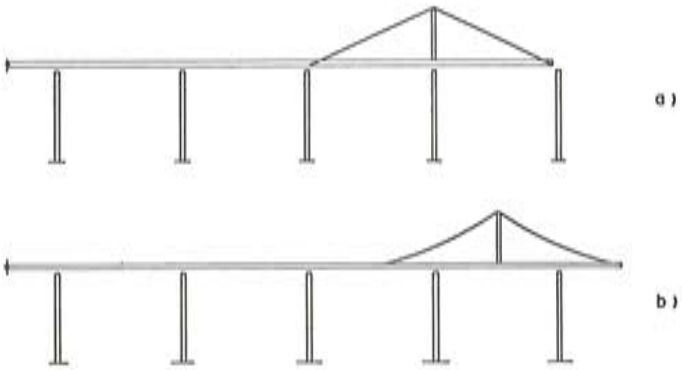


Fig. 3. Atirantamiento provisional, durante el lanzamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El atirantamiento se activa por medio de gatos verticales situados bajo la torre central. Para controlar la ley de momentos flectores en el dintel, la carga del gato es máxima cuando un vano completo está en voladizo (Figura 3.a) y se anula cuando la torre está en el centro de la luz (Figura 3.b). En situaciones intermedias, la secuencia de cargas en los gatos varía, con el fin de optimizar la ley de momentos flectores en el dintel.

La comparación entre los dos procedimientos de control de los esfuerzos durante la construcción, da lugar a las siguientes conclusiones:

a) El atirantamiento necesita de un pequeño pico, en su parte delantera, para acoplar el dintel a las pilas en el momento del paso. Sin embargo, el conjunto de estos dos elementos es más barato que el pico de avance de longitud igual al 60 por 100 de la luz libre.

b) El atirantamiento exige más atención durante la construcción, que el pico avance. Este va montándose sobre las pilas según se realizan las operaciones de lanzamiento; mientras que en el proceso de atirantamiento se necesita controlar la carga de los gatos, cuyo valor va a depender, no sólo de la situación en que está el puente durante el lanzamiento sino de la temperatura y soleamiento de tirantes, torre y dintel.

c) El atirantamiento incrementa mucho la reacción vertical del puente en las pilas; lo que no ocurre, en la misma medida, cuando se utiliza pico de avance. Este hecho es muy importante, pues no sólo exige apoyos provisionales mayores sino que incrementa la fuerza horizontal en la cabeza de las pilas. Hay que tener en cuenta que, normalmente, el dimensionamiento de las pilas, en dirección longitudinal, viene gobernado por las cargas que se producen durante el lanzamiento.

d) Como veremos cuando comentemos el parque de fabricación, la utilización de atirantamiento obliga a un incremento de longitud del parque, para evitar los problemas de vuelco del dintel cuando éste no ha alcanzado todavía la primera pila.

Todas estas consideraciones parece que hacen decantar el procedimiento del lado de la utilización del pico de avance; y ésto es tanto más cierto cuanto más largo sea el puente, por el encarecimiento que supone en pilas y apoyos. Por el contrario, el atirantamiento provisional es más adecuado cuando se trata de puentes de pocos vanos y en los que éstos tienen una gran luz.

2 – Una vez reducida la cuantía del momento flector en la parte delantera del dintel, el procedimiento de empuje sucesivo crea otro problema. Todas y cada una de las secciones del dintel estarán, obligatoriamente, sometidas a momentos flectores, positivos y negativos, correspondientes a los máximos de peso propio; pues cada sección, en un momento determinado se encuentra sobre las pilas y en otro momento en el centro del vano. Paseando el puente sobre las pilas se obtienen una serie de leyes de momentos flectores, cuya envolvente es necesario resistir (Figura 4).

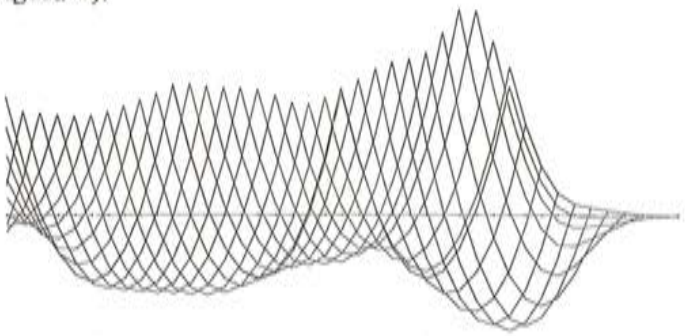


Fig. 4. Leyes de momentos flectores durante la construcción. Las infinitas leyes que se producen en el puente durante el proceso de lanzamiento, dan lugar a una envolvente, superior e inferior, de momentos flectores, que debe ser resistida. El mayor valor de la envolvente, en la parte delantera del puente, puede ser controlada actuando sobre la rigidez y longitud del pico de avance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La consecuencia de este hecho es que la cuantía del pretensado del puente aumenta. Se acostumbra a disponer un pretensado constante y recto, en las fibras superiores e inferiores, capaz de soportar la gran amplitud de momentos exigida por la envolvente representada en la figura 4. En la parte delantera, el pretensado puede aumentar si deseamos reducir longitud del pico de avance a costa de incrementar las flexiones en el dintel.

A este pretensado se le añade, al final del proceso de empuje, un pretensado curvo que compense los momentos de sobrecarga no absorbidos por el pretensado constante.

Este aumento de pretensado, respecto al puente ejecutado en el sitio, se minimiza cuando se trata de puentes de FFCC o acueductos, donde la relación entre sobrecarga y carga permanente es mucho mayor que en puentes de carretera. En estos últimos, se debe acudir a esbelteces más pequeñas, para obviar en lo posible este incremento de pretensado. Son frecuentes esbelteces de 1/15 y 1/12; lo que confirma lo apuntado en el punto anterior.

3 – Otro de los problemas resistentes específicos del puente empujado lo encontramos en el diseño de su sección transversal; Cada una de las secciones del puente será apoyo, en tantos momentos como fases en que pasan por las pilas. En estos momentos, las reacciones que reciben de las pilas son muy importantes. En el caso de un puente construido en su sitio, las exigencias en el diseño de la sección transversal son menores, no sólo porque el número de almas puede ser mayor de dos, sino porque la situación relativa de ejes de almas y apoyos puede ser cualquiera. La viga riostra sobre pilas, puede resolver los problemas locales que se presenten. En el caso del puente empujado debe existir una coincidencia continua del eje formado por la intersección del eje del alma y el de la losa inferior del cajón, con la vertical del eje del apoyo. Así se evitan las flexiones locales que sólo podrían ser resueltas con regruesamiento de losas y almas (Figura 5).

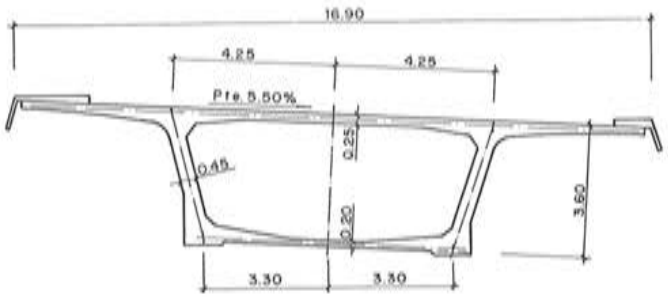


Fig. 5. Sección transversal del puente de la Marquesa, México. (J. Manterola y L. Fernández Troyano). Se trata de un puente curvo, de 60 m de luz y gran peralte transversal. La forma de los tacones inferiores atiende a las necesidades de encarrilamiento longitudinal.

4 – En el caso de puentes empujados, de planta circular, se presenta en las pilas un problema resistente complementario. El encarrilamiento del puente en su lanzamiento, determina unas fuerzas horizontales, transversales al eje del puente, que deben ser resistidas por las pilas. La determinación de estas fuerzas se reduce a un problema de viga con apoyos elásticos, cuya rigidez es la transversal de las pilas. Si la determinación analítica de este problema es sencillo, no lo es tanto su reproducción en la realidad; pues los errores de ejecución del trazado en planta del puente, pueden distorsionar gravemente este problema.

Resulta más seguro fijar el encarrilamiento lateral en dos puntos, aún a costa de unas fuerzas transversales mayores sobre las pilas. Se debe hacer, en cada caso, un estudio de optimización, para saber cuáles son las pilas en las que debemos apoyarnos lateralmente en cada fase del empuje. A estos esfuerzos es necesario añadirles los del viento transversal en el dintel.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

PLANTEAMIENTO CONSTRUCTIVO

Los elementos auxiliares necesarios para la construcción de un puente empujado son los siguientes:

1 – Parque de fabricación
2 – Nariz, o Pico de avance
3 – Gatos de empuje
4 – Apoyos deslizantes

La primera condición imprescindible para que el proceso de empuje sea fácil, reside en la realización de un replanteo, en alzado, lo más preciso posible, tanto en las pilas como en el parque de fabricación. Como error de cota no se debe pasar de 1 mm.

1 – Parque de Fabricación

La fabricación de una dovela de 10 a 20 m, no presenta grandes problemas, en general; pero en el caso del puente empujado se plantea un problema adicional, de gran importancia, que consite en la necesidad de obtener una perfecta nivelación y planeidad de los tacones inferiores que, a modo de patines, van a servir para deslizar el puente sobre los apoyos. Los errores de nivelación en los patines deben estar comprendidos entre 0,5 y 1 mm. Cuanto mayores sean estos errores mayor será la fuerza de empuje necesaria, por el incremento de rozamiento; y en el caso de que ambos patines sean diferentes, existirá una tendencia a la desviación lateral del puente, durante el empuje.

En el caso de puentes curvos en planta, el incremento de carga en un patín respecto al otro es automático, por el momento torsor producido por la curvatura. Las fuerzas de encarrilamiento laterales, se incrementan un poco por este efecto.

Existen una serie de variantes en las posibilidades de realizar las dovelas. El hormigonado in situ es el procedimiento más habitual; pero también se puede recurrir a la constitución de una dovela grande, como adición de dovelas prefabricadas pequeñas.

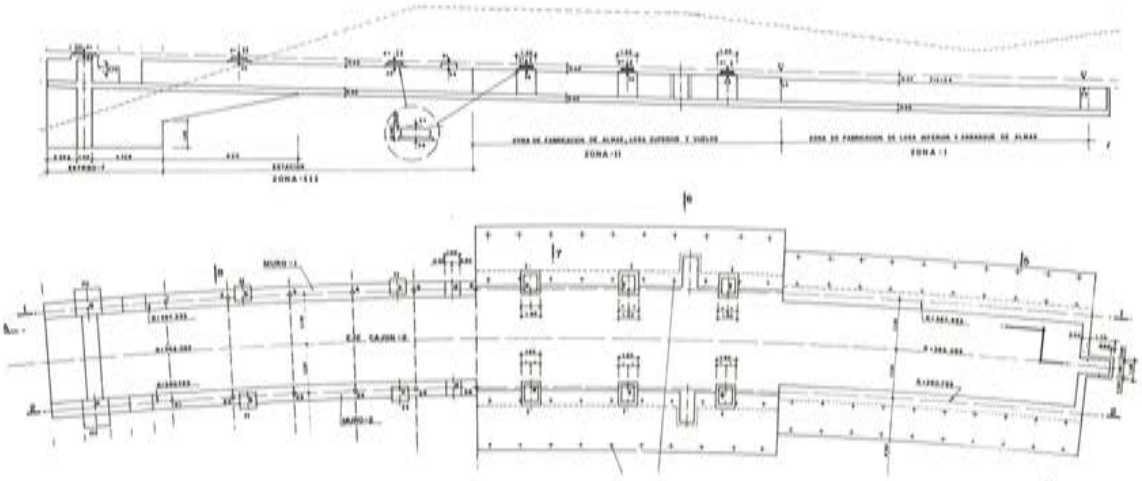
En cuanto al hormigonado in situ se puede realizar de dos manera: fabricando la dovela de una sola vez, o dividiéndola en dos partes por medio de una junta horizontal en el alma. Este último es también el procedimiento más habitual.

Vamos a detenernos en este último procedimiento, que es el que hemos utilizado nosotros para construir una serie de puentes y acueductos. Comentaremos después ligeramente los otros.

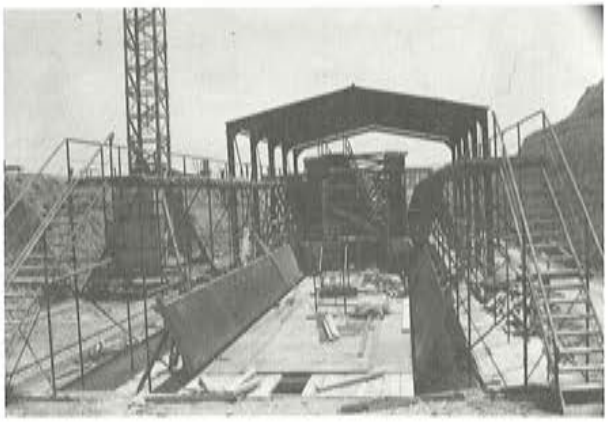
El parque de fabricación se compone de tres partes (Figura 6). La zona I, donde se fabrica la parte inferior del cajón; la zona II, donde se fabrica la parte superior, y la zona III, que es un camino de rodadura, necesario para que el puente tenga suficiente longitud y contrapeso para que no vuelque antes de que el pico alcance la primera pila.

El encofrado correspondiente a las zonas I y II, aparece en la figura 7. De éllas son especialmente importantes los moldes 1 y 2 (suela metálica) que constituyen el encofrado inferior del patín, cuya nivelación debe tener la precisión indicada. La altura del alma necesaria en la zona I, corresponde a la necesaria para puentear el peso de la segunda mitad del cajón, entre los apoyos puntuales deslizantes de la zona II.

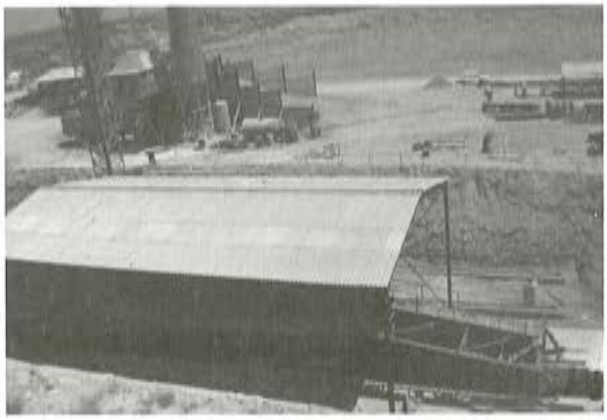
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



a)



b)



c)

Fig. 6. a) Planta y alzado del parque de fabricación de un puente curvo. En la zona I, se dispone la suela metálica que determina el camino de rodadura del dintel. En la zona II, se construye la parte superior del dintel sobre la parte I, que se apoya en apoyos puntuales deslizantes.
b) y c) Parque de fabricación del acueducto de los Monegros. En la figura 6 b se ve, en primer término, la zona I, con la suela metálica de nivelación y el encofrado inferior y lateral. Al fondo se ve el encofrado de la zona II. Las zonas I y II pueden cubrirse, para poder trabajar cualesquiera que sean las condiciones climáticas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

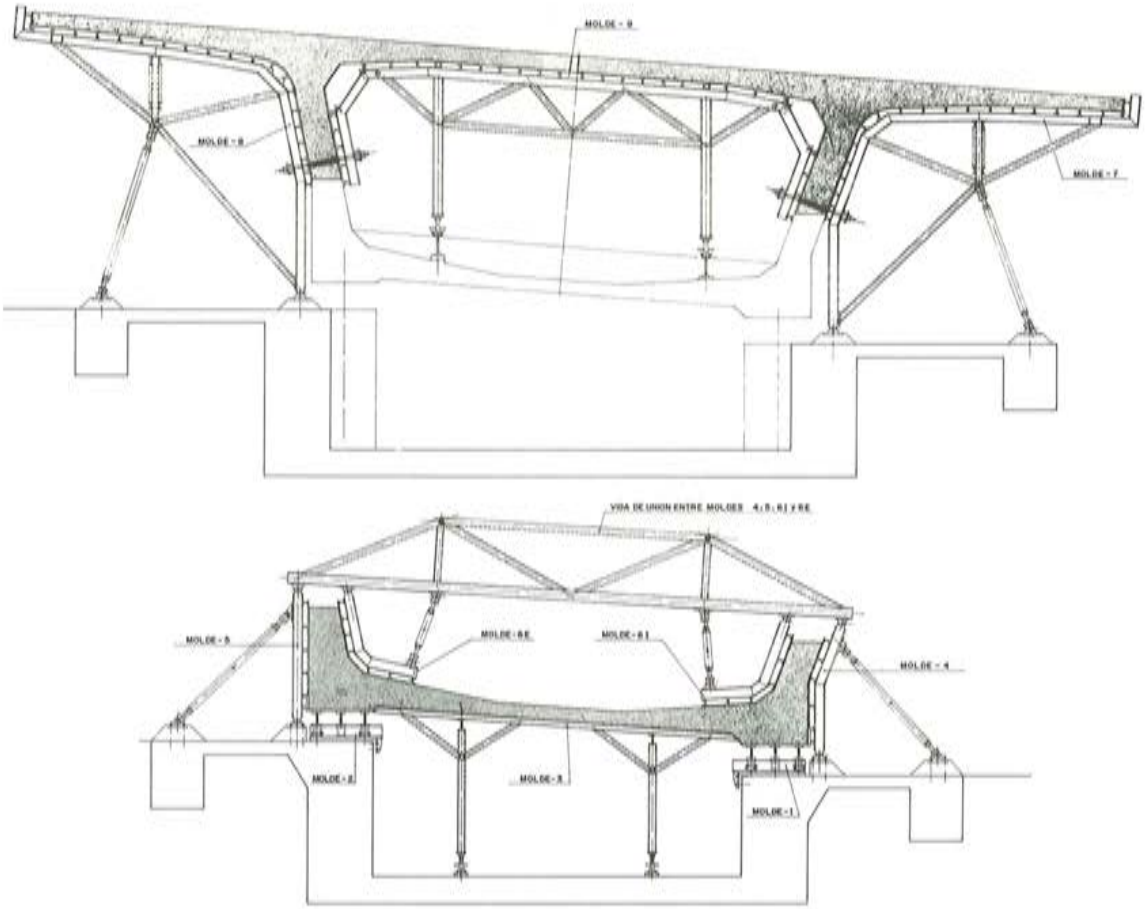


Fig. 7. Moldes metálicos necesarios para construir la parte inferior y superior del cajón.

El hormigonado de la viga cajón en dos partes, tiene sus ventajas e inconvenientes. Como ventajas se pueden proponer dos:

1) La ejecución de la viga cajón es más simple, dado que el hormigonado de la losa superior es más fácil si el molde puede apoyarse en el hormigón endurecido de la losa inferior. De otra manera, el encofrado interior se complica bastante.

2) La fuerza de empuje necesaria para movilizar el puente es más pequeña. En efecto; esta fuerza se obtiene como suma de la desarrollada en la parte del puente apoyada en teflón, más la correspondiente a la zona I, en la que el hormigón se apoya sobre acero. El coeficiente de rozamiento del teflón puede alcanzar un máximo del 5 por 100 en los momentos de arranque; pero se puede reducir al 1 ó 2 por 100 si los apoyos de teflón son pequeños y están untados con silicona. Por el contrario, el coeficiente de rozamiento entre el hormigón y el acero oscila alrededor del 50 por 100. Resulta evidente que cuanto menos peso exista en la zona I, menos fuerza de empuje necesitaremos.

El hormigonado de la dovela en dos fases, tiene también inconvenientes que conviene señalar. El hormigonado de una dovela tiene un ciclo de una semana, y es simultáneo al correspondiente a las zonas I y II (Figura 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

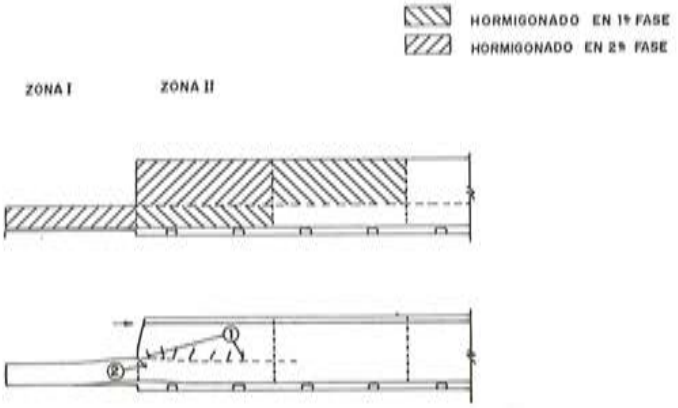


Fig. 8. El hormigonado de la zona I y la parte superior de la zona II, es simultáneo y se realiza perfectamente en un ciclo por semana. Sobre la zona II, el hormigón superior es impedido, en su deformación, por la parte inferior; lo que puede producir un agrietamiento del hormigón. Esta tendencia será tanto mayor cuanto más se tarde en realizar un ciclo de construcción.

En la zona II se unen, longitudinalmente, dos hormigones de una semana de diferencia de edad. Este hecho, junto con las acciones de postensado, puede producir, si no se tiene en cuenta, dos tipos de grietas:

Grietas tipo I: Se producen por deformación diferencial del hormigón en la interfase. Esta deformación diferente, se debe al mayor acortamiento de la parte superior respecto a la inferior, por acortamiento elástico del pretensado superior y por la parte instantánea, o casi instantánea, de la deformación de retracción y de fluencia que, en la parte inferior del cajón, se ha producido una semana antes.

Al impedir la parte inferior la deformación de la superior, ésta se agrieta.

Grietas tipo II: Son oblicuas y corresponden al levantamiento que experimenta la zona I al introducir el pretensado en la II.

Para evitar estas grietas se tiende a postensar simultáneamente la parte inferior y superior del cajón y a disponer, además, una armadura pasiva, perpendicular a la zona de agrietamiento.

Es evidente que el hormigonado de una sóla vez de todo el cajón, evita estos problemas y hacia ello se tiende.

En alguna ocasión, lo que se hace es, después de hormigonar de una sóla vez la dovela sobre la suela metálica que le proporciona su planeidad, esta suela se desciende con gatos. La dovela queda colgando de las zonas ya hormigonadas, con lo que se evita el fuerte rozamiento entre hormigón y acero en el momento de empujar. Esto, evidentemente, no puede hacerse en las primeras fases de levantamiento, pues no hay hormigón a que agarrarse; pero en esta fase la carga de empuje es pequeña, pues el puente aun no está hecho y no existe peso. Se puede empujar sin descender el encofrado.

La operación de descenso y ascenso del encofrado en la zona más delicada como es la "suela metálica", suele ser costosa. Es necesario, en este caso, rigidizar el molde 1, (figura 7), para facilitar la operación.

Tan importante es tener perfectamente nivelada la suela metálica, que en el caso de que sean de esperar asientos del terreno bajo el muro que la sustenta, se debe dejar la suela con posibilidad de nivelarla en cada fase de lanzamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Hoy en día, se esta trabajando en reducir el coeficiente de rozamiento entre el acero de la suela y el hormigón, por interposición de elementos deslizantes, permitiendo así deslizar el puente sin descender el encofrado.

A la utilización de dovelas prefabricadas, elementales, con las que formar la dovela grande que se va a lanzar, no se le ve sentido, salvo en el caso de que se tengan los moldes metálicos del cajón. Las operaciones de nivelación del conjunto son las mismas; lo cual deberá repercutir en la ejecución de las dovelas elementales.

2 – Nariz o Pico de avance.

Es una estructura metálica, normal, sobre la que conviene hacer varias puntualizaciones (Figura 9).

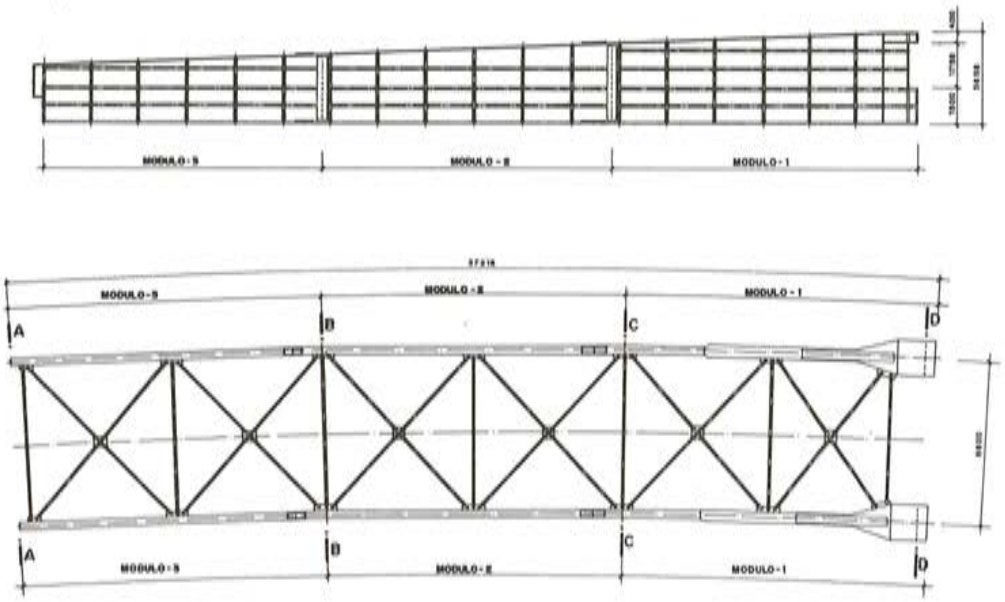


Fig. 9. Alzado y planta de un pico, o nariz metálica, de avance.

a) Se fabrica en dos o tres partes, unidas con tornillos calibrados, para facilitar el transporte.

b) El arriostramiento transversal entre las dos vigas, no debe cubrir más que las necesidades de arriostramiento al pandeo de las cabezas superior e inferior. Aún en puentes de planta curva, la rigidez transversal no es demasiado importante si el radio de curvatura no es muy pequeño.

c) Las condiciones de planeidad de la parte inferior, son poco exigentes en la parte delantera, pues el pico es bastante flexible cuando esta parte entra en la pila. Pero cuando nos vamos acercando al cajón de hormigón, estas exigencias aumentan.

d) La cabeza inferior debe estar provista de un ala vertical que sirve de encarrilador del puente sobre los topes laterales de los apoyos deslizantes. Conviene determinar las flexiones locales que se producen en la cabeza inferior por la reacción superficial que introducen los apoyos de teflón, y rigidizarla transversalmente. Estas cargas son rápidamente crecientes, desde la parte delantera, a la de unión con el cajón de hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

e) En la parte delantera del pico de avance, se instala un gato con el fin de nivelar la punta del pico con el apoyo sobre las pilas, eliminando así la flecha de peso propio que toma la ménsula al llegar a la pila.

f) En la parte trasera, se efectúa la unión del pico con el hormigón del dintel. Esta unión debe ser capaz de transmitir al dintel la flexión y el cortante producido por la reacción de la pila en el pico de avance.

La flexión es de dos tipos. Flexión negativa, la más pequeña, que corresponde al peso propio del pico. Flexión positiva, la más importante, que corresponde a la reacción de la pila. Ambas se absorben mediante pretensado. El cortante se transmite a través de los tacones dejados, al efecto, en pico y dintel.

Es muy frecuente que no exista coincidencia entre el plano de las vigas metálicas, que es vertical, y las almas de la viga cajón, cosa que ocurre cuándo éstas son inclinadas. En este caso hay que estudiar con detalle los esfuerzos que se producen en la parte frontal de la viga cajón, para disponer los elementos necesarios que permitan realizar una adecuada transmisión de flexión y cortante entre viga y pico de avance.

3 – Gatos de empuje

Pueden ser de dos tipos: gatos que tiran del puente o gatos que empujan al puente.

Los primeros pueden ser de cualquier tipo y transmiten su carga por medio de cables o barras a la dovela trasera. Tienen un inconveniente y es que sólo pueden accionar el movimiento hacia adelante y, como veremos cuando analicemos las precauciones a tomar durante la construcción, a veces es necesario mover el puente hacia atrás.

Los gatos más frecuentes son los que empujan el puente, (figura 10), y están absolutamente normalizados. Estos gatos se componen de un gato que levanta el puente, acoplado a otros dos que lo empujan. El gato que levanta el puente tiene, en la parte superior, una placa de gran coeficiente de rozamiento, 0,7 normalmente, y que pone en contacto la parte superior del gato con el dintel. En la parte inferior, se apoya sobre teflón y una placa de acero inoxidable. La activación del movimiento se hace en dos fases. En la primera, el gato vertical levanta el puente 3 ó 4 mm, con lo que recibe una gran carga vertical y, por tanto, una gran capacidad de transmitir carga horizontal al puente por el rozamiento fuerte que tiene con el hormigón. A continuación, se ponen en marcha los gatos horizontales, que empujan hacia adelante, movilizando el gato vertical con el puente.

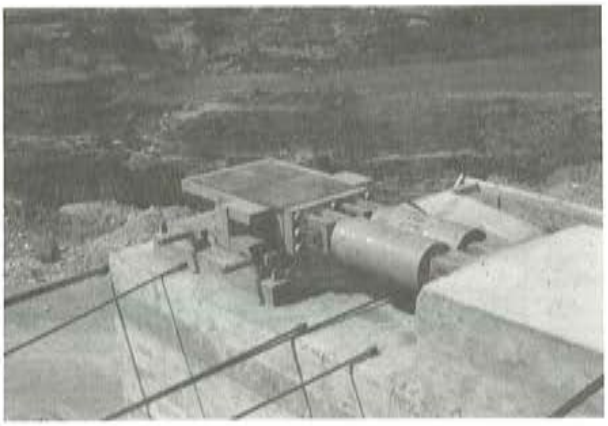


Fig. 10. Gatos de empuje situados bajo el estribo en el Acueducto del Alcanadre. El gato delantero es vertical y levanta el cajero. Los gatos de empuje son horizontales y deslizan el gato delantero y el acueducto, a la vez. Cuando desciende el gato delantero, el acueducto se apoya en el tacón de hormigón del estribo, y los gatos horizontales pueden recuperarse.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La carrera de estos gatos es del orden de 20 cm. Una vez que se ha producido el arrastre total, el gato vertical desciende, se libera del puente, y los gatos horizontales pueden recogerse arrastrando consigo al vertical.

Esta operación puede tardar 1 minuto; y el lanzamiento de 15 ó 20 m de puente, 2 a 3 horas.

Los gatos de empuje permiten cambiar el sincronismo entre elevación y movimiento horizontal, para poder mover el puente hacia atrás. También, a los gatos de empuje se les adosa barras o cables, que permitan tirar del puente. Esto es necesario en las primeras y últimas fases del lanzamiento. En las primeras, porque el puente aun no está situado sobre los gatos (estos se colocan siempre en el estribo); y en las últimas, porque puede ocurrir que la carga de empuje sea tan grande, por estar todo el puente construido, que la reacción vertical en los gatos de levantamiento, no sea suficiente para, por rozamiento, movilizar todo el puente. Este último problema se agudiza cuando se lanzan puentes en pendiente hacia arriba, pues ésta se suma al coeficiente de rozamiento para determinar la carga total horizontal que hay que movilizar.

4 – Apoyos deslizantes.

Durante todo el proceso de lanzamiento y en todos los puntos donde el puente se apoya, ya sean pilas, estribo o parque de fabricación (salvo en la zona I), deben disponerse apoyos de neopreno-teflón.

Estos pueden ser de dos tipos: provisionales o definitivos. El apoyo provisional se emplea en todas las zonas en donde definitivamente no va a haber puente, como es el parque de fabricación. Sobre las pilas, los apoyos pueden ser provisionales y sustituirlos por los definitivos una vez que se haya terminado el puente; o disponer los apoyos definitivos, a los que se añade un segundo nivel deslizante para utilizarlo durante el lanzamiento.

El apoyo provisional, (figura 11), está formado por un bloque de hormigón, fuertemente armado, de 15 a 35 cm de espesor, y perfectamente nivelado, sobre el que se dispone el camino de deslizamiento y una guía lateral. El camino de rodadura está recubierto por una chapa de acero inoxidable, pulida y tensada. Sobre ella, se disponen unas "almohadillas" de neopreno-teflón, de 10 a 13 mm de espesor. La parte de neopreno va en contacto con el

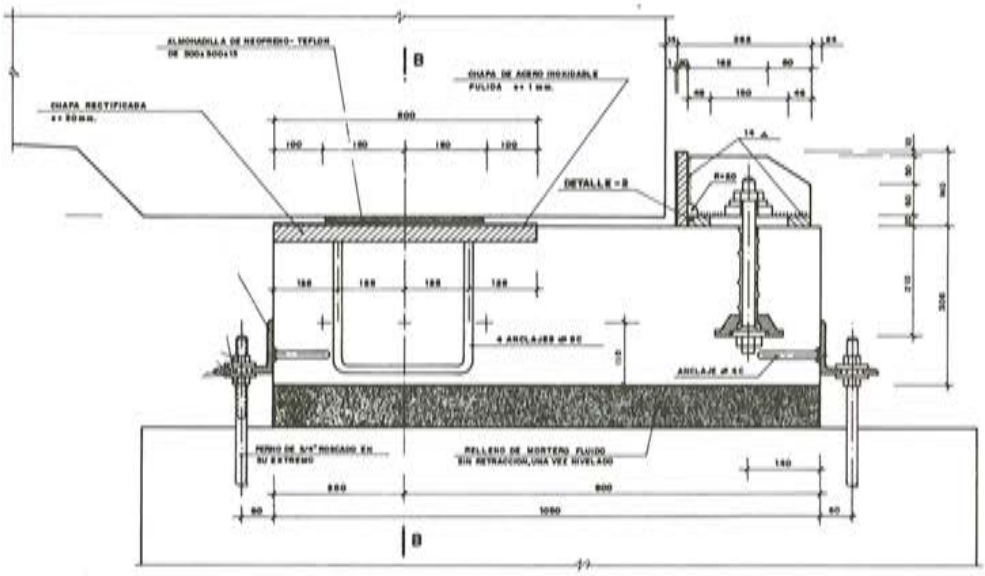


Fig. 11. Apoyo provisional. Los bordes redondeados de los apoyos de guía y deslizamiento, se disponen para facilitar la acometida del pico de avance.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

puente; y la de teflón con el acero inoxidable. En su movimiento, el puente arrastra la almohadilla, que caerá por delante y es introducida de nuevo por detrás. Se ha intentado, en muchas ocasiones, que el cambio de almohadillas se realice automáticamente, sin intervención humana; pero no se ha conseguido. Esto sería muy ventajoso, pues cada empuje supone la utilización de un gran número de personas que, además de su coste, son causa de errores humanos, durante las dos o tres horas que dura la operación. En la guía lateral también existen almohadillas de neopreno-teflón. La superficie del apoyo y el número de almohadillas, depende de la carga vertical que tenga el apoyo.

Respecto a los coeficientes de rozamiento entre almohadillas y acero inoxidable, ya hemos citado que, en el momento de arranque, puede llegar al 5 por 100, sobre todo si es en tiempo frío, para bajar al 3 ó 3,5 por 100 en régimen de empuje normal. Sin embargo, estos coeficientes son demasiado altos y conviene reducirlos al mínimo, dado que la fuerza de rozamiento se convierte en carga horizontal en cabeza de pila, sobrepasando su valor a la máxima carga en la etapa de servicio.

Para reducirlo conviene poner las almohadillas lo más pequeñas que sea posible, siempre que sean compatibles con la carga vertical que las solicitan. Esto obliga a un zunchado muy intenso de las mismas y, entonces, las cargas verticales admisibles pueden alcanzar los 200 kg/cm². La superficie de teflón disminuye y con ella la carga de rozamiento. Junto con esta precaución, conviene untar las almohadillas con silicona y mantenerlas limpias de polvo o pequeñas incrustaciones. En este caso, el coeficiente de rozamiento puede reducirse al 1 por 100 ó 2 por 100.

Una vez que el proceso de lanzamiento está terminado, se levanta el puente con gatos, para los que hay que dejar alojamiento en la parte superior de las pilas, y se sustituyen los apoyos provisionales por los definitivos. Esta misma operación hay que realizarla si se utilizan los apoyos definitivos para el lanzamiento; pues es necesario bloquear el nivel de deslizamiento, utilizado durante el lanzamiento, eliminar las almohadillas y soldar la parte superior de este apoyo a chapas metálicas dejadas al efecto en el dintel.

PRECAUCIONES QUE HAY QUE TOMAR DURANTE EL PROCESO DE EMPUJE

Ya hemos insistido bastante sobre la obligación de un replanteo, en alzado, lo más preciso posible, para que el proceso de lanzamiento se desarrolle con suavidad y sin problemas. Conviene aquí señalar un hecho importante. Si el orden de magnitud de los errores de replanteo es el centímetro, en puentes normales, cuando se utilizan tecnologías especiales, como es ésta, o cuando se utiliza la prefabricación de puentes por dovelas, el orden de magnitud de los errores debe dividirse por 10. El equipo de topografía debe ser de primera calidad.

El segundo y más importante problema que es necesario controlar durante el proceso de lanzamiento, es la deformación horizontal de las cabezas de las pilas. Si tomamos grandes seguridades en el coeficiente de rozamiento en las almohadillas, haremos las pilas innecesariamente caras y su control no deberá ser grande. Si afinamos en los coeficientes de rozamiento, resulta imprescindible controlar el corrimiento en cabeza de la pila que, a modo de muelle, nos está diciendo qué empuje horizontal estamos introduciendo. Se marcan unos límites de deformabilidad, en función de la capacidad de resistencia de la pila; y éstos no deben ser sobrepasados. En caso de que así ocurra, debe detenerse el lanzamiento y realizar la investigación correspondiente.

Muchas veces, el problema se produce al introducir en el apoyo una almohadilla al revés, lo cual ocurre casi siempre, pues la operación de introducir almohadillas es muy rutinaria y se realiza en dos puntos por pila y muchas veces durante un lanzamiento de 20 m. En ese caso, el puente se frena. Entonces, es necesario dar marcha atrás al proceso de lanzamiento, hasta sacar la almohadilla mal metida. Sin un control adecuado de la deformabilidad de

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

las pilas y habida cuenta de que puede haber muchas, podemos no darnos cuenta y agrietar seriamente la pila. Se suele notar en que la carga de empuje sube bastante; pero si la longitud del puente es muy grande, este darse cuenta puede ocurrir cuando los daños producidos son irreparables.

AMBITO DE APLICACION DEL PROCEDIMIENTO Y COMPARACION DE SU ADECUACION CON OTROS METODOS CONSTRUCTIVOS

Ya hemos dicho, en la introducción, que este procedimiento constructivo se ha utilizado para luces de hasta 60 ó 70 m y en puentes suficientemente largos, de 600 a 700 m, con el fin de que sea rentable la utilización de los diversos medios auxiliares necesarios. Precisemos ahora un poco mejor el problema.

Ya en la primera realización en hormigón, el puente del Caroní, en Venezuela, Leonhardt utilizó una luz libre entre pilas de 90 m, aunque para el lanzamiento utilizó pilas provisionales, intermedias, reduciendo así a la mitad la luz libre durante el lanzamiento. Este procedimiento, muy utilizado en la tecnología alemana, conviene discutirlo. Somos de la opinión de que, si para construir un puente por empuje es necesario construir muchas pilas intermedias provisionales, más vale dejar estas pilas como definitivas y reducir el coste del puente; pues, como ya hemos visto, generalmente, las solicitaciones más importantes en las pilas se producen durante la construcción. Otra cosa es utilizar una sola pila provisional, si local y temporalmente esta pila puede disponerse y la luz grande que salva es necesaria en su funcionamiento definitivo.

Lo normal es que el ámbito de luces económicas para puentes empujados largos, no pase de los 50 m. En nuestra realización del Acueducto del Alcanadre, utilizamos una luz definitiva de 60 m (pensamos que es la mayor utilizada sin apoyos intermedios) porque, en este caso, la sobrecarga, al ser enorme (25 t/ml), permitía estirar la luz óptima, sin pasar de 30 m, con la longitud del pico de avance.

En cuanto a la longitud económica de 600 a 700 m, nos parece adecuada. En el caso de que el sistema se utilice para varios puentes, la longitud total puede reducirse.

En cuanto a su comparación con otros procedimientos constructivos, conviene hacerla con el sistema que utiliza las cimbras autoportantes, autolanzables, ya que este procedimiento resuelve el mismo problema, con las mismas condiciones de liberar el puente del terreno durante la construcción, y en ámbito de luces similares.

Comparando los medios auxiliares necesarios y su coste, conviene precisar las luces que consideramos. Si las luces no sobrepasan los 30 m, en el mercado existen cimbras para alquilar, y su coste puede ser menor que los medios del puente empujado, mucho menos normalizado.

En cuanto la luz pasa del tamaño señalado, el coste de la cimbra autoportante sube exageradamente y se hace claramente más cara.

Si miramos el transporte de materiales y la precisión en la ejecución, el problema se decanta claramente de lado del puente empujado. De la misma manera, la rentabilidad de la mano de obra y su eficacia, es mucho mayor en el puente empujado.

Para puentes extremadamente largos, en los cuales el coste de los medios auxiliares reduce su peso en el presupuesto total frente a los materiales definitivamente instalados, la ventaja recae claramente en la cimbra autoportante, pues debemos recordar que el puente empujado obtiene un mal rendimiento del pretensado y, por tanto, aumenta su cuantía.

En cuanto a la aplicabilidad del procedimiento a cualquier tipo de puentes, el método

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

de la cimbra autoportante es mucho más aplicable, ya que no tiene las limitaciones que el empujado impone a la geometría en planta del puente.

Existe otro problema que siempre conviene contemplar, salvo en aquellos casos, como los señalados, que esté clara la ventaja de un procedimiento sobre otro. En el ámbito de competencia real es muy probable que la decisión se decante del lado en que el constructor está más habituado. Todo es fácil en las operaciones que se conocen y difícil en las desconocidas; lo que repercute en el riesgo que se adopta al poner precios.

Acueducto de Los Monegros (HUESCA)

Dirección y Administración: Confederación Hidrográfica del Ebro. Ing. José Antonio Vicente, Jaime Fernández Moreno, Florentino Rodríguez.

Proyecto: Carlos Fernández Casado, S.A. Javier Manterola, Leonardo Fdez. Troyano, Miguel A. Astiz, Miguel A. Gil, Amando López Padilla, José Cuervo, José Montero, Agustín Sevilla.

Construcción: Auxini. José Fernández, Alfonso Beltrán de Lis.

Postensado y apoyos: Stronghold.

El canal de los Monegros, en su tramo IV, tiene que salvar el barranco de S. Juan, que produce una diferencia de cotas importante entre el terreno y la línea de nivel del Canal. Después del estudio de diferentes trazados, se optó, finalmente, por cruzar en línea recta; lo que obligaba a construir un acueducto de 744 m de longitud, con una altura máxima de pilas de 40 m.

En el año 1977 realizamos, con la misma empresa constructora y para el mismo sistema de riegos, el acueducto del Alcanadre, con 56 m de altura de pilas, 60 m de luz y un caudal de agua de 40 m^3/s, (Figura 12). El acueducto de los Monegros necesita transportar un caudal de agua de 51 m^3/s, pero las condiciones generales del trazado, permitieron proporcionar una pendiente longitudinal mayor, con lo que la sección transversal resultó bastante menor. El acueducto del Alcanadre necesitó una sección de agua de 25 m^2, mientras que el de los Monegros sólo necesitó 17 m^2.

Fig. 12. Acueducto de los Monegros, en fase de lanzamiento.

La solución adoptada para el acueducto de los Monegros, está constituida por un cajero continuo, de 744 m de longitud, dividido en 19 vanos; dos extremos, de 32 m y 17 interme-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

dios, de 40 m. El procedimiento de construcción elegido es el de cajero empujado, muy favorable en este caso, tanto por la longitud del acueducto como porque todos los medios auxiliares, como son la suela metálica, pico de avance, gatos de empuje, etc., son los mismos que los utilizados en el acueducto del Alcanadre.

La sección transversal utilizada es similar a la del acueducto del Alcanadre, aunque de dimensiones más pequeñas, (Figura 13). Se trata de una sección abierta, de 4,7 m de canto total y paredes de 0,25 m de espesor, arriostrada en la parte superior por tirantes de hormigón, cada 4 m, y de 0,4 m de anchura y 0,3 m de espesor. Encima de las pilas, el tirante superior tiene 1,2 m de anchura.

Las pilas tienen una sección transversal en doble "T", constante de arriba a abajo, con dimensiones de 4,7 m por 2,5 m, y espesor de paredes de 0,6 y 1 m (Figura 14).

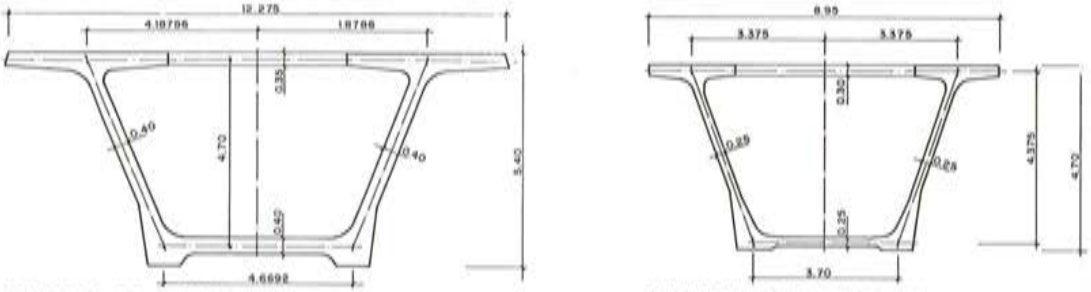


Fig. 13. Sección transversal del acueducto del Alcanadre y del acueducto de los Monegros.

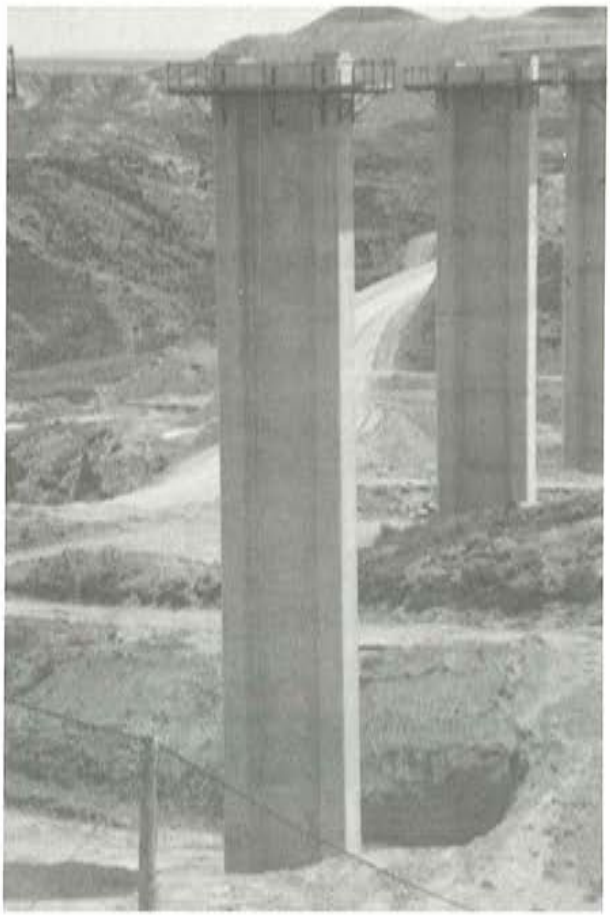


Fig. 14. Pila, con pasarela de madera para el manejo de las almohadillas, durante el lanzamiento.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

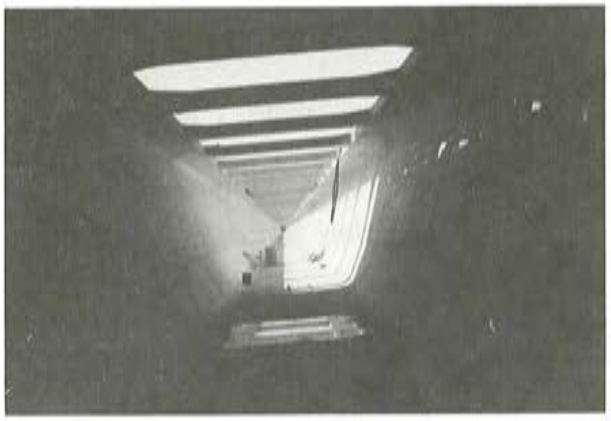
La cimentación es directa.

El diseño de un acueducto establece una serie de características particulares que no tiene un puente. En primer lugar, está su función, transportar agua, que en este caso determina una solicitación muy grande, 17 t/ml. El caudal, una vez fijada la pendiente, determina una sección transversal útil casi constante, cualquiera que sea su forma.

Se puede realizar una sección ancha y de poca altura, o alta y de poca anchura; ambas resuelven el problema funcional, pero determinan unas características resistentes muy diferentes. Por otro lado, está la altura de pilas y su número y, por último, las condiciones de cimentación.

Estas últimas influyen de una manera determinante; pues las condiciones de optimización de luz y sección transversal del cajero, suelen abocar a dinteles muy rígidos, con lo que los asientos diferenciales pueden producir esfuerzos muy importantes. En nuestro caso, las condiciones de cimentación eran bastante buenas, los asientos esperables pequeños y su influencia en el diseño del cajero no muy importante. En otros casos, este problema puede resolverse haciendo cajeros isostáticos; pero entonces el número de juntas sale grande y la estanquidad del acueducto se hace más problemática. La solución a que llegamos en la optimización de estas variables está reflejada en las características geométricas del acueducto (Figura 15).

a)



b)

Fig. 15. Acueducto en una fase avanzada del lanzamiento: a) vista exterior; b) vista interior.

Aparte de los problemas resistentes originarios del proceso constructivo empleado y que hemos reseñado en la introducción, la determinación de los esfuerzos en el acueducto es muy simple, ya que la sobrecarga de agua es uniforme y constante. Realizamos un modelo, constituido por el dintel y las pilas, que permite tener en cuenta los asientos diferenciales de la cimentación, así como las variaciones de temperatura, fluencia y retracción en pilas, que producen esfuerzos en el dintel por la altura diferente de las mismas.

Otro problema resistente que conviene señalar, lo constituye la imposibilidad de disponer vigas riostras internas en el cajero, en la zona de pilas. En el acueducto del Alcanadre dispusimos una viga riostra exterior, de poca entidad, pero suficiente para resolver la gran concentración de tensiones que producían las 3.000 t de reacción que aparecen en las pilas a acueducto lleno. En el caso de los Monegros esta carga es más pequeña, no solo por el menor peso de cajero y agua, sino porque la luz es un 50 por 100 menor. Realizamos un modelo de elementos finitos, espacial, del nudo de unión pila-cajero, observando que las tensiones que se producían eran perfectamente resistibles por el cajero normal, sin rigidización. Solamente fué necesario aumentar la anchura del tirante superior en esa zona.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La construcción del acueducto sigue las pautas indicadas en la introducción. Las dovelas eran de 20 m de longitud y se realizaba un lanzamiento por semana. El pico de avance utilizado fué el del Alcanadre, de 30 m de longitud, lo cual reducía extraordinariamente los momentos flectores producidos durante la construcción. Como este pico de avance estaba diseñado para un cajero de más canto, en los Monegros fué necesario realizar un acoplamiento frontal, que se destruyó una vez lanzado (Figura 16).

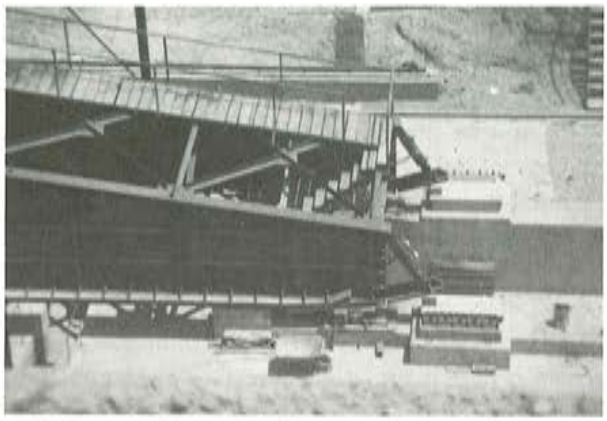


Fig. 16. Pico metálico colocado sobre el parque de fabricación.

Puentes de Tula y Atoyac (México)

Dirección y Administración: FFCC Federales. Ing. Eduardo Barouse.

Construcción: Maiz Mier, empresa constructora (Tula).

Proyecto: Carlos Fernández Casado, S.A. Javier Manterola, Leonardo Fdez. Troyano, Miguel A. Astiz, Miguel A. Gil, Amando López Padilla, José Cuervo, José Montero, Agustín Sevilla.

Postensado, apoyos y medios auxiliares: Mexicana de Presfuerzo. Ing. Juan del Avellano y José Luis Quintana.

Se trata de dos viaductos de FF.CC., de las mismas dimensiones, 496 m de longitud, y formados por 10 vanos: 2 extremos de 40 m y ocho intermedios de 52 m. Los dos puentes estan planteados para vía doble y la diferencia entre ellos es la forma y altura de las pilas (Figura 17).

Fig. 17. Puente de Tula.

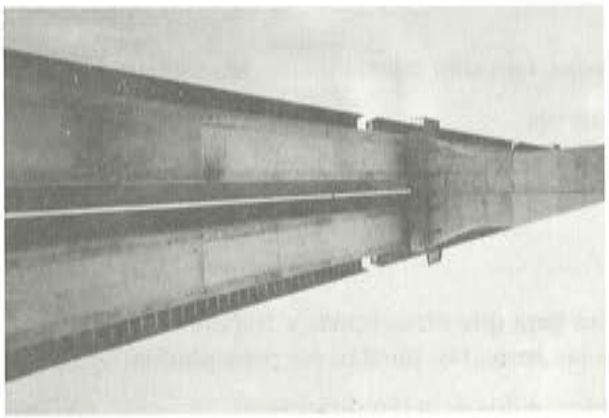
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Cada vía de FF.CC. está soportada en un cajón rectangular, de 4,00 m de canto, con almas de 0,35 m de espesor. Las pilas tienen 30 m de altura (Figura 18).

Fig. 18. Lanzamiento de los cajones del puente de Tula.

Fig. 19. Puente de Atoyac, durante el lanzamiento.

El método de construcción de avance por empujes sucesivos es, en este caso, muy favorable, dado que estos puentes tienen una sobrecarga de FF.CC. con valores mucho más altos que los FF.CC. españoles (Figura 19).



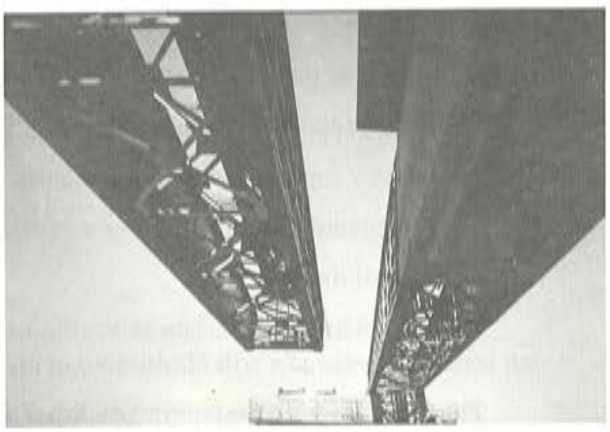


Fig. 20. Vista inferior de pico y dintel en el puente de Tula.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Los problemas constructivos y resistentes no ofrecen, en este caso, particularidades especiales sobre los ya reseñados, salvo los que se derivan de la gran solicitación sísmica a que están sometidos. Este hecho obliga a unos anclajes longitudinales, en estribos, muy poderosos y a una gran rigidez transversal en las pilas (Figura 20).

* * *

VI Jornadas Chilenas del Hormigón

El Director de la Escuela de Construcción Civil de la Facultad de Arquitectura de la Universidad de Valparaiso (Chile) nos informa que, con la colaboración del Centro Tecnológico del Hormigón y del Instituto Chileno del Cemento y del Hormigón, han organizado las VI Jornadas Chilenas del Hormigón que se celebrarán en Valparaiso los días 23, 24 y 25 de octubre de 1986.

El objetivo central de estas Jornadas será el de reunir a profesionales, investigadores y empresarios de la Construcción e Industrias de materiales afines a ella, con el objeto de intercambiar conocimientos y establecer o estrechar relaciones para el mejor estudio de la Ciencia y las Tecnologías del Hormigón y su desarrollo.

Como temas orientadores de estas VI Jornadas, han sido seleccionados los siguientes:

- Nuevas tecnologías en hormigones y morteros.
- Daños y reparaciones en hormigones.
- Prefabricado en hormigones y morteros.
- Control de calidad.

El establecimiento de esta selección no obsta para que otros temas y trabajos que ofrezcan interés en relación con el objetivo central de las Jornadas, puedan ser presentados.

Para cualquier información adicional, los interesados deberán dirigirse a:

D. Juan Moya Castillo
Escuela de Construcción Civil
Universidad de Valparaiso
Av. El Parque, s/n – Playa Ancha
Casilla 1470
Valparaiso (Chile)

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

591-2-187

Los puentes del enlace de Burgos-Sur en la conexión de la CN-I con la A-1

Ignacio Granell Vicent
José I. Gonzalez Esteban
Ingenieros de Caminos

Con la construcción de la circunvalación de Burgos ha quedado establecida la unión directa entre la CN-I y la A-I. Perteneciente a esta circunvalación y precisamente donde se realiza su conexión con la carretera nacional, se encuentra el Enlace de Burgos-Sur, enlace donde se integran los puentes objeto de esta comunicación (véase figura 1).

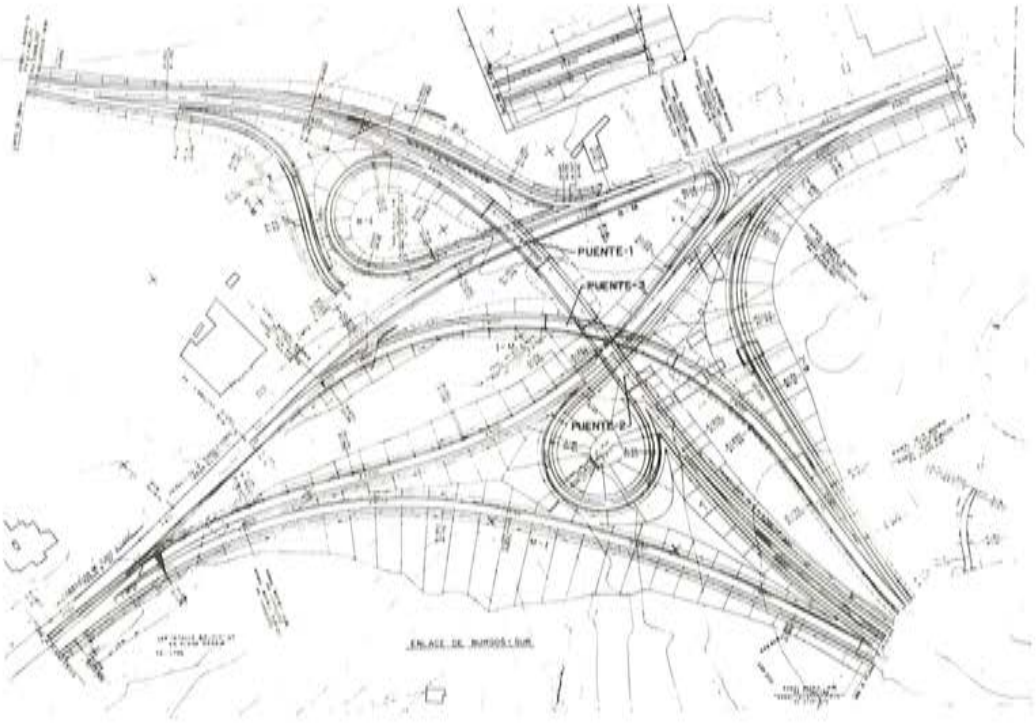


Fig. 1. Planta General del Enlace.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. DESCRIPCION DEL ENLACE

En este enlace confluyen cuatro movimientos bidireccionales, correspondientes a los tráficos con origen-destino Madrid, Irún, Burgos y Valladolid, respectivamente. La configuración planteada para el mismo es de trébol incompleto, en el que el emplazamiento del ramal semidirecto Irún-Madrid hace necesario el desdoblamiento de la CN-I; esta configuración, juntamente con el objetivo de lograr el mínimo número de estructuras, ha hecho llevar el punto de cruce del anterior ramal con la carretera nacional, a la intersección de los movimientos Valladolid-Irún y Madrid-Burgos, dando lugar de esta manera a un cruce a tres niveles. Funcionalmente, de los doce movimientos posibles, ocho quedan servidos por ramales directos: Madrid-Irún, Madrid-Burgos, Irún-Burgos, Irún-Valladolid, Burgos-Valladolid, Burgos-Madrid, Valladolid-Madrid (con stop en la incorporación), y Valladolid-Irún; uno, el Irún-Madrid, mediante ramal semidirecto; mientras que los tres restantes, Burgos-Irún, Valladolid-Burgos y el cambio de sentido sobre la CN-I, se resuelven mediante los correspondientes lazos.

De los tres puentes resultantes, el puente 1, situado independientemente de los otros dos, resuelve el paso del ramal Irún-Valladolid sobre la calzada Burgos-Madrid de la CN-I, mientras que los puentes 2 y 3, un ubicaciones en planta superpuestas, componen el cruce a tres niveles; el segundo nivel, constituído por el puente 2, resuelve el paso del anterior ramal sobre la calzada Madrid-Burgos de la CN-I, mientras que el tercer nivel, constituido por el puente 3, corresponde al paso del ramal Irún-Madrid sobre los dos niveles inferiores (véase foto 1).

Foto 1. Vista del cruce a tres niveles.

Desde el punto de vista geológico-geotécnico cabe señalar que la zona se encuentra sobre una capa de suelos de espesor variable, debajo de los cuales se localiza el macizo rocoso, constituído por la denominada formación Burgos, compuesta por una alternancia de arcillas, margas y calizas, sanas prácticamente desde la superficie. Sobre esta formación se ha realizado la cimentación de los puentes, habiéndose considerado una tensión admisible de 5 kg/cm^2.

Los tres puentes se han proyectado como estructuras continuas de hormigón postensado, cimentadas superficialmente y construidas sobre cimbra convencional. A continuación se realiza una descripción de los mismos, contemplando su triple aspecto: morfológico, de análisis estructural y constructivo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

2. PUENTES

2.1. Descripción

Sus características geométricas generales son las siguientes: (véanse figuras 2 y 3).

Puente 1

- 3 vanos de luces 16,5 – 27 y 16,5 m.
- Anchura de 16,5 m.
- Radio en planta de 350 m.

Puente 2

- 3 vanos de luces 16,5 – 27 y 16,5 m.
- Anchura de 16,5 m.
- Planta recta.

Puente 3

- 4 vanos de luces 20-32, 5-32, 5 y 20 m.
- Anchura de 12,5 m.
- Radio en planta de 250 m.

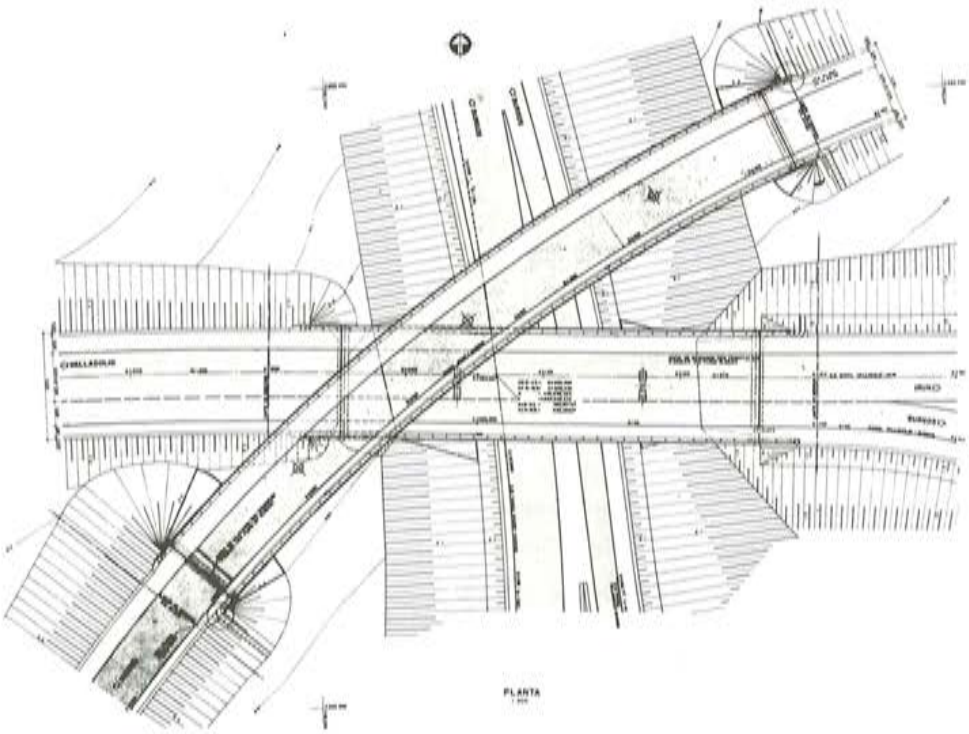


Fig. 2. Planta puentes 2 y 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

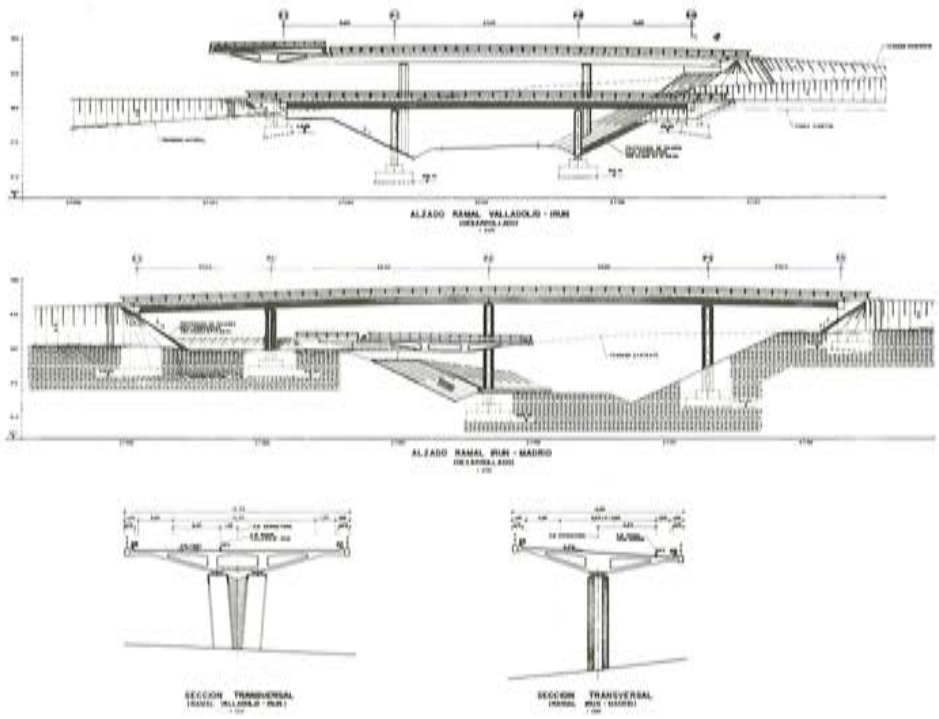


Fig. 3. Alzados y secciones de puentes 2 y 3.

Su sección transversal se ha diseñado buscando una uniformidad de formas, redundante en una homogeneidad de aspecto exterior y en una simplicidad constructiva; esencialmente está constituida por un cajón trapecial con almas laterales fuertemente inclinadas, de canto constante igual a 1,40 m y anchura variable según el puente, suplementado con voladizos laterales hasta completar la anchura total de cada plataforma. En los puentes 1 y 2 el cajón consta de tres células: una central rectangular y dos laterales triangulares, siendo éstas últimas análogas a las dos de que consta el puente 3.

La losa superior, tanto en las zonas aligeradas como en los voladizos, tiene un espesor de 25 cm, acartelándose, hasta un espesor de 40 cm, en su unión con las almas verticales. La inferior tiene un espesor de 20 cm, acartelándose de igual manera, hasta 30 cm, en su unión con las almas; en el puente 3, en las proximidades de estribos y pilas, se aumenta su espesor a 30 cm.

En los puentes 1 y 2 las almas verticales tienen un espesor de 70 cm, abocinándose sobre las líneas de apoyo con objeto de mejorar la transmisión de las reacciones. En el puente 3, el nervio central tiene 1,80 m de anchura, abocinándose, así mismo, en zona de estribos, permitiendo de esta manera la apertura del haz de tendones de pretensado.

En los tres puentes se disponen riostras transversales sobre las líneas de apoyo, de 1 m de anchura en estribos y de 1,50 m de anchura sobre pilas.

Todos estos detalles quedan reflejados en las figuras 4 y 5.

Con este diseño se han obtenido dos tipos de sección, muy rígidas frente a la distorsión, y en las que se establecen claramente los esquemas resistentes frente a los esfuerzos provenientes, tanto de la flexión como de la torsión, consiguiéndose por otra parte un resul-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

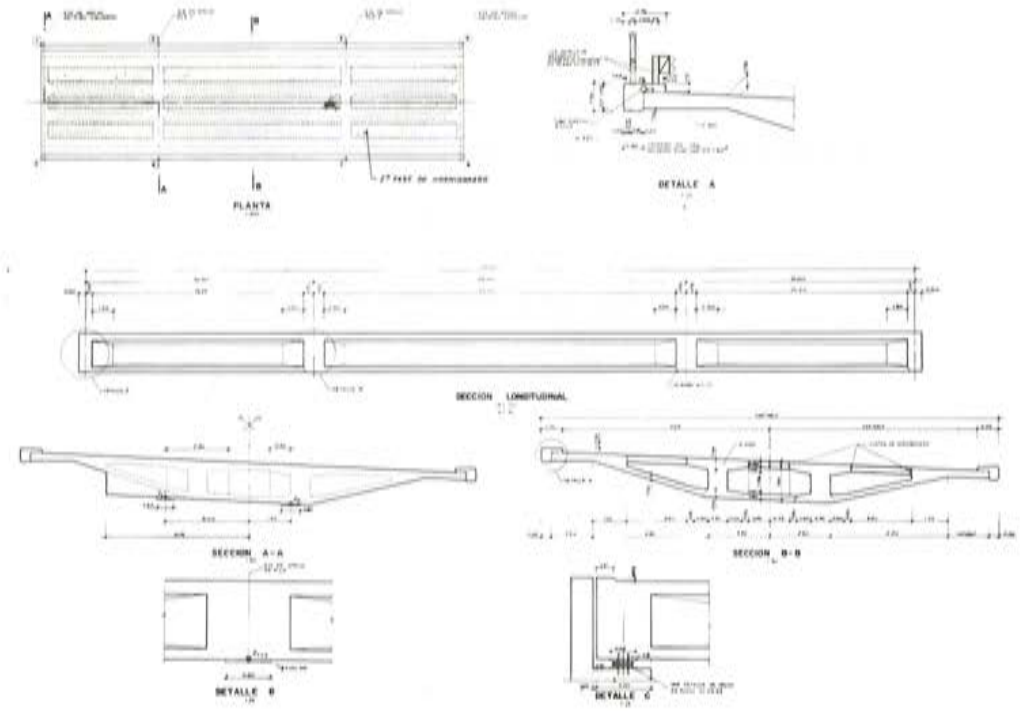


Fig. 4. Puentes 1 y 2. Definición tablero.

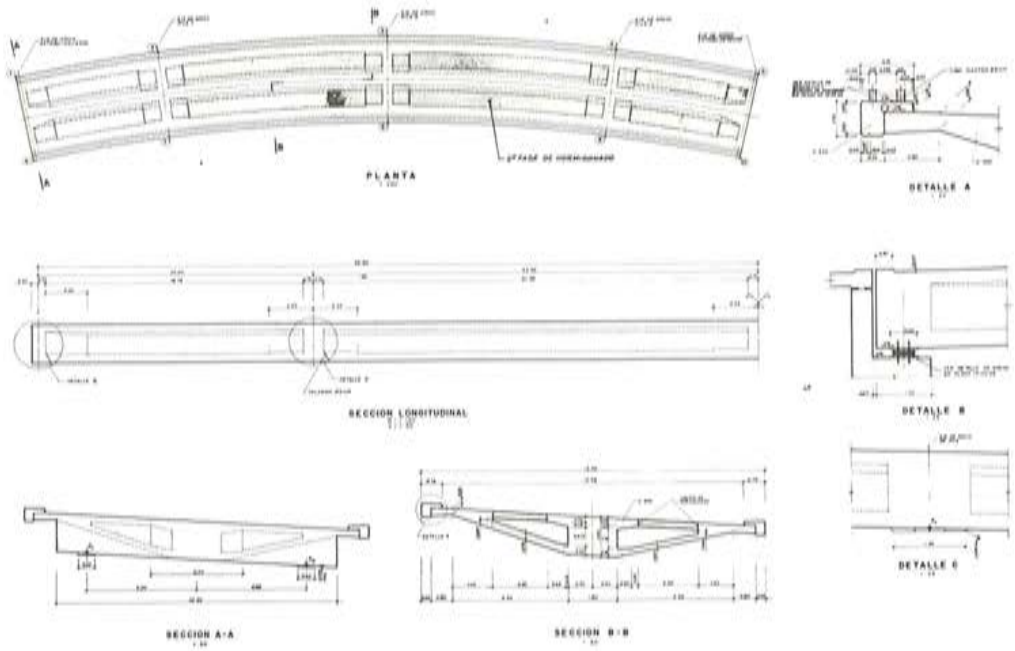


Fig. 5. Puente 3. Definición tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

tado muy aceptable desde el punto de vista estético, con una sensible reducción del canto aparente de los tableros (véanse fotos 2 y 3).

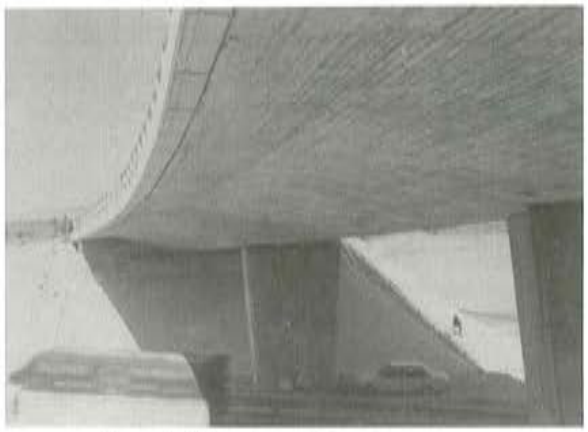


Foto 2. Vista del tablero del puente 1.

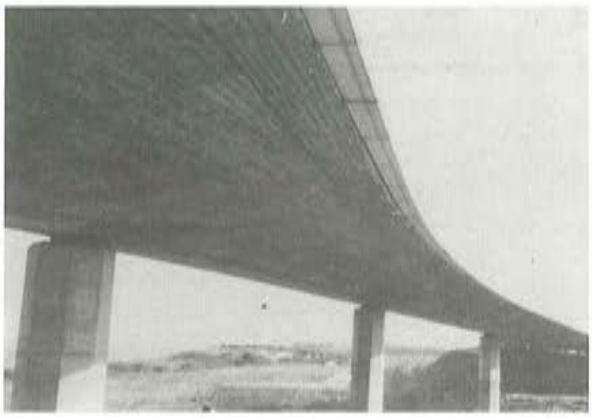


Foto 3. Vista del tablero del puente 3.

El tablero de los puentes 1 y 2 va pretensado longitudinalmente, de extremo a extremo, con 16 tendones de 12 ϕ 1/2" de 225 t de carga de rotura, situados en las almas verticales. Transversalmente, la losa superior se pretensa con unidades de 6 ϕ 1/2" cada 1,5 m; de estos últimos tendones, se disponen 8 en las riostras de pilas y 3 en las de estribos, donde se complementan con otros 3 situados en la parte inferior del tablero (véase figura 6).

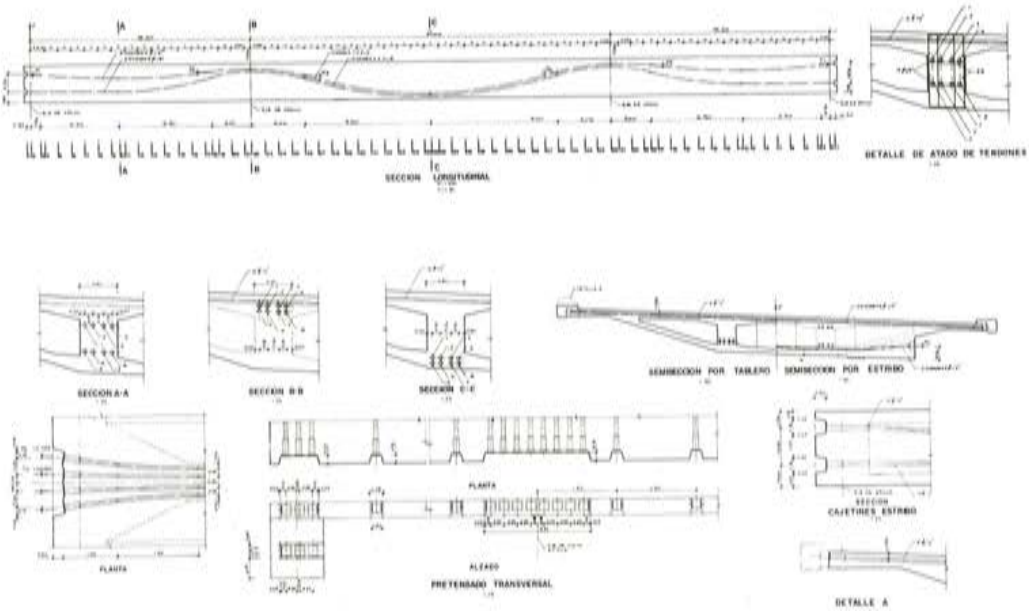


Fig. 6. Puentes 1 y 2. Definición pretensado.

El pretensado longitudinal del puente 3, consta de dos familias de tendones de 12 ϕ 1/2' de 225 t de carga de rotura, situados en el nervio central. La primera de ellas constituida por 18 tendones que discurren de extremo a extremo, y la segunda por 4 tendones localizados en los dos vanos centrales. Transversalmente, la losa superior se pretensa con unidades de 6 ϕ 1/2" cada 1,00 m; en las riostras sobre pilas se disponen 6 de estos tendones, mientras que las riostras de estribos van pretensadas con 3 tendones de 12 ϕ 1/2". (Véase figura 7).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

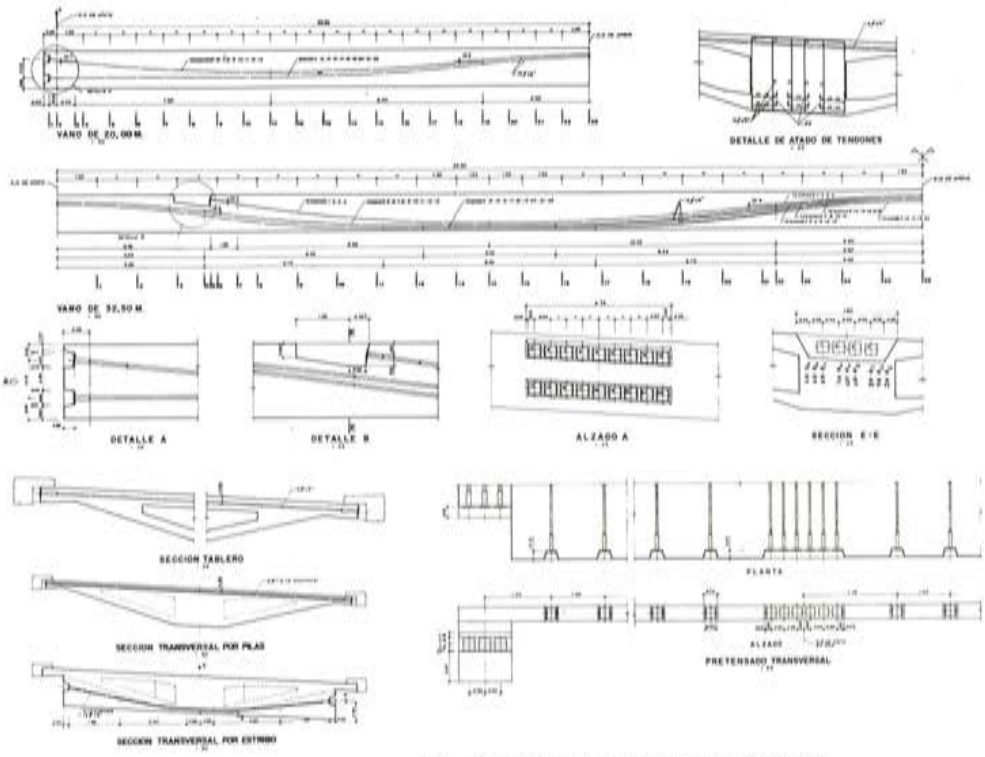


Fig. 7. Puente 3. Definición pretensado.

El apoyo de los tableros sobre pilas y estribos se realiza a través de apoyos de neopreno zunchado, siendo el tipo de sustentación de doble apoyo en estribos y pilas, en los puentes 1 y 2, mientras que en el puente 3 es de simple apoyo en pilas y de doble apoyo en estribos.

En el puente 3, los neoprenos de pilas son circulares, de hasta 90 cm de diámetro, siendo rectangulares de 40 x 50 cm y del tipo anclado, en estribos. En estos últimos, se ha preferido la disposición de doble apoyo con una separación entre ellos de 8 m, consiguiendo de esta manera un esquema de reacciones estáticamente determinado, aún a costa de aumentar significativamente las armaduras de suspensión y la flexión transversal de la riostra; en estos apoyos, aunque con valores de las acciones en servicio no se obtenían reacciones negativas, el anclaje ha sido necesario como consecuencia de la comprobación correspondiente al estado límite de estabilidad.

Finalmente, con referencia a la infraestructura, cabe señalar que los estribos son tradicionales, del tipo abierto o cerrado, según el caso, mientras que las pilas son apantalladas, de 1 m de espesor, en los puentes 1 y 2, y de planta octogonal, de 0,75 m de apotema, en el puente 3. (Véanse fotos 4, 5 y 6).

Foto 4. Detalle de pilas y estribos del puente 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Foto 5. Detalle de pilas de puentes 2 y 3.

Foto 6. Vista del esquema de apoyo en estribos del puente 3.

2.2. Análisis Estructural

En el desarrollo del proyecto se ha procurado conjugar un análisis sencillo con un tratamiento adecuado de las peculiaridades que presenta la sección transversal de los tableros; por esta razón, se ha realizado el cálculo general de los puentes asimilándolos a una viga continua y analizando de forma específica determinados fenómenos por el método de la lámina plegada, con el fin de comprobar la desviación de dicho cálculo respecto del comportamiento real del tablero. Se ha preferido este cálculo a un estudio más complejo mediante el método del emparrillado plano, por la dificultad que presenta éste para reproducir las características de reparto transversal de este tipo de tableros, requiriendo un mayor esfuerzo de cálculo sin proporcionar ventajas claras frente al análisis como viga; por otra parte, no se ha intentado un cálculo completo mediante el método de la lámina plegada, por no disponer en la actualidad de un programa que permita analizar, de una manera sencilla y rápida, la totalidad de las acciones y sus correspondientes esfuerzos.

El cálculo longitudinal de flexión se ha realizado mediante un programa general de cálculo de puentes continuos, teniendo en cuenta la curvatura en planta y considerando en el mismo, como resistente, la totalidad de la sección transversal; como comprobación de esta última hipótesis, se realizó para el puente 3, un cálculo considerando una variación parabólica, entre centros de vano y apoyos, del ancho eficaz asociado al nervio (excepto para las compresiones provenientes del esfuerzo axil del pretensado, para las que se consideró la sección transversal completa), obteniéndose, únicamente, diferencias significativas y de una forma muy localizada, en las tensiones de cara superior correspondientes a secciones sobre pilas.

En los puentes 1 y 2, al existir empotramiento a torsión en los apoyos sobre pilas y tener un radio de curvatura grande, resulta despreciable el efecto de la curvatura. El puente 3, al disponerse apoyos puntuales en las pilas, presenta una luz de torsión de 105 m, igual a la longitud total del puente, siendo el ángulo girado entre los apoyos a torsión, en estribos, de 24°. Para este valor y con la distribución de luces elegida, la influencia de la curvatura en planta en la flexión longitudinal resultaba prácticamente despreciable (a efectos prácticos, la curvatura únicamente influía en las tensiones sobre la pila central, produciendo un incremento de tracciones en fibra superior, en servicio, de 3 kg/cm^2). Por el contrario, la torsión originada por la curvatura debida a carga centrada, proveniente de la carga permanente, pretensado hiperestático y sobrecarga, sí que resultaba importante; como ejemplo, basta señalar

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

que al momento torsor máximo en estribos, de valor 854,5 m-t, correspondía la siguiente distribución:

Carga permanente (P. propio + C. muerta)		–	7%
Pretensado hiperestático		–	18%
Sobrecarga uniforme	Curvatura	–	1%
		–	
	Excentricidad	–	48%
Tanque excéntrico		–	26%

La peculiaridad de las secciones transversales planteadas, con las almas laterales fuertemente inclinadas, junto con lo comentado anteriormente respecto de lo suficientemente aproximado, a efectos prácticos, de considerar las secciones transversales como indeformables, nos ha llevado a adoptar para la distribución transversal de tensiones tangenciales debidas al esfuerzo cortante, las correspondientes al análisis de las secciones como piezas indeformables con paredes delgadas. De esta manera se han obtenido las distribuciones de flujos de tensiones tangenciales, originadas por un esfuerzo cortante unidad, representadas en las figuras 8 y 9.

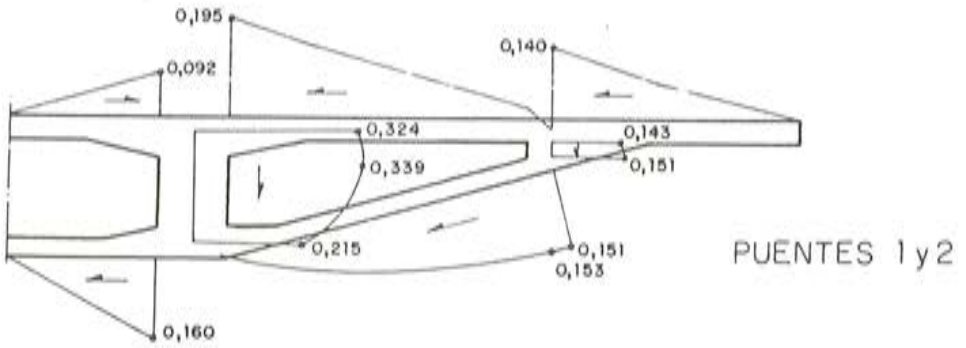


Fig. 8. Rasantes (τ .t) para un cortante unidad.

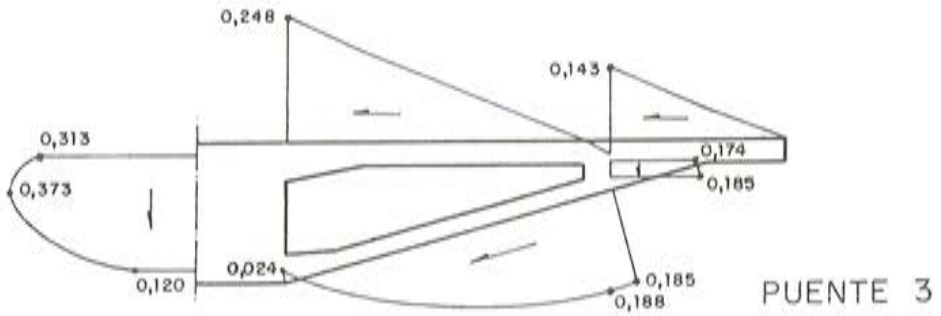


Fig. 9. Rasantes (τ .t) para un cortante unidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Esta distribución se ha comprobado con el cálculo mediante lámina plegada, obteniéndose en ambos casos una buena correlación de resultados.

Los tableros se han proyectado en clase II, por lo que al especificarse un hormigón H-400, las tensiones normales de tracción se limitan a 24 kg/cm². La limitación de la tensión mínima se ha aplicado a la tensión longitudinal en las fibras extremas de la sección, ponderando el pretensado y considerando un gradiente térmico de 5°, comprobando, por otra parte, la tensión principal de tracción que aparece en la sección media de las losas. Como consecuencia de esta comprobación y de la proveniente de la rotura por compresión, ha sido necesario regruesar la losa inferior en el puente 3, de 20 a 30 cm, en las proximidades de las riostras transversales.

Las tensiones longitudinales extremas que se han obtenido, en las condiciones anteriormente señaladas, han sido:

		Fibra Superior	Fibra Inferior
Puentes 1 y 2			
	Tracción	2 Kg/cm²	20 Kg/cm²
	Compresión	48 "	77 "
Puente 3			
	Tracción	15 "	24 "
	Compresión	80 "	130 "

En cuanto a las tensiones principales de tracción, los valores extremos obtenidos han sido de 28,5 kg/cm² en los puentes 1 y 2 y de 26,5 kg/cm² en el 3, en ambos casos en las almas laterales a la altura del c.d.g. de la sección, y como consecuencia de la elevada tensión tangencial que se produce en esas fibras.

Respecto de la rotura por compresión del hormigón (bajo acción combinada de flexión y torsión), cabe señalar que solamente se ha sobrepasado, muy ligeramente, el límite fijado en la EP-80, en dos fibras, situadas ambas en secciones sobre pilas: en los puentes 1 y 2, en la fibra media de la losa inferior, y en el puente 3, en las almas laterales a la altura del c.d.g. de la sección.

El análisis de las tensiones tangenciales producidas por el esfuerzo cortante y la torsión, las comprobaciones y el dimensionamiento de las armaduras correspondientes, se ha realizado mediante un programa de cálculo específicamente adaptado a la Instrucción EP-80.

Se han obtenido, en los nervios y en las distintas losas, a nivel de su fibra media, la tensión tangencial y las tensiones principales en servicio, teniendo en cuenta en el cálculo las tensiones normales, tanto longitudinales como transversales.

El mismo programa dimensiona, de acuerdo con la EP-80, las armaduras necesarias transversales y longitudinales, tomando para las tensiones normales su valor en servicio o rotura, según sea más desfavorable.

Paralelamente se realiza un dimensionamiento de la armadura necesaria por flexión transversal, así como un análisis de la abertura de fisura. En cada sección de cálculo, se dispone una armadura transversal que cubre la obtenida en el dimensionamiento frente a solicitaciones tangenciales, de forma que, en cada cara, se encuentre al menos la exigida por la flexión compuesta transversal.

El estudio de las riostras sobre pilas y estribos se ha realizado diferenciando las cargas

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

que se transmiten, en cada caso, directamente a las mismas, de aquellas que se transmiten longitudinalmente por cortante y torsión, obteniéndose los esfuerzos originados por estas últimas mediante el estudio de la riostra sometida a las tensiones tangenciales correspondientes.

El dimensionamiento de las mismas se ha realizado en clase III, resultando comprimidas bajo carga permanente y obteniendo en cualquier caso una abertura de fisura inferior a 0,1 mm.

2.3. Construcción

Los tres puentes se han ejecutado sobre cimbra apoyada en el suelo en toda su longitud. El hormigonado de la sección transversal se realizó en dos fases, la primera de las cuales comprendía la totalidad de la sección, excepto la losa superior de las células en su zona de espesor constante; las juntas de hormigonado se repicaron, tratándose con epoxi las correspondientes a secciones próximas a las líneas de apoyo, donde se producían tensiones principales de tracción importantes, a fin de asegurar una perfecta unión entre los hormigones.

Los aligeramientos de primera fase se materializaron mediante piezas de poliestireno, debidamente arriostradas al encofrado exterior y a las parrillas de ferralla, mientras que el encofrado de la losa superior de segunda fase, se realizó a base de paneles de nervometal rigidizados con listones de madera y suspendidos de la zona ya hormigonada.

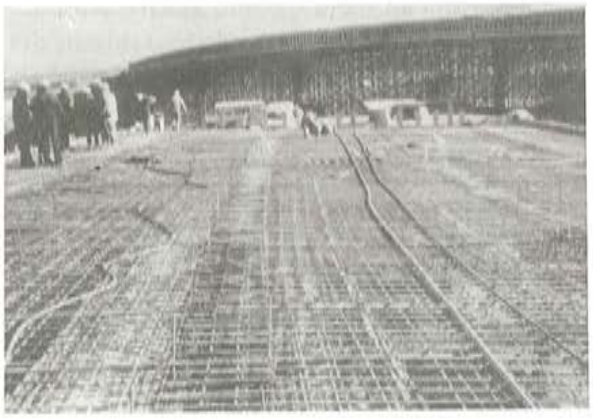


Foto 7. Ferralla del puente 1 y vista de la cimbra del puente 3.

Foto 8. Detalle de ferralla del puente 3.

Foto 9. Montaje de ferralla del puente 2.

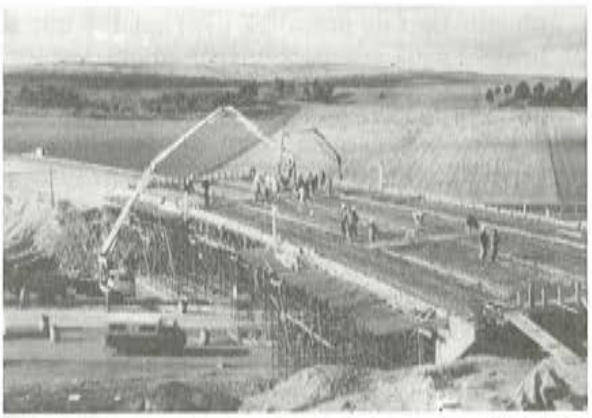


Foto 10. Hormigonado del puente 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Foto 11. Primera fase de hormigonado del puente 2.

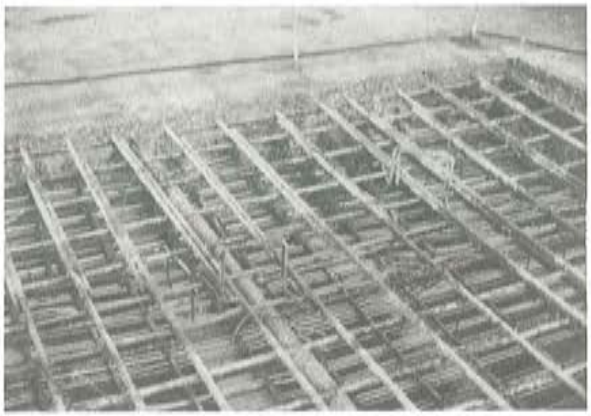


Foto 12. Detalle de junta de hormigonado y del encofrado para el hormigón de 2ª fase.

En las figuras 4 y 5 y en las fotos 7 a 12 se aprecian claramente las dos fases constructivas, con detalles de cimbra, encofrados y ferrallado de los tres tableros.

Como puede apreciarse en las fotos, el hormigonado de algunos tableros tuvo lugar con condiciones ambientales extremas. Debido a ello se cuidaron especialmente, tanto la dosificación de los hormigones (empleando, según la temperatura ambiente, como aditivo anticongelante el producto Friolite – OC) como las condiciones de curado, aislando los tableros del exterior y controlando su temperatura mediante la colocación de resistencias eléctricas en su superficie.

El tesado longitudinal de los tableros se efectuó en tres etapas: la primera se realizaba a las 36 horas del hormigonado y comprendía el tesado de algunos tendones al 20 por 100 de su carga de rotura; en la segunda, realizada aproximadamente a los 14 días y una vez completado el pretensado transversal, se efectuaba el tesado definitivo de los mismos tendones anteriores, pudiendo en este momento efectuar el descimbrado de los tableros, y finalmente, a los 28 días aproximadamente, se realizaba el tesado definitivo de los tendones restantes.

En los alargamientos medidos se obtuvo una buena concordancia con los previstos en proyecto, estando éstos calculados en base a unos coeficientes de $\mu = 0{,}25$ y $\beta = 0{,}007$ rad/m.

Finalmente, cabe señalar que el montaje de los tendones se hizo mediante enfilado, sin ningún tipo de precaución especial, y que su inyección se realizó con una mezcla normal utilizando agua previamente calentada.

La prueba de carga de los tableros comprendía 4 hipótesis de carga para los puentes 1 y 2 y 6 hipótesis para el puente 3, produciéndose en ellas esfuerzos de valor comprendido entre el 75 y el 90 por 100 de los de proyecto.

La concordancia con los valores previstos fue buena, obteniéndose flechas comprendidas entre el 70 y el 95 por 100 de las teóricamente previstas. Las flechas máximas bajo carga centrada fueron, en los puentes 1 y 2, inferiores al 1/5.400 de la luz y en el 3 inferiores al 1/2.900 de la luz; la máxima flecha medida correspondió a la hipótesis de carga excéntrica del puente 3, en la que se obtuvieron 15 mm, frente a los 20 mm previstos.

En las fotos 13 a 15 se recogen diversos aspectos de los puentes terminados, así como de algunas fases de las pruebas de carga realizadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Foto 13. Vista de los puentes 2 y 3 terminados, en la que se aprecia una fase de la prueba de carga.

Foto 14. Aspecto de los puentes 2 y 3. Estribos lado Madrid.

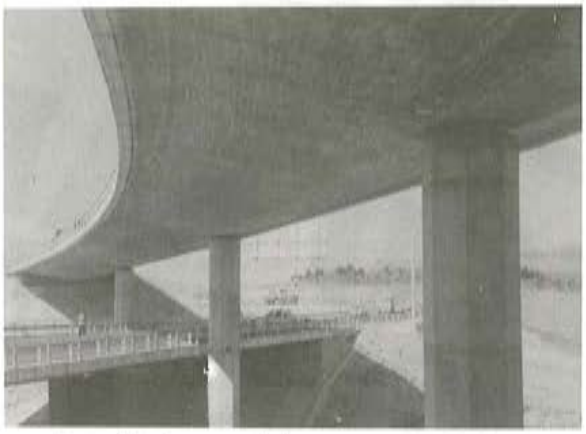


Foto 15. Aspecto de los puentes 2 y 3. Estribos lado Irún.

El proyecto fue realizado por Euroestudios, S.A. y desarrollado a nivel de detalle por los autores de esta comunicación. La dirección de obra (Empresa concesionaria Eurovias, C.E.A.S.A.) corrió a cargo del Ingeniero D. Felipe Carretero Aliaga y la construcción fue realizada por Ferrovial, S.A. actuando como jefe de obra el Ingeniero D. Enrique Ballesteros. El sistema de pretensado utilizado ha sido Tecpresa.

Las cantidades de materiales resultantes en los puentes, referidas a las correspondientes superficies de tablero, han sido las siguientes:

		Puentes 1 y 2	Puente 3
Hormigón (m^3/m^2)	Pilas y estribos	0,54	0,48
	Tablero	0,56	0,62
Acero pasivo (Kg/m^2)	Pilas y estribos	19,6	12,6
	Tablero	64,3	73,0
Acero activo (Kg/m^2	Longitudinal	9,4	15,3
	Transversal	4,6	5,2

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

21.25., 02, 1986

SMOPyC'86

OP

UNICO SALON INTERNACIONAL EN ESPAÑA DE MAQUINARIA PARA OBRAS PUBLICAS Y CONSTRUCCION.

Dirección y Oficinas: PALACIO FERIAL
• Teléfono 976/ 35 81 50* • Télex 58 185 FEMU E
• Apartado de Correos, 108 - E-50080. ZARAGOZA

SU PROXIMA CITA...

ZARAGOZA'86

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

X Sesión de trabajo
Tema VI: Realizaciones (continuación)

Tres puentes pretensados

Manuel Juliá Vilardell
Dr. Ingeniero de Caminos
Cubiertas y MZOV, S.A.

PASARELA DEL RIO TORIO

1. El Río Torio cruza la ciudad de León por el barrio de Puente de Castro, donde el puente de la carretera de León a Valladolid es el único enlace existente entre ambas orillas. La calzada de dicho puente apenas permite el cruce de dos vehículos pesados, por lo que el cruce de peatones se efectuaba a través de una estructura tubular provisional, adosada al paramento aguas abajo.

   En 1981 el Ayuntamiento de León convocó un concurso de proyecto y obra para una pasarela de peatones, situada unos 100 metros aguas abajo del puente, para solucionar definitivamente el problema. La adjudicación recayó en la solución que seguidamente se va a describir.

2. Se trata de un pórtico de tres vanos, de luces iguales a 12,60 + 57,00 + 12,60, al nivel del dintel, y 10 + 62,2 + 10 al nivel de apoyos en el terreno.

   La sección es trapecial, de 3,20 m de ancho superior y 1,25 de ancho inferior, con el canto variable entre 0,80 m en clave y 1,60 m sobre pilas, lo que representa una esbeltez de 1/71 y 1/35 respectivamente, con relación a las luces del dintel. Las pilas son en V, formando un par de compresión y tracción.

   El perfil de la superficie de tránsito es una parábola de 1,50 m de flecha, entre extremos.

   Con ello las pendientes de entrada y salida son inferiores al 8 por 100 permitiendo la circulación de minusválidos.

3. La geometría genera importantes componentes horizontales sobre el terreno, constituído por una capa de arcillas duras, de unos 5 metros, sobre alternancias de arenas y arcillas.

   Para evitar que posibles movimientos diferidos horizontales del terreno crearan esfuerzos indeseables, se adoptó la solución de anclar las zapatas al terreno, con 6 cables de 70 toneladas cada uno, inclinados 30° hacia el centro del cauce (Figura 1).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Con ello la resultante global, incluídas las cargas permanentes, dominantes, se mantiene prácticamente vertical. El residuo de componente horizontal que pueda aparecer se resiste con rozamiento, sin tener que recurrir a empujes pasivos. Si se produjera alguna socavación, no se alteraría la estabilidad.

El efecto es pues un "pretensado horizontal" previo del terreno, que se anula al entrar en carga la estructura.

4. Con el fin de eliminar momentos sobre la cimentación, el vértice de las pilas está articulado a las zapatas (Figura 2).

5. Las pilas constan de dos elementos inclinados, cuya sección son rectángulos variables con bordes circulares. El encofrado de estos elementos se indica en la figura 3.

6. La parte posterior, el tirante, de la pila, está pretensado. Los cálculos pusieron de manifiesto que el posible efecto de tirante activo, es decir, la introducción de un esfuerzo exterior al dintel antes del hormigonado del elemento inclinado, se reducía por efecto de fluencia a un 15 por 100 del valor inicial. Por ello se optó por tesar todo el conjunto en su configuración estructural definitiva, sin pasar por estados evolutivos intermedios.

7. La rama de compresión está articulada al dintel (Figura 4), mientras que la de tracción está empotrada, ya que al ser más flexible no acepta flexiones demasiado importantes.

8. El dintel se hormigona en dos fases. Los elementos sobre pilas (Figura 5) que son de sección maciza, y el tramo central, de sección aligerada.

   El hormigonado se efectúa sobre cimbra, con la contraflecha oportuna para conseguir el perfil deseado a tiempo infinito.

   La cimbra apoya sobre isletas en el cauce, que aseguran su estabilidad incluso frente a avenidas (Figura 6).

9. El tramo central, tiene tres almas, dos exteriores de 15 cm, que forman una superficie alabeada, y otra interior vertical, de 0,50 m.

   El proceso de hormigonado era: losa inferior, almas exteriores, alma central y losa superior (Figura 7). El encofrado de esta última queda perdido.

   El pretensado del dintel está formado por 9 cables de 12T-15, tres de los cuales van de lado a lado, y seis se interrumpen, con anclajes pasivos a, lo largo del tramo central. Los tirantes se pretensan con 4 x 12 ϕ 7.

   En la figura 8 se aprecian los anclajes, los cables del tirante y los tubos para conducciones.

   El orden de tesado fue: Primero los dos tirantes, después los cables continuos y, finalmente los restantes.

10. Siendo la estructura muy deformable se estudió qué zonas de cimbra había que retirar antes de tesar, para evitar cargas indeseables sobre aquella.

11. En las figuras 9 a 12 se detallan la barandilla, los accesos que también se acondicionaron, el pavimento antideslizante, la junta de tipo neopreno y la obra terminada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

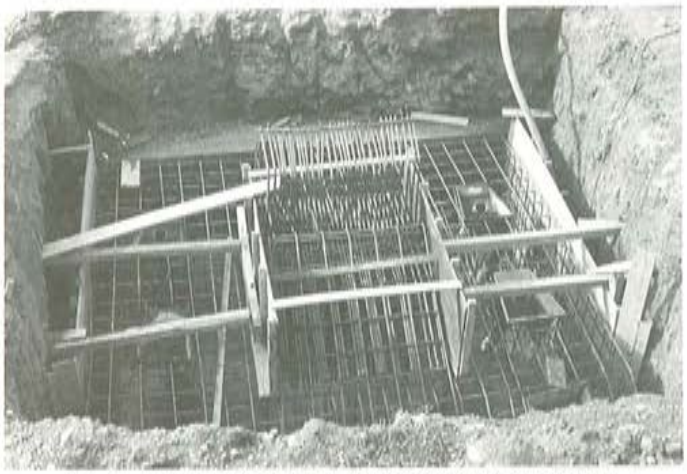


Fig. 1. Ferralla de zapata. Anclajes cables al terreno.

Fig. 2. Rótula arranque pila. Vista frontal.

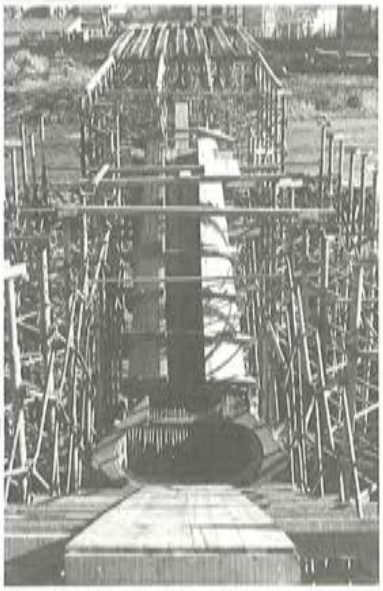


Fig. 3. Encofrado de pila y tirante. Vista superior.

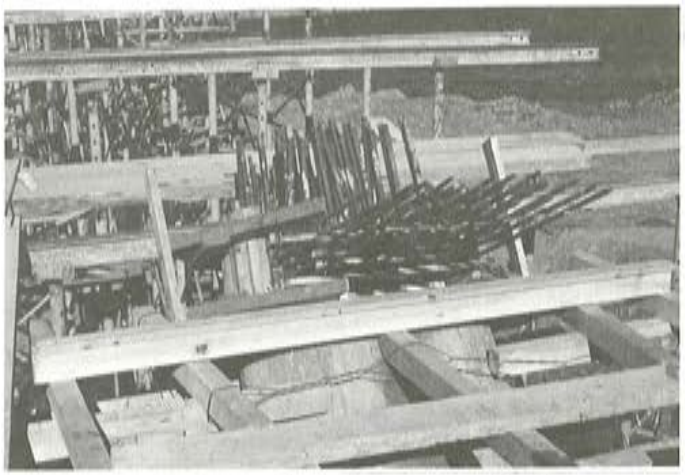


Fig. 4. Detalle rótula en cabeza de pila.

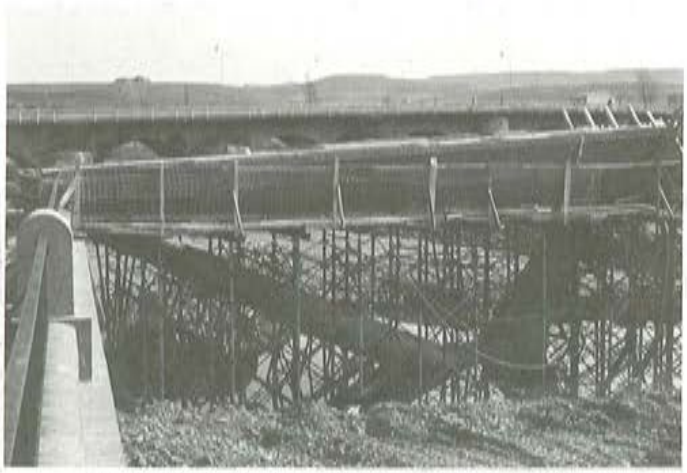


Fig. 5. Elemento triangular hormigonado (1ª fase).

Fig. 6. Cimbra y encofrado del vano central.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 7. Vista del tablero con los paramentos laterales hormigonados (anclajes pasivos).

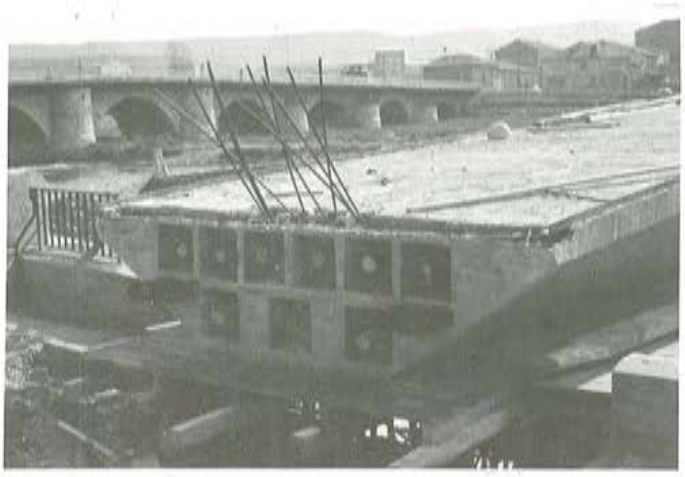


Fig. 8. Borde de anclajes. Tubos para conducciones.

Fig. 9. Pasarela descimbrada. Detalle del elemento en V.

Fig. 10. Vista longitudinal y detalle de barandilla.

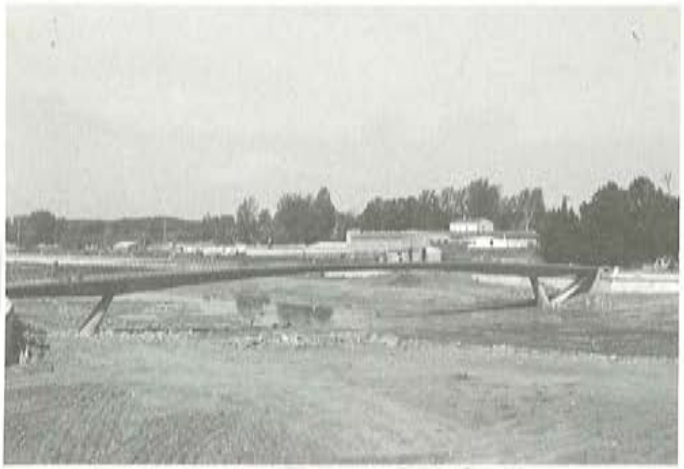


Fig. 11. Vista general con montaje barandilla.

Fig. 12. Obra terminada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

12. La prueba de carga se efectuó colocando 10 toneladas en la zona central, con bloques de hormigón, y comprobando que la flecha coincidía con la calculada, que era de 15 mm.

13. Los materiales utilizados fueron:

H-350 en tablero, 0,89 m^3/m^2.
H-300 en pilas.
H-250 en zapatas.
29 kg/m^2 de acero activo.
83 kg/m^2 de acero pasivo.

Al hormigón del tablero se le exigió consistencia muy seca, para reducir al máximo las deformaciones de retracción y fluencia. Su puesta en obra se facilitó con plastificante. El tesado se efectuó a los 28 días, evitando cargar el hormigón en sus primeros días, para no tener excesivas deformaciones.

14. El pretensado lo suministró Freyssinet, S.A., y la obra fué ejecutada por CMZ, entre el verano de 1981 y el de 1982. Como ingeniero encargado del Excmo. Ayuntamiento de León, actuó D. José Toral. El proyecto fue redactado en el servicio técnico de CMZ.

PUENTE SOBRE EL RIO SOR

1. La carretera de Ribadeo a El Ferrol, cruza la Ría del Barquero, desembocadura del Río Sor, a través de un puente metálico de tablero inferior que presentaba un avanzado estado de oxidación.

En 1980 la Dirección General de Carreteras publicó anuncio de Concurso de Proyecto y Obra, para la construcción de un nuevo puente sobre el Río Sor. La adjudicación recayó sobre la solución que se va a describir.

2. Se trata de un puente de cinco vanos, con luces de 61 metros en los extremos y 87 metros en los tres centrales. El tablero se organiza en cantilever, con vanos apoyados de 35 metros y voladizos de 21,00.

3. Las pilas son del tipo "pila pilote" (Figura 13), de 2,00 metros de diámetro, separadas 10 metros en sentido longitudinal y 6,50 en el transversal. Se prolongan 35 metros a través de arenas, hasta el contacto con la roca que, en la margen lado Coruña son pizarras, y en el lado Ribadeo son cuarcitas.

Su construcción se efectuó en seco, formando previamente dos penínsulas para el acceso de la maquinaria desde tierra.

4. El tramo sobre pilas se hormigona sobre cimbra apoyado en aquellas, comenzando por la losa inferior (Figura 14) que colabora en la resistencia frente al peso del resto de la sección.

5. La sección transversal de los voladizos es en cajón bi-celular (Figura 15), con el ancho fijado por la distancia entre paramentos exteriores del tramo apoyado, a fin de que exista coincidencia entre ambos. El ancho superior es de 12 m y el inferior de 9,50.

6. La longitud del tramo hormigonado "in situ" sobre pilas es la necesaria para el montaje de los carros de avance (Figuras 16 y 17), que se utilizan para hormigonar las dovelas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 13. Pilas pilote. Apoyo cimbra.

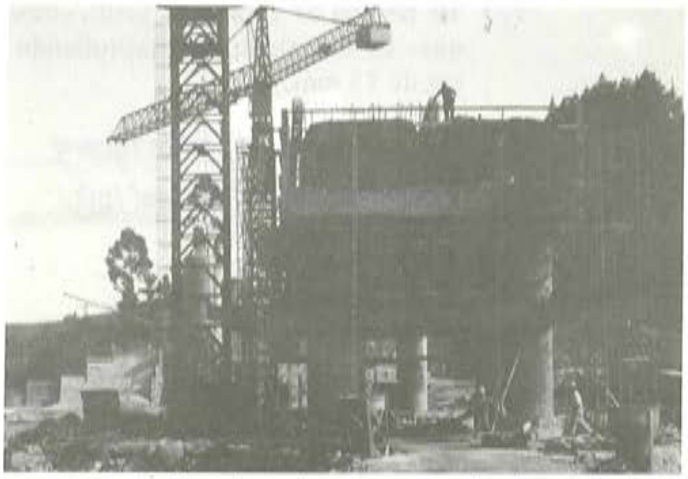


Fig. 14. Hormigonado tramo entre pilas: losa inferior.

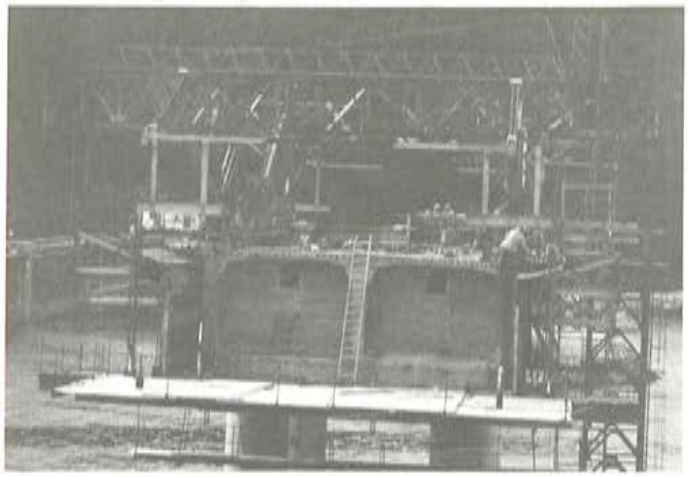


Fig. 15. Zona entre pilas: Sección transversal y traviesa.

Fig. 16. Carros montados para iniciar el avance.

Fig. 17. Carros en posición final para hormigondo dovela última.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El canto es variable linealmente de 4,00 a 2,00 metros en los 21,00 metros del voladizo. La construcción se efectúa con seis dovelas, la última de las cuales termina en silla para recibir el apoyo del tramo.

7. Los medios de construcción han sido con cimbra en tramos sobre pila, por avance en voladizo, y con pórtico de lanzamiento. En la figura 18 se observa la presencia simultánea en la obra de los tres procedimientos. La justificación del uso de estos medios distintos en una misma obra es puramente económica, en el momento y en las circunstancias en que se planteó el concurso.

8. El tramo apoyado se forma con seis vigas prefabricadas, sobre las que se hormigona una losa de compresión. En la figura 19 se puede ver el pórtico de lanzamiento de vigas prefabricadas.

9. Se ha dado continuidad a la losa de compresión, mediante rótulas plásticas de hormigón, de modo que, frente a las acciones horizontales, el tablero es continuo en toda la longitud, existiendo juntas de dilatación solo en estribos.

   En la figura 20 puede verse el tablero por su parte inferior, y la continuidad existente en los paramentos vistos.

10. Los últimos 100 metros, lado Coruña, están en una clotoide. La inscripción del voladizo en la citada curva se efectúa variando la longitud de los voladizos laterales, manteniéndose recto el núcleo bicelular. A partir de ahí se inscribe el tramo apoyado, en la forma habitual.

11. Después de la construcción se retiraron las penínsulas (Figura 21).

12. El hormigonado de las rótulas plásticas se efectuó poco antes de extender el pavimento, para reducir los movimientos diferidos.

    En la figura 22 aparece la estructura acabada.

13. La construcción se efectuó entre los meses de Marzo de 1981 y Diciembre de 1982 por CMZ, cuyo servicio técnico redactó el proyecto. El pretensado es del sistema Freyssinet. El ingeniero encargado, fue D. José Cela, de la Jefatura Regional de La Coruña.

14. Materiales y Cuantías:

    Zona en Voladizo.
    Hormigón H-350....0,71 m^3/m^2.
    Acero Activo.....25 Kg/m^2 (Cables 12T13).
    Acero Pasivo.....75 Kg/m^3 (A-4600).

Fig. 18. Vista de las tres fases del tablero: "In situ", voladizo y vigas prefabricadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 19. Viga de lanzamiento de V.P. Hormigonado tramo central.

Fig. 20. Vista inferior del tablero.

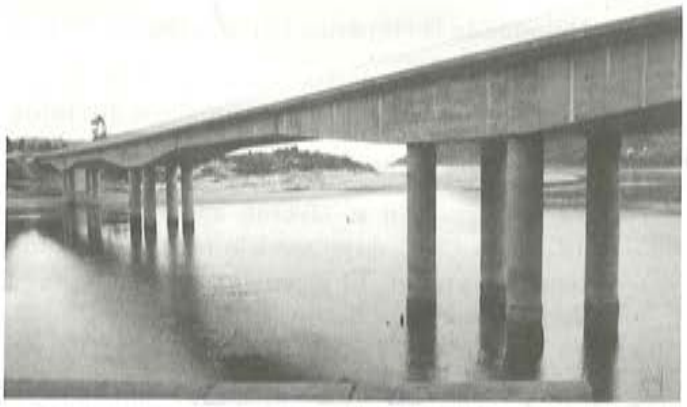


Fig. 21. Vista estructura acabada. Se han retirado las penínsulas.

Fig. 22. Vista de la estructura terminada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

PUENTE DE LOS TRES OJOS

1. Las líneas de ferrocarril de Andalucía, Levante y Barcelona cruzan la autopista urbana M-30 por el llamado Puente de los Tres Ojos (Figura 23).

   Este era un punto conflictivo, dado que la sección transversal de la M-30 se reducía bruscamente, después de una curva. Para eliminarlo se convocó en Enero de 1981 Concurso de Proyecto y Obra, que fue adjudicado a la solución que se va a presentar.

   En las bases de concurso se establecían las luces de la nueva estructura, que son de 15 + 50 + 15 metros. Además se debía ampliar la plataforma existente, a un mínimo de 8 circulaciones. Después de adjudicada la obra, RENFE solicitó y obtuvo, una vía más.

2. El paso primitivo constaba de una estructura de ladrillo (Figura 24) de tres arcos circulares de 9,50 m de luz, que daba paso a cuatro vías, más una estructura metálica adosada, de 32 m de luz, para dos vías.

   La estructura de ladrillo, como se puso de manifiesto cuando se demolió, se había construido en dos etapas sucesivas. La parte Sur, para dos circulaciones, era más antigua y con menos resistencia que el frente Norte que tenía un tímpano de ladrillo macizo de unos 2,50 m de espesor.

3. En la nueva solución se adoptó el criterio de que cada vía estuviera sustentada por una estructura independiente. El conjunto de la obra consta así de nueve tramos de luces iguales yuxtapuestas. El canto es de 2,90 metros, constante, excepto sobre pilas, donde unas cartelas rectas lo aumentan a 3,70 m.

4. La cimentación es por pilotes de 1,25 m, salvo en los estribos de las estructuras centrales, que es por pantallas de 2,20 x 0,80, debido a problemas de la altura de la máquina de perforación de pilotes, con relación a las catenarias existentes, que deberían permanecer activas toda la obra, pues alimentan los circuitos de la estación de Atocha.

5. Se comenzó la obra construyendo tres estructuras del lado Sur, con las excavaciones próximas al puente existente (Figura 25). Para evitar el desprendimiento del terreno se hincó una pantalla de carriles que fué pretensada contra el terraplén, a la salida del estribo (Figuras 26 y 27).

6. Los estribos se subdividieron en cuatro elementos independientes, y a ellos se anclan los extremos de las vigas, mediante cables de 12T15, en número de 3 por estructura (Figura 28).

   La presencia de colectores nuevos y viejos del arroyo Abroñigal, así como de galerías de servicio de la M-30 obligaron a una distribución irregular de los pilotes y pantallas, que se tenían que replantear casi una a una mediante sondeos antes de su perforación.

7. Las pilas, de 8 m de altura, son de sección rectangular achaflanada y están dispuestas con su eje principal perpendicular a la estructura. Con ello se elimina la oblicuidad del cruce, y se disminuye el efecto pared, al no coincidir en un plano los paramentos del lado de la calzada. En la figura 29 se ven dichas pilas, así como la cimbra en fase de montaje.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

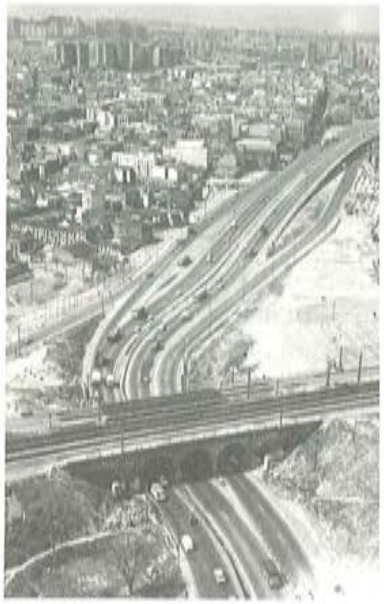


Fig. 23. Puente de los Tres Ojos. Vista superior: 6 vías. Ladrillo + metálico.

Fig. 24. Alzado antiguo puente de ladrillo.

Fig. 25. Excavación para cimientos: Detalle de los rellenos.

Fig. 26. Pantalla de carriles pretensados contra el terraplén.

Fig. 27. Detalle de los anclajes posteriores de la pantalla de carriles.

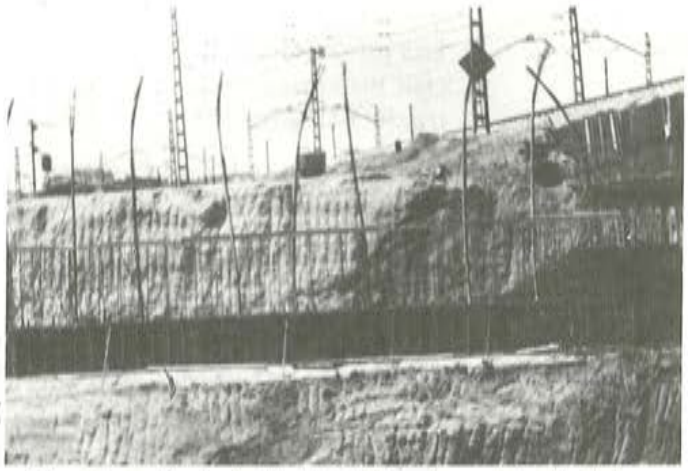


Fig. 28. Estribo lado Madrid. Cables de anclaje del tablero.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 29. Vista de las pilas y cimbra para el tablero.

8. La sección del tablero es en cajón monocelular, con un ancho inferior de 2,50 m constante, y superior variable entre 6,25 y 4,30 según la posición de la estructura, para acomodarse a los diversos gálibos horizontales entre vías. El pretensado longitudinal lo forman 8 cables de 27 K 13, como se aprecia en la figura 30.

9. El hormigonado de los primeros tableros puede verse en la figura 31. Una vez que se hubo terminado, se trasladaron las cuatro vías del puente de ladrillo sobre las tres estructuras nuevas. En esta fase provisional, se limitó la velocidad a 25 K/h, con el fin de que las tres estructuras, proyectadas para tres vías, pudieran admitir el paso de cuatro circulaciones.

10. En la noche del 13 de Marzo de 1983 se procedió a la demolición por voladura controlada del Puente de ladrillo.

    Las cargas situadas en los arranques de los arcos demolieron la estructura de la zona Sur, próxima a la recién construída, pero el tímpano macizo del frente Norte se acodaló contra los estribos, y actuando como un elemento pretensado, sostuvo dos de las bóvedas de la mitad Norte.

    Fue necesario demoler el tímpano con martillo, para que las bóvedas perdieran su estabilidad y cayeran.

    En la figura 32 puede verse el hueco del antiguo puente.

11. A continuación se hormigonaron tres de las cuatro estructuras centrales (Figura 33) y se procedió al traslado de las vías de Barcelona.

12. El puente metálico se retiró con grúa, después de haber eliminado los planos de arriostramiento transversal, (Figura 34) procediéndose a demoler sus estribos.

13. En la figura 35 se observa el alzado Sur, y los apoyos intermedios de la cimbra en la posición de hormigonado de la zona central.

14. La obra fue ejecutada entre Agosto de 1982 y Agosto de 1984, por CMZ, siendo el pretensado del sistema Freyssinet. El proyecto se redactó en el Servicio Técnico de CMZ y actuó como Ingeniero encargado D. Alfonso Travesí.

    En las pruebas de carga, con 2 locomotoras de 120 tons., se obtuvo una flecha de 8 mm en el centro del vano, en concordancia con lo previsto por los cálculos.

15. Materiales y Cuantías del tablero.

    Tableros H-350: 1,20 m^3/m^2.
    Acero Activo: 36 kg/m^2.
    Acero Pasivo: 37 kg/m^3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 30. Cables de pretensado longitudinal y hormigonado.

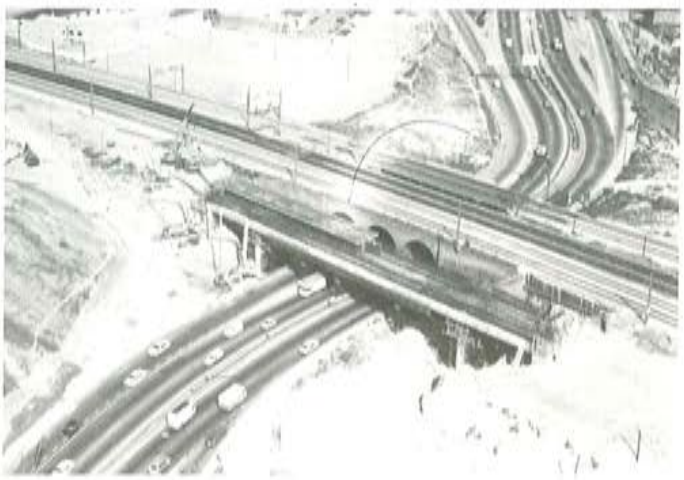


Fig. 31. Hormigonado del primer tablero.

Fig. 32. Traslado de las vías de Andalucía y depósito. Hueco del puente de ladrillo.

Fig. 33. Hormigonado de los tableros centrales.

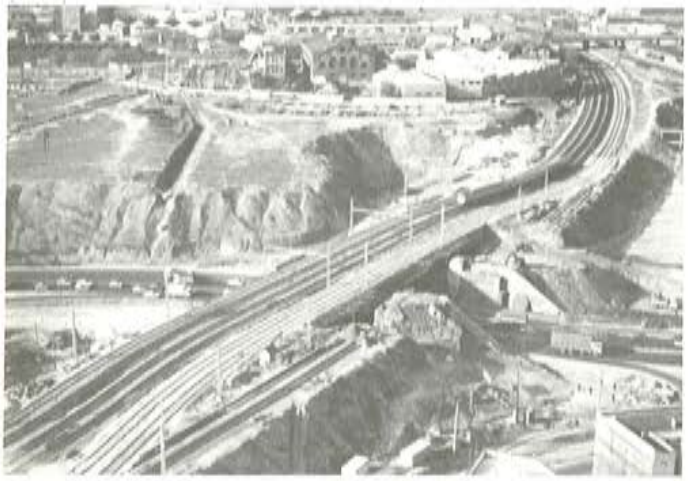


Fig. 34. Traslado de las vías de Barcelona y demolición estribos puente metálico.

Fig. 35. Vista del alzado sur.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Puentes empujados en Korea

Ramón Martí Ayxela
Ingeniero de Caminos
C.T.T., S.A.

1. Generalidades

Durante los años 1983-84, C.T.T, S.A. ha desarrollado, con la oficina Carlos Fernández Casado, S.A. tres proyectos de puentes empujados en Korea. Estos son el KEUM GOK CHUN BRIDGE, SUM JIN RIVER BRIDGE y HWANG SAN BRIDGE.

2. Keum Gok Chun Bridge

Este puente está localizado a unos 15 km de la ciudad de Taejon y a unos 150 km al sur de Seoul. La longitud total del puente es de 325,2 m dividida en dos vanos laterales de 36,6 m y 6 centrales de 42 m.

En planta es un arco de circunferencia de 894,15 m de radio y el puente tiene una pendiente longitudinal del 0,7054 por 100.

En cuanto a la sección transversal es un cajón unicelular de 2,5 m de canto y 11,70 m de ancho, con un espesor de 25 cm en las losas inferior y superior.

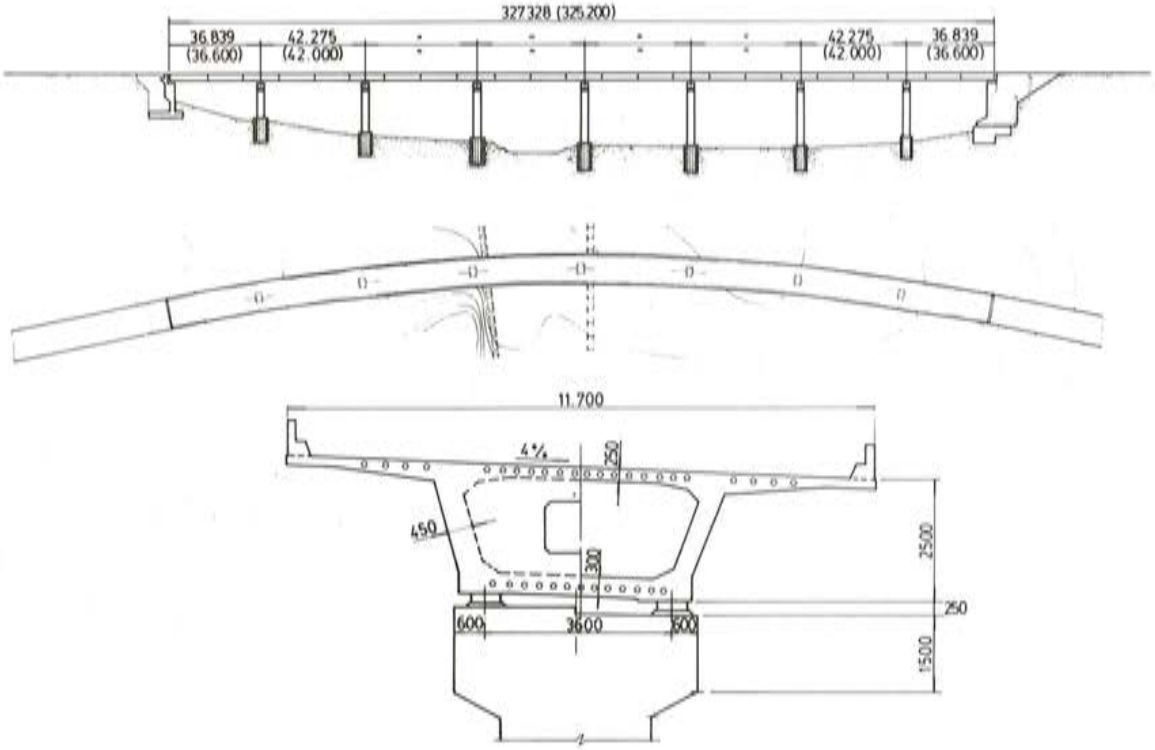


Fig. 1. KEUM GOK CHUN BRIDGE

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La prefabricación se realiza con la primera y última dovela de 15,1 m, las dos siguientes, una por lado, de 14,50 y 19 dovelas de 14 m.

En cuanto al pretensado de lanzamiento está formado por 39 tendones 7/0,5" y el de servicio final por 4 tendones de 12/0,5" de 90 m de longitud media.

Dicho pretensado se divide en 24 tendones en la losa superior y 15 en la inferior, empalmando cada tres dovelas.

La principal problemática en cuanto a proyecto y construcción del puente se refería a los siguientes puntos:

a) Zona de prefabricación.

– Tenía un terreno de cimentación malo que permitía una carga muy baja y se preveía durante construcción posibilidad de asientos. Al estar todo el molde soportado por gatos hidráulicos de rosca, se procede a la nivelación de los mismos, con lo que se obvia la posible diferencia en asentamientos.

  Asimismo, el deslizamiento en parque se hace por medio de apoyos de neoprenoteflón, con lo cual desminuimos el rozamiento horizontal en el mismo.

– El siguiente problema que se nos planteó fue el diseño del encofrado y del pico; todo se debía realizar usando materiales locales e intentando ir a la mayor simplicidad posible. Hay que recordar que la repercusión en 325 m de puente es muy alta.

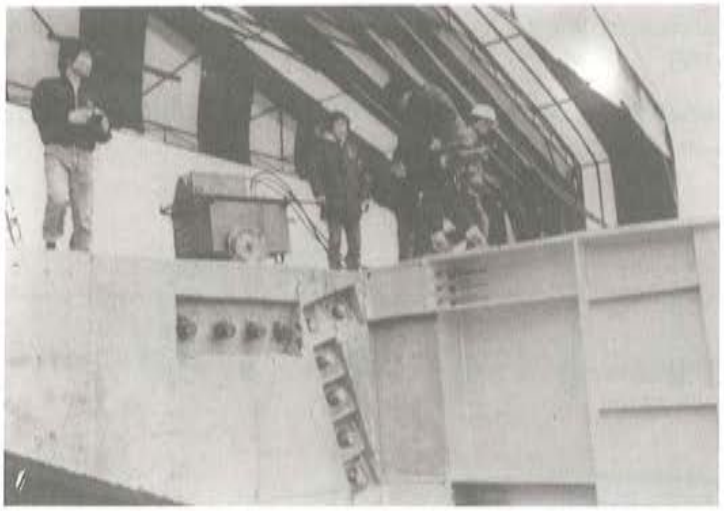


Fig. 2.
KEUM GOK CHUN BRIDGE
Detalle unión nariz con losa y parque de prefabricación.

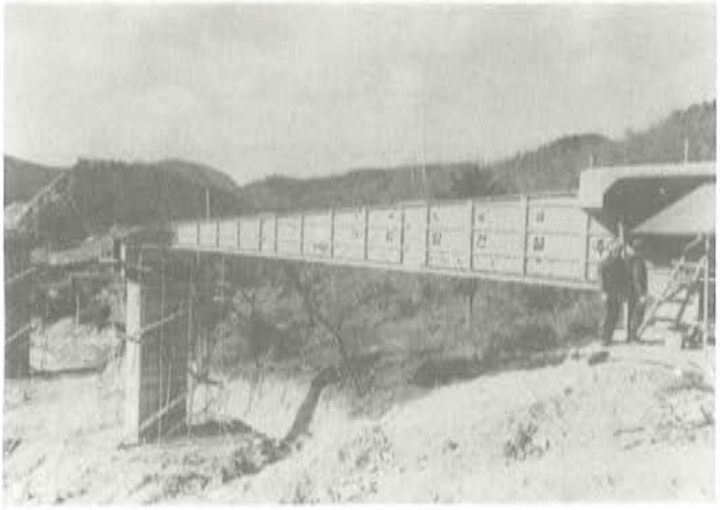


Fig. 3.
KEUM GOK CHUN BRIDGE
Nariz y pila núm. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– Finalmente, dada la gran diferencia de temperatura durante los meses de construcción, fue necesario prever instalaciones de curado al vapor, así como el cerrado de la zona de prefabricación.

b) Empuje.

El empuje se realiza por medio de dos juegos de gatos reversibles situados sobre el estribo. Es necesario considerar que, debido a la asimetría de la sección, la repartición de cargas no es igual en ambos gatos por lo cual fue necesario poner válvulas reguladoras para eliminar rozamientos excesivos.

Otra de las partes delicadas fue el diseño de las guías laterales. Estas se realizaron por medio de una estructura metálica, a cada lado de las pilas, unidas por medio de postesado.

c) El sistema de apoyos diseñado para el puente ha sido de uno fijo y uno direccional por pila, excepto en estribos que hay dos libres y uno que impide el movimiento transversal, y en la pila central en la que se ha situado un tercer apoyo que guía el movimiento transversal e impide el longitudinal.

Fig. 4.
KEUM GOK CHUN BRIDGE
Pilas centrales

C.T.T., S.A. ha estudiado y diseñado un tipo de apoyo llamado PUE y PLE que tiene una doble misión. Durante el lanzamiento actúa como deslizante y una vez acabado el puente se convierte en definitivo.

En cuanto a la construcción podemos señalar que el ciclo ha sido de 8 días, ya que se hormigona en dos fases en un mismo parque. La razón de este ciclo es que no era necesario ir al ciclo de dovela por semana, dado que la construcción del puente no es crítica en la de la autopista y como es el primer puente de este estilo construído en dicho país, la propiedad (Korean Highway Corporation) decidió un mayor control del mismo e impuso este sistema.

Finalmente, quiero reseñar que la construcción de este puente ha creado un profundo interés hacia el puente de hormigón en general y empujado en particular, en el país.

No hay que perder de vista que, debido a la gran influencia norteamericana, la construcción en hormigón es prácticamente nula y esta obra ha sido el detonante que ha impulsado al cambio de material. Asimismo quiero señalar que, con motivo de cele-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

brarse en Seoul los J.J. O.O. de 1988, existe un plan para desdoblar la práctica totalidad de las autopistas del país, y construir nuevos puentes sobre el río Han que es el que separa el centro de la ciudad de Seoul de los barrios residenciales en cuya área se localiza el recinto olímpico.

Fruto de lo reseñado anteriormente ha sido el diseño y construcción, para finales de este año o principio de 1985, de los otros dos puentes.

3. Sum Jin River Bridge

Este puente estará situado sobre el río Sum Jin, en el sur del país. Es un puente de 420 m de longitud, proyectado con dos vanos laterales de 60 m y 4 centrales de 75 m.

Para su construcción se utilizarán pilas provisionales que nos darán unas luces de lanzamiento de 37,50 m, excepto la primera y última que son de 22,50.

El puente tiene una sección de 15,50 m de ancho y 3,50 m de canto, con un espesor de losas superior e inferior de 25 cm, excepto en la dovela de pila que debido a la normativa coreana que limita las compresiones a tiempo infinito a 140 kg/m² nos obligó a ir a 70 cm de espesor, en la losa inferior. El postesado de lanzamiento está formado por tendones 7/0,5" STRONGHOLD, en número de 16 en la losa superior y 12 en la inferior, con empalme cada dos dovelas.

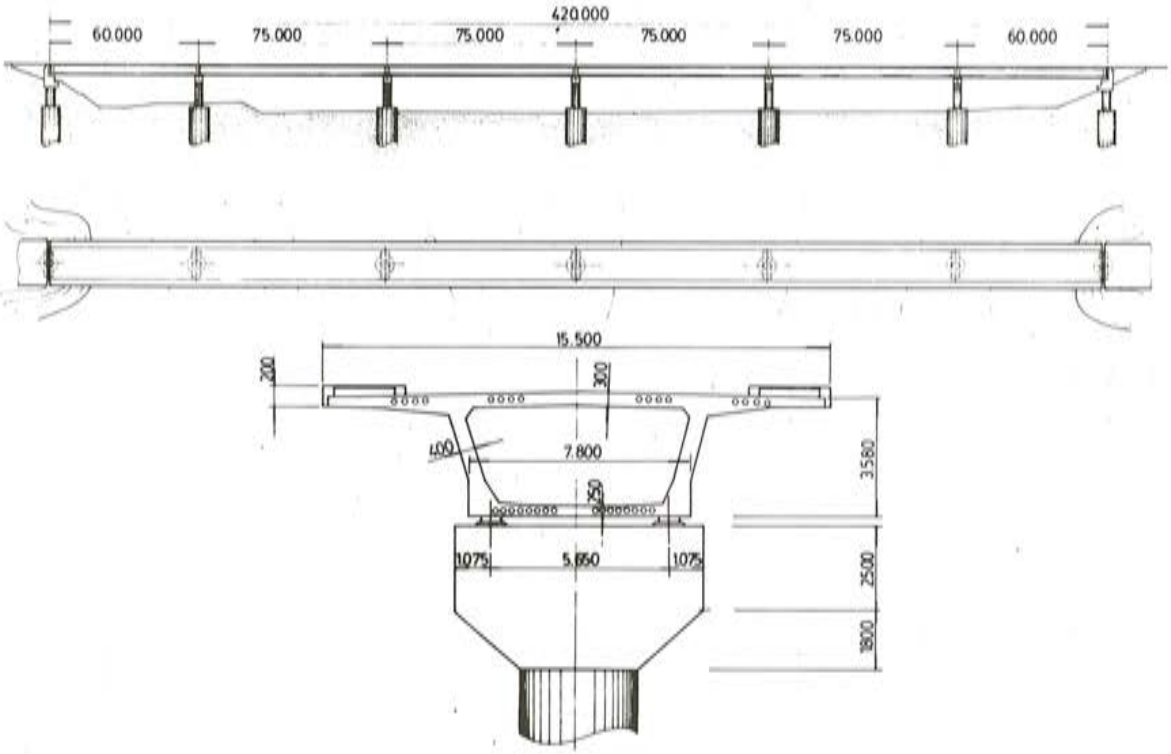


Fig. 5. SUM JIN RIVER BRIDGE

La longitud de las dovelas es de 18,75 m, excepto la primera y la última que son de 13,625. En cuanto al postesado de servicio está formado por 12 tendones STRONGHOLD de 19/0,5", que anclan a 1/5 de la luz y con una longitud de 93,75 m.

El ciclo previsto es de dovela por semana y las cuantías resultantes son:

Acero activo: 23,7 kg/m²
Hormigón: 9,36 m³/ml
Acero pasivo: 45,38 kg/m²

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

En cuanto al sistema de empuje y apoyos que se va a utilizar será similar al del Keum Gok Chun bridge.

4. Hwang San Bridge

Este puente está situado a 50 km de Taejon y consta de 21 vanos de 50 m. En una primera fase de construcción se van a construir 10 vanos, lo que nos da una longitud total de 500 m de puente.

La sección transversal es en cajón, con 2,90 m de canto y 12 m de ancho, siendo 8,50 de calzada más dos aceras de 1,75 m.

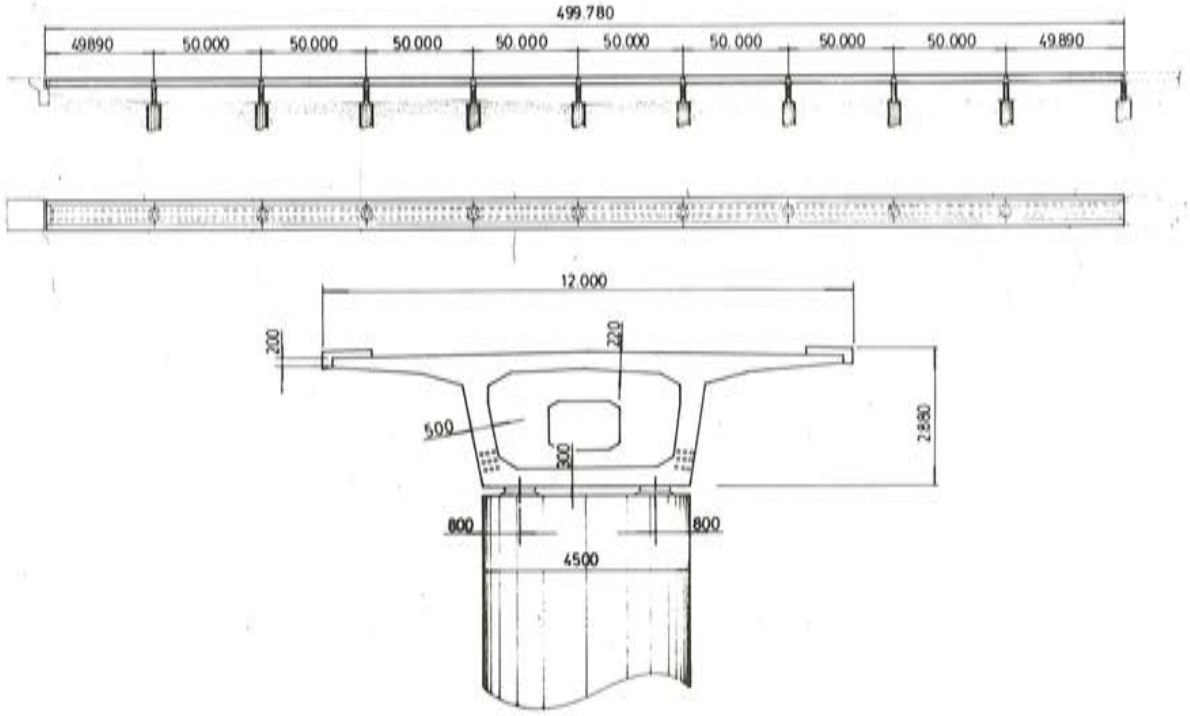


Fig. 6. HWANG SAN BRIDGE

El proceso constructivo inicialmente previsto era hormigonando in situ con pilas intermedias.

Nosotros propusimos una solución empujada, que ha sido aceptada y cuya construcción se iniciará en Noviembre de este año.

Las principales dificultades en diseño nos las planteó el tener que mantener el canto de 2,90 m, que en fase de lanzado nos suponía un excesivo pretensado recto.

El postesado se ha realizado con cables 7/0,5'' para el de lanzamiento y 19/0,5'' para el postesado final.

En cuanto a los apoyos, en cada pila está previsto un apoyo libre y uno unidireccional, utilizando el mismo sistema que en los dos puentes anteriores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Publicación especial de la A.T.E.P. Manual H.P. 5-79 "Recomendaciones para la disposición y colocación de armaduras"

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

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

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

El interés del tema elegido resulta evidente si se tiene en cuenta que el estado tensional creado por las armaduras activas en todo elemento pretensado, debe ser tal que permita a éste cumplir, con las necesarias garantías de seguridad y durabilidad, la función a que va destinado. Y como dicho estado tensional depende, no sólo de la magnitud sino también del punto de aplicación de la resultante de las fuerzas de pretensado introducidas, se comprende que la disposición de las armaduras en este tipo de piezas adquiere una importancia primordial; por lo que su colocación debe ser cuidadosamente realizada en obra.

A la consecución de este objetivo se estima que pueden contribuir, de modo importante, las recomendaciones de este Manual.

El Manual H.P. 5-79, con 87 páginas y varias figuras, está a la venta al precio de 300,- ptas el ejemplar (seis dólares USA para el extranjero). Para los Miembros de la ATEP se ha establecido el precio especial de 200,- ptas (cuatro dólares USA para el extranjero).

Los interesados en su adquisición deberán dirigir sus pedidos a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19.002, 28080 Madrid, Teléfono: 202.04.40.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Puente atirantados y anclajes para ciclos de gran amplitud de carga

Juan B. Ripoll Gómez
Dr. Ingeniero de Caminos

La construcción de puentes utilizando tirantes se ha convertido en un sistema usual en los últimos tiempos, especialmente como consecuencia de la aplicación al mismo de las técnicas del hormigón pretensado.

La simplicidad de concepto que ofrecen los tirantes y la facilidad con que pueden alcanzarse luces de 300, 400 metros y superiores, hace de los puentes atirantados una solución excepcional para cubrir grandes luces sin que se requiera para ello un procedimiento especial, ya que basta con aplicar los principios fundamentales del hormigón pretensado a la ejecución de dichos puentes.

Dos tendencias muy definidas caracterizan el diseño de los puentes atirantados, según que el tablero sea de hormigón o metálico.

La utilización de uno u otro tipo de tablero depende de las condiciones locales, ya que en países como EE.UU. donde la industria del acero es muy competitiva y potente, existe una inclinación general a la utilización de tableros metálicos, mientras que en países donde la prefabricación o las estructuras de hormigón estan fuertemente implantadas, las soluciones de tableros de hormigón suelen ser las preferidas.

Es indudable que la solución de hormigón presenta técnicamente la ventaja de que, en el futuro, requerirá prácticamente nulos gastos de conservación. Sin embargo, existen pinturas protectoras y tratamientos de los aceros que hacen también digna de consideración la solución metálica. Los puentes construidos en los EE.UU. en los últimos tiempos son, en su mayoría, de tablero metálico.

El procedimiento constructivo de atirantar los puentes es antiguo, y se han venido utilizando para ello cables cerrados. Este tipo de cables con mazalotas rellenas de una aleación metálica, ofrece el inconveniente de un resistencia a la carga ciclica muy baja; por lo que es necesario limitar la fatiga de los cables e incrementar en consecuencia su peso.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

La utilización de tirantes formados por alambres paralelos, procedimiento desarrollado por Leonhardt y conocido con el nombre de sistema "Hi-Am", ha tenido aplicación en multitud de puentes, como puede verse en el cuadro expuesto. Exige la prefabricación de cables en taller y el transporte a obra de los cables enrollados en bobinas. La necesidad de curvar las vainas origina fisuras en las mismas que han sido, en ocasiones, motivo de daños a los tirantes. Otra dificultad que presenta este tipo de cables prefabricados, aparte de tener que manejar pesos muy elevados en obra, es que la inyección de alambres paralelos no puede nunca quedar suficientemente garantizada, como se demuestra por los trabajos de Schupack y las dificultades que conlleva inyectar cables de gran longitud a elevadas presiones. Todo lo anterior hizo pensar en la conveniencia de fabricar los cables in-situ, utilizar torones y recurrir a procedimientos de inyección eficaces.

Relación de algunos puentes atirantados construidos, o en proceso de construcción, durante los últimos tres años

Puente	País	Luz (metros)	Tablero	Estado	Tipo de anclaje
Penang	Malasia	108x225x108	Hormigón	Construcción	Barras Dywidag
Coatzacoalcos	México	113x288x113	Hormigón	Construcción	Freyssinet (cuñas mecánicas)
Annacis	Canadá	196x465x196	Metálico	Construcción	British-Ropes
Barrios de Luna	España	102x440x106	Hormigón	Terminado	CTT-Stronghold
Sunshine Skyway	EE.UU.	165x366x165	Hormigón	Terminado	VSL (torones)
Steubenville	EE.UU.	250x210	Metálico	Terminado	CTT-Stronghold
Quincy	EE.UU.	135x665x135	Metálico	Terminado	Dywidag (torones)
Luling	EE.UU.	–	Hormigón	Terminado	HI-AM (BBR)
Huntington	EE.UU.	–	Hormigón	Construcción	HI-AM (BBR)

Una serie sistemas han desarrollado sus técnicas utilizando torones que presentan una mayor facilidad para la inyección y una muy superior manejabilidad que los alambres o las barras, y se ha llegado así a la utilización de cables formados por torones paralelos, de los que es ejemplo característico el puente de Barrios de Luna (fig. 1) que hoy por hoy consti-

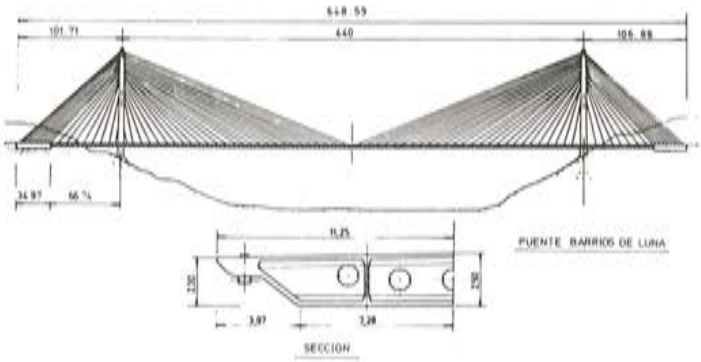


Fig. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

tuye el récord del mundo, con sus 440 m de luz, en puentes atirantados con tablero de hormigón.

Por ello, consideramos útil hacer un breve resumen, a continuación, del estudio que ha servido de base para comparar los distintos tipos de anclajes utilizables en puentes aitrantados y la solución adoptada para el puente de Barrios de Luna.

Selección del tipo de tirante

Ante la necesidad de elegir un tipo de tirante, parecía evidente que el torón tenía ventajas sobre el alambre, especialmente cuando hay que utilizar una cantidad importante de unidades y se pretende formar los tirantes in-situ, ya que desde el primer momento se procuró evitar manipular pesos muy grandes y preformar los cables en taller. Seleccionado el sistema de torón y decidida la utilización de torones de 0,6'', se presentaba la necesidad de diseñar un anclaje adecuado.

En ese sentido, las exigencias a carga cíclica fijadas por el proyectista del puente de Barrios de Luna, eliminaban cualquier anclaje convencional, pues con una amplitud de oscilación de 18 kg/mm^2 que era la exigida, no existe la posibilidad de que las cuñas y los anclajes convencionales puedan resistir los 2.000.000 de ciclos especificados.

El dilema era utilizar cuñas especiales que resistieran altos ciclos de carga y cables sin deflexiones dentro del anclaje, o utilizar resinas epoxi que amortiguen, dentro de la mazalota de anclaje, el efecto de la carga cíclica.

La razón esencial que aconsejó elegir la fabricación de los tirantes y el relleno con resinas epoxi in-situ es que cuando se fabrica el cable y se rellenan los anclajes en taller no existen problemas de relleno ni de curado, puesto que todo puede hacerse con la mayor facilidad; pero los alambres que forman el tendón quedan anclados por la inyección sin estar sometidos a tensión alguna.

Esto quiere decir que al instalar el cable y someterlo a carga, el incremento de tensión pasa de cero a la carga fija y de esta al máximo, es decir, al conjunto de carga fija más carga viva.

Teniendo en cuenta que al verter la resina en taller la tensión de los cables es nula, ello significa que la totalidad de esfuerzo correspondiente a la carga fija más la correspondiente a la oscilación y, en consecuencia, a la carga total, debe ser absorbido por el relleno de resina epoxi; por lo que éste trabajará en unas condiciones muy desfavorables.

El esfuerzo total aplicado al tirante lo absorbe la masa de resina sin colaboración alguna del anclaje mecánico. La resina sometida a este importante ciclo de carga se fisurará inevitablemente.

Los ensayos realizados demuestran que ésto sucede así, y si bien la resina produce un efecto amortiguador, su fisuración se extiende a lo largo del anclaje.

Por el contrario, cuando el cable se fabrica in-situ y la resina se vierte en el anclaje después de puesto el cable en tensión, su forma de trabajo es totalmente distinta. El anclaje mecánico que sujeta los alambres o torones absorbe la carga fija sin que la resina se vea en ningún momento afectada por dicha carga, puesto que se vierte cuando el cable está ya en tensión. Solo el aumento de tensión, es decir, la carga cíclica, tendrá un efecto real sobre la resi-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

na, y por consiguiente la resina trabajará en condiciones óptimas, como se ve en los gráficos de la Fig. 2. Es, por consiguiente, claro que un anclaje prefabricado en taller y un anclaje montado en obra tipo Stronghold, tienen un cierto parecido físico exterior; pero su diferencia, en cuanto a comportamiento elástico y mecánico es grande. En el primer caso, la resina soporta los esfuerzos del anclaje; en el segundo, la resina sólo absorbe la oscilación de carga cíclica.

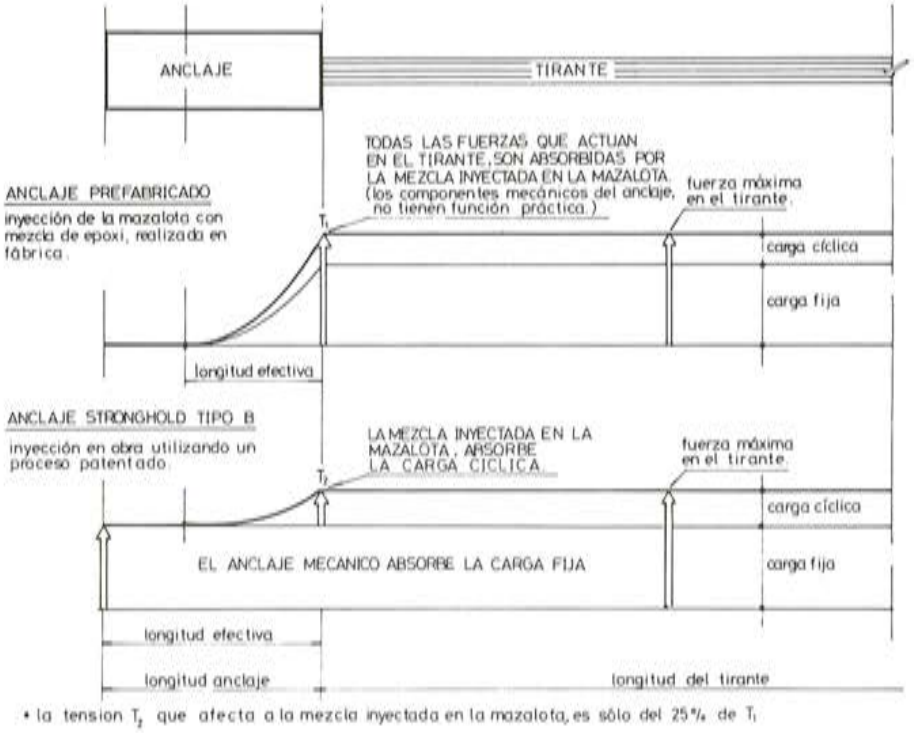


Fig. 2.

Cuñas mecánicas resistentes a altos ciclos de carga

Se han realizado numerosos ensayos y experimentos en la Universidad de Stuttgart que es la que más atención ha dedicado a los cables atirantados. Las publicaciones de los profesores U. Nurnberg, G. Rehm, M. Patzack y W. Köhler arrojan una clara luz sobre este tipo de anclajes y de su examen resulta lo siguiente (Fig. 3):

El tipo de cuña convencional utilizado en anclajes de pretensado es el de la figura 3a, en el cual el cono de alojamiento de la cuña tiene un ángulo ligeramente inferior al ángulo de la cuña.

Además, los dientes de la cuña se siegan y reducen en altura en su parte anterior para evitar que en la zona de entrada puedan dañar al torón.

Con una cuña de este tipo, cuando se aplica un esfuerzo de pretensado al torón, los dientes, más afilados en la zona N, se clavan también con más fuerza en esa zona que es donde se presiona más el cono de alojamiento, y el cable, que evidentemente queda amarrado en esa zona, queda también sólidamente retenido en ella. En la parte delantera, la presión de la cuña sobre el cable es menor; el cable está sujeto en esa zona más por rozamiento que por mordida, la fuerza de pretensado aplicada al cable va disminuyendo en la primera zona de la

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

cuña y llega muy disminuida a la zona N que es donde realmente se ejerce la sujeción firme del torón.

Con este diseño se consiguen rendimientos muy altos de las cuñas ya que la fuerza aplicada se va amortiguando y en el punto donde el cable se encuentra más dañado la fuerza es menor. Los sistemas normales de pretensado utilizan cuñas de este tipo para sus anclajes convencionales.

Pero cuando se trata de someter un torón a un elevado número de ciclos de carga, los

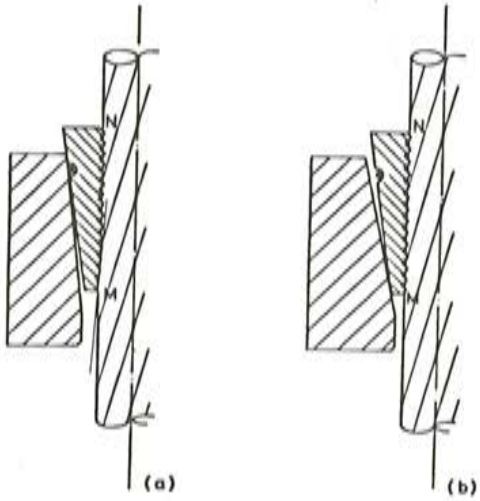


Fig. 3.

ensayos realizados en la Universidad de Stuttgart por los ingenieros citados anteriormente, demuestran que una carga cíclica de elevada amplitud da lugar a que en la zona de rozamiento M de la Fig. 3a, el torón deslice sobre los dientes segados de la cuña al producirse el alargamiento del mismo. Este rozamiento, para una oscilación elevada de la carga, da lugar a un desgaste o corrosión por rozamiento (reibkorrosion) del torón en esa zona y origina la rotura prematura del torón, por rozamiento, antes de que se alcancen los dos millones de ciclos, que suelen fijar todas las Instrucciones. Resulta por consiguiente que la obtención de una alta eficiencia en el comportamiento de la cuña, lleva consigo un bajo rendimiento a efectos de carga cíclica y hace que una cuña normal no pueda utilizarse cuando el ciclo de carga es elevado.

Tratando de resolver el problema anterior se llega fácilmente a la conclusión de que utilizando una cuña similar a la de la figura 3b, en la cual los dientes delanteros, en la zona N, no estan recortados, podría evitarse la rotura por rozamiento.

Con este tipo de cuña, la mayor presión sobre el torón se ejerce en el punto M y no en el punto N. Los dientes en M se clavan sólidamente sobre el torón y al someter éste a carga cíclica no se producen deslizamientos en M. El torón resiste así perfectamente la carga cíclica.

Pero cuando se aplica a este tipo de cuñas un esfuerzo creciente, los dientes de la cuña se clavan también en forma creciente sobre el torón y muerden sus alambres de tal manera que su eficiencia queda sensiblemente reducida. Cuando se utilizan cuñas de este tipo, debe evitarse elevar la carga máxima, limitando el esfuerzo a que se debe someter el cable, al 70 por

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

100 o al 80 por 100 del correspondiente a rotura, que es lo máximo que se puede garantizar. Eficiencias por encima del 80 por 100 son prácticamente inalcanzables.

Resulta, por consiguiente, que la utilización de cuñas mecánicas para los tirantes obliga a renunciar a elevadas cargas cíclicas o a una alta eficiencia del anclaje. Esta fue otra razón que nos hizo pensar en la utilización de resinas epoxi ya que, normalmente, a este tipo de anclajes para puentes atirantados se les exige, además de una elevada carga cíclica, una alta eficiencia (100 por 100), pues otra cosa sería utilizar anclajes de inferior calidad.

Anclajes Stronghold para puentes atirantados

Tomando como base los criterios anteriores y los resultados de los ensayos, el tipo de anclaje diseñado por C.T.T., S.A. y desarrollado en España, fue el denominado anclaje Stronghold tipo B, que aparece en la figura 4. En él las cuñas mecánicas absorben la carga fija y el relleno de resina la carga viva o cíclica. Los anclajes fueron sometidos a ensayo en la Universidad de Stuttgart con excelentes resultados y utilizados en el puente de Barrios de Luna en la forma que se conoce, pues ha sido una obra ampliamente comentada.

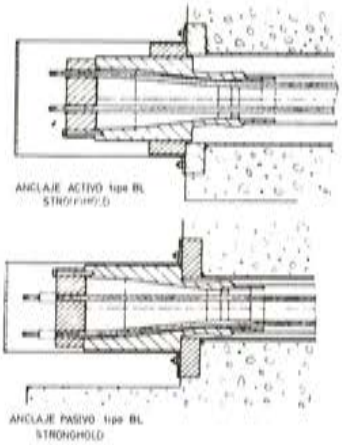
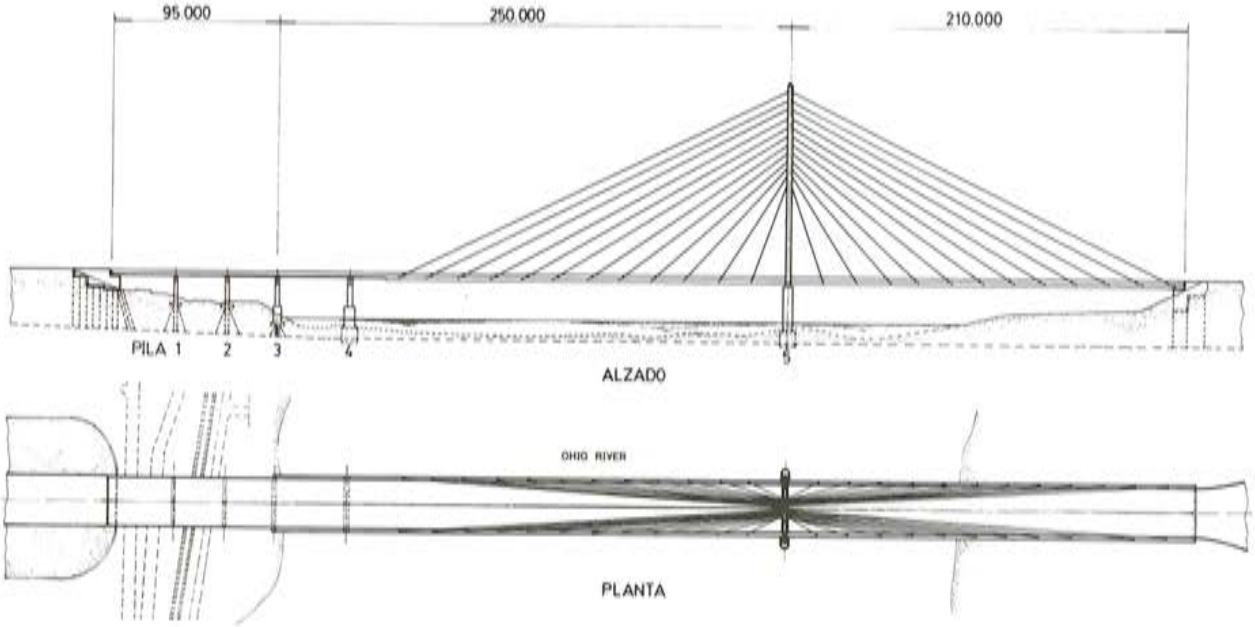


Fig. 4.



Dimensiones en metros

Fig. 5.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El puente de Steubenville en el estado de West Virginia, USA

Una nueva aplicación de los anclajes de C.T.T., S.A. es el puente de Steubenville, en los Estados Unidos, actualmente en construcción y cuyos tirantes se están construyendo con dichos anclajes.

El esquema del puente aparece en las figuras 5 y 6 y tiene la sección indicada.

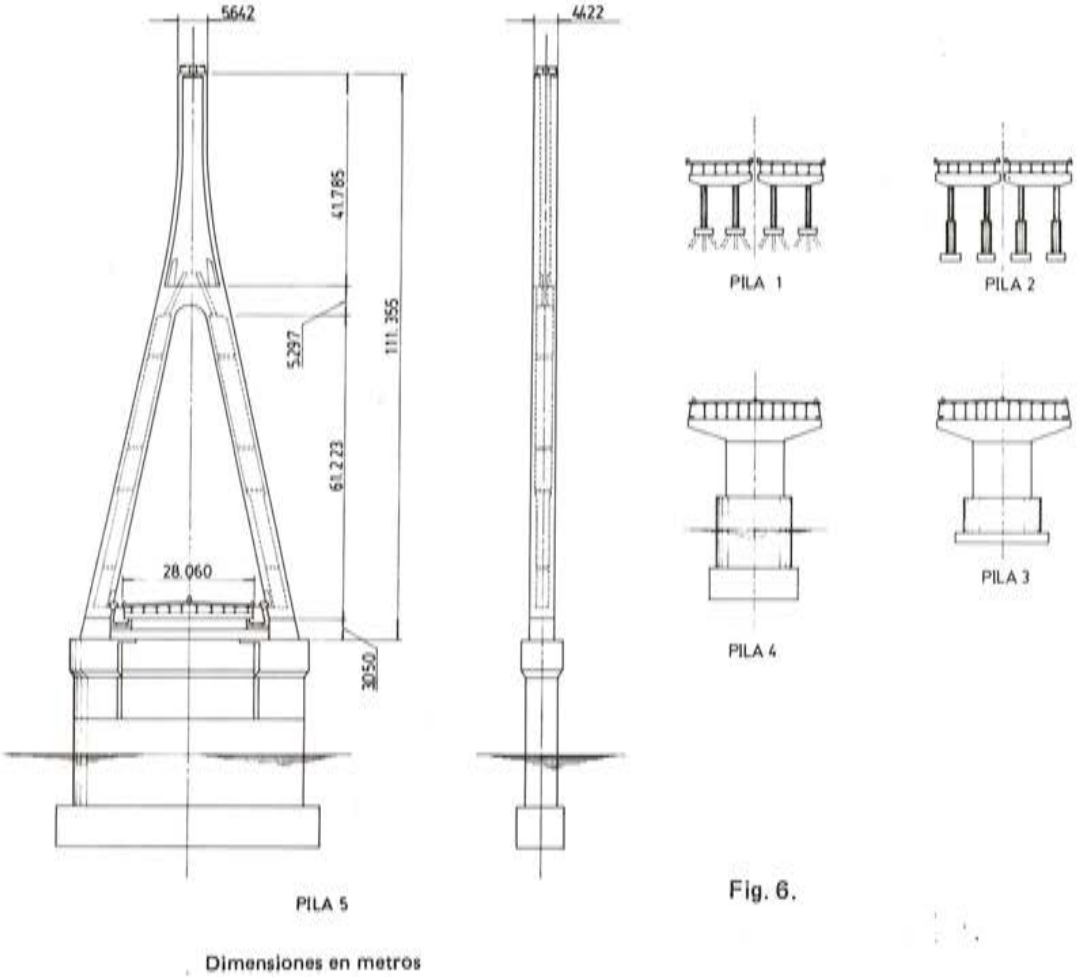
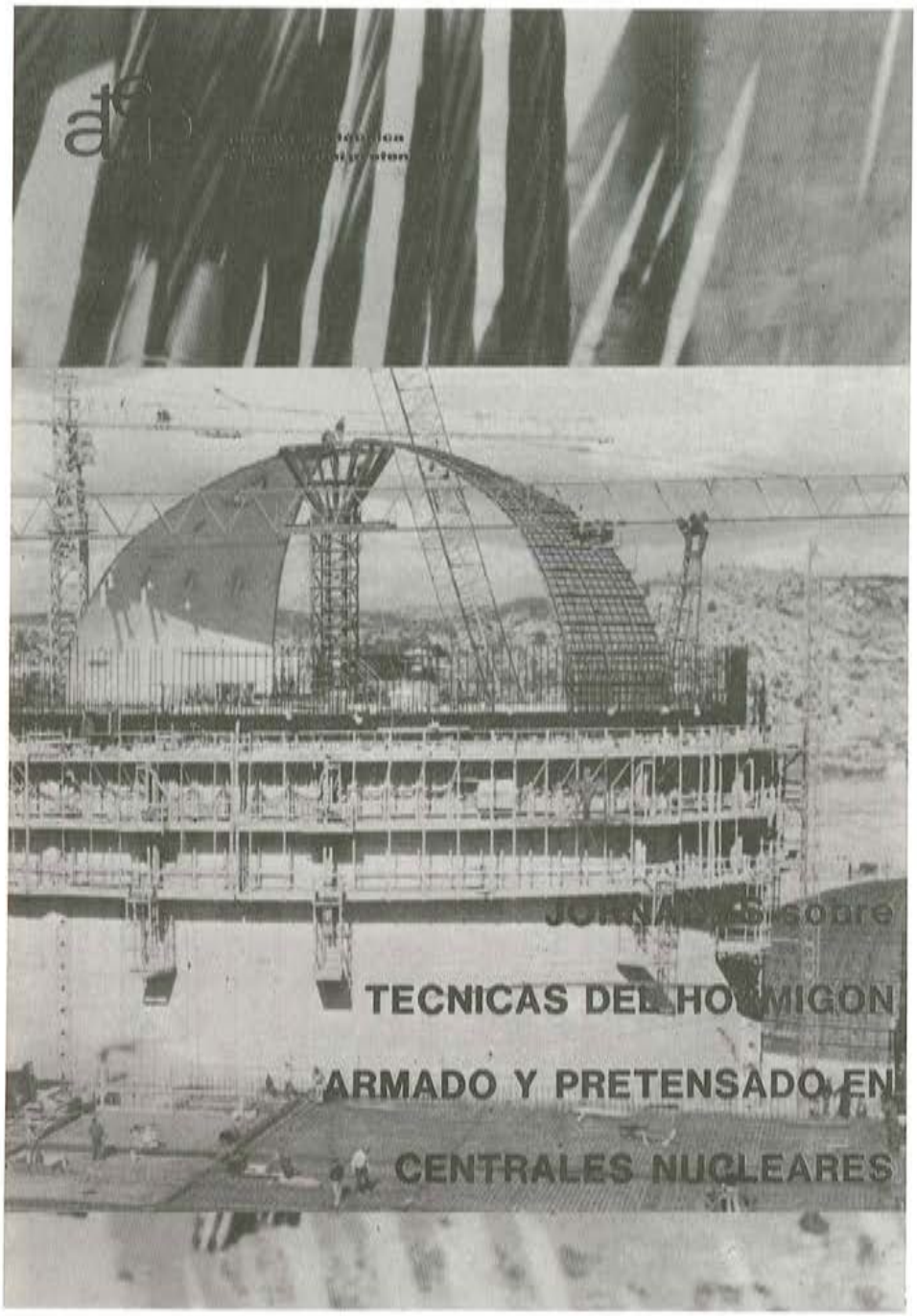


Fig. 6.

El puente es de una sola pila, equilibrada, y está diseñado para unir las ciudades de Weirton y de Steubenville, la primera en el estado de Ohio y la segunda en el estado de West Virginia, cruzando el río Ohio. El puente es de tablero metálico, lo cual aligera su peso y facilita su ejecución en una zona de gran desarrollo de la industria siderúrgica. En este tipo de puentes el montaje de tirantes in-situ ofrece grandes ventajas sobre la prefabricación en taller, ya que en una construcción metálica es conveniente y resulta mucho más facil ir efectuando los tesados torón a torón hasta compensar los esfuerzos, de acuerdo con los programas de cargas y de deformaciones que se exigen en el proyecto. El proyecto incluye anclajes cuyo número de torones oscila entre 26 y 60 y el sistema de CTT fue seleccionado para el suministro de la totalidad de los tirantes y su montaje, después de una fuerte competencia en la que tomaron parte los más importantes sistemas de pretensado. La obra está previsto terminarla para 1985.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



JORNADAS sobre TECNICAS DEL HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO EN CENTRALES NUCLEARES

EDITADO POR:

asociación técnica española del pretensado

Precio del ejemplar: 3.000 ptas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Pasarela Atirantada de Alfonso Molina, en La Coruña

Fernando da Cunha Rivas
Ingeniero de Caminos
IDASA, Ingeniería del Atlántico

INTRODUCCION

En esta comunicación se comentan los aspectos técnicos y económicos que rodean el proyecto y construcción de una pasarela peatonal atirantada, de hormigón pretensado, sobre la Avenida de Alfonso Molina, en La Coruña.

El vivir desde dentro una experiencia así es gratificante e instructivo. Probablemente, la mayor enseñanza obtenida esta vez fue el sentir la enorme importancia, la total necesidad, de un trabajo en equipo entre Dirección de Obra, Constructor y Proyectista, ya que en este tipo de puentes el grado de incertidumbre que rodea a gran número de parámetros es tal que sólo una presencia de todos en todo, puede hacer que las consideraciones en el papel se correspondan con la realidad física.

En esta obra la Dirección la llevó D. Luis González Pastor, de Autopistas del Atlántico. La construcción corrió a cargo de J. CASTRO MATELO, cuyo Ingeniero Director es D. José Manuel Otero. La empresa que realizó la operación de tesado fué Freyssinet.

Foto 1. Pasarela de Alfonso Molina. La Coruña.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1. ENTORNO FISICO

La entrada en La Coruña de la Autopista del Atlántico se materializa en el Enlace de Elviña. Este nudo permite los movimientos de entrada y salida entre la Autovía de Alfonso Molina (principal vía de acceso a La Coruña) y la propia Autopista. El entorno semiurbano de la zona, con carreteras secundarias que acometen a la arteria de Alfonso Molina y dan servicio a espacios residenciales, al campus universitario y a Colegios, genera un tránsito peatonal entre ambas márgenes que se veía muy afectado por:

- La construcción del citado enlace.
- La ampliación de la Avenida de Alfonso Molina de dos carriles por sentido a tres, con previsión para cuatro en un futuro.

Debido a estos motivos se hizo necesario proyectar una obra de fábrica que restituyese este tránsito.

Los condicionantes geométricos que imponía el mantenimiento en servicio, en todo momento, de la Avenida (I.M.D. de 50.000 vehículos) y los accesos a la Autopista, y la futura ampliación y los límites de la expropiación realizada en ambas márgenes, configuraban dos estructuras. Una de ellas, de dos vanos, 37,50 m y 14,50 m, al no ser posible el apoyo en la reducida mediana intermedia (véanse figs. 1 y 2).

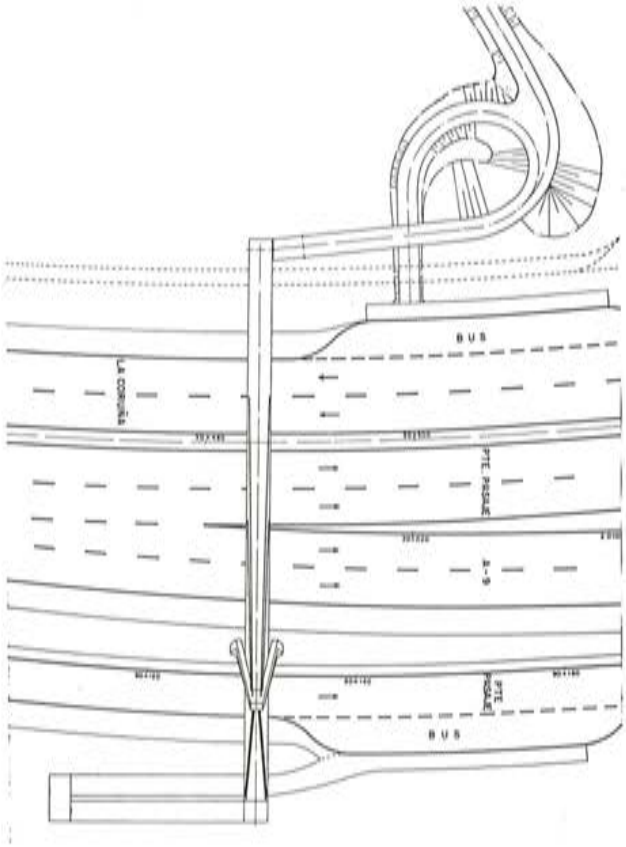


Fig. 1. Planta general.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

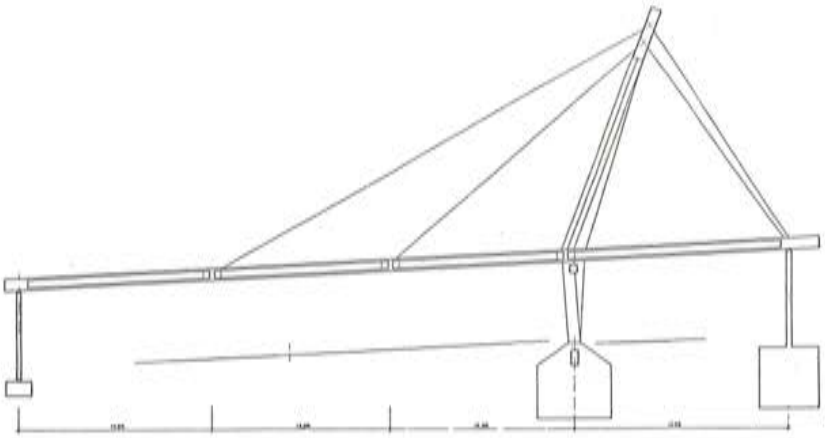


Fig. 2. Sección longitudinal. Escala 1:100.

La otra, debe librar un sólo ramal de dos carriles, con luces mucho más asequibles, de 13,50 m, salvadas a base de vigas "V" prefabricadas.

2. ESTUDIO DE ALTERNATIVAS

Ante el problema planteado por la estructura principal, la Administración de Autopistas del Atlántico estudió las alternativas siguientes, todas ellas valoradas:

a) Pasarela metálica convencional.

b) Pasarela metálica atirantada.

c) Pasarela de hormigón atirantada.

Esta última tipología, presentada por nosotros, fué la elegida ya que:

- Cumple perfectamente todos los condicionantes geométricos externos.
- Su valor estético es superior a las soluciones convencionales, a nuestro entender.
- Su economía de implantación es competitiva, debido a que el canto constante del dintel permite la reutilización de un encofrado exterior.
- Su economía de explotación es superior a las soluciones metálicas, sobre todo en un lugar como La Coruña.

En cuanto a la forma, los diseños por nosotros presentados fueron tres, todos ellos asimétricos.

El primero, con un sistema de cables en un sólo plano.

El segundo, con pila vertical de dos fustes paralelos.

El tercero y definitivo, con pila quebrada (la arruga es bella) en sentido longitudinal y en forma de A.

3. DISCUSION DE LOS ELEMENTOS DE LA OBRA

La pasarela se configura en los siguientes elementos:

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– Dintel.

– Pila principal.

– Tirantes.

– Pilas extremas o secundarias.

– Accesos.

3.1. Dintel

Su forma es la de un cajón de 0,80 m de canto, con unos remates laterales de poco menos de 0,50 m, en los que anclan los tirantes. Su ancho es de 2,20 m en la parte superior (véase fig. 3).

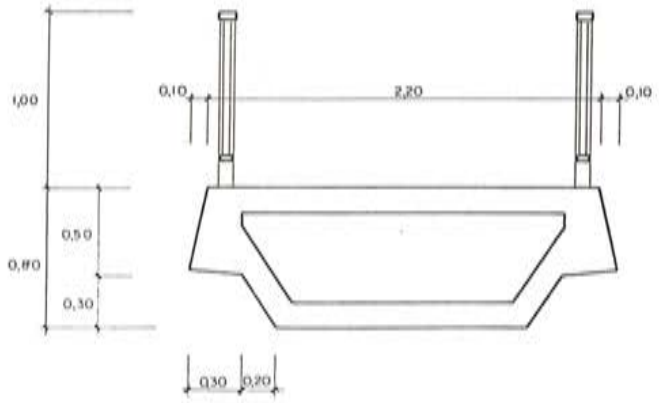


Fig. 3. Sección transversal. Escala 1:25.

El escoger esta sección se debió a que:

– Posibilitaba el uso de un encofrado determinado.

– Su gran capacidad para absorber momentos de uno u otro signo, así como torsiones (solicitación tan sólo importante a nivel de accidente, en este caso).

El canto, que visualmente proporciona una esbeltez de 1/46 respecto a la luz de 37 m es, referido a la distancia entre pilas extremas, 1/65 de la luz. Estos valores no son en absoluto espectaculares, relativamente, pero su elección se debe a que con menos canto la sección cajón sería un poco absurda, ya que empezaría a no caber nada, sin ventaja en cuanto a peso propio. Es claro que con más esbeltez de dintel disminuiría la flexión que lo solicita y aumentaría su peligro de inestabilidad.

El dintel está pretensado mediante cables rectos que se anclan en ambos extremos con anclajes activos. Por la tabla superior corren 6 cables de 6T13 y por la inferior 6 cables de 4T13.

En las zonas de conexión de los tirantes, se regruesaron las almas, en una longitud de 1,20 m, formando una riostra de 0,30 m de ancho.

La vinculación del dintel al resto de los elementos es la siguiente:

Se liga a la pila principal en sus movimientos horizontales, tanto longitudinales como

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

transversales, mediante unos tetones forrados de acero inoxidable, confinados en una pieza hembra de la pila forrada a su vez de teflón.

Está permitido, por tanto, el movimiento vertical y el giro.

La pila extrema más alejada de la principal es una péndola, con rótulas Freyssinet en ambos bordes.

La pila secundaria más cercana a la principal es, en realidad, un tirante que se une al dintel mediante armadura pasiva, posicionada en unas vainas que permiten los desplazamientos.

Por tanto, el dintel tiene como punto fijo la referencia de la pila principal a la que envía su desequilibrio de axiles.

En estas condiciones, los diagramas de flexión en el dintel son los de las figuras adjuntas.

Tan sólo unas aclaraciones:

Los esfuerzos se han obtenido en teoría de primer orden, con un módulo de elasticidad en los tirantes de acuerdo con la fórmula de Ernts.

Para el estudio de los esfuerzos provocados por retracción y fluencia se tuvieron en cuenta los escalones siguientes, expresados en días: 10, 15, 20, 30, 50, 100, 200, 500, 1.000, 3.000, 10.000.

Se ha considerado un gradiente de temperatura entre dintel-pilas y tirantes de + 20°C.

Con la intención de comprender el comportamiento resistente, se representan las leyes de momentos flectores para las siguientes solicitaciones:

- Peso propio en el puente atirantado y en una viga continua de luces iguales a las distancias entre tirantes (véase fig. 4). Con esta comparación se quiere visualizar el hecho de que la flexión en el dintel atirantado es una elección libre del proyectista, que influye en las secciones de los tirantes y que no es sencillo encontrar el criterio idóneo para tal decisión.

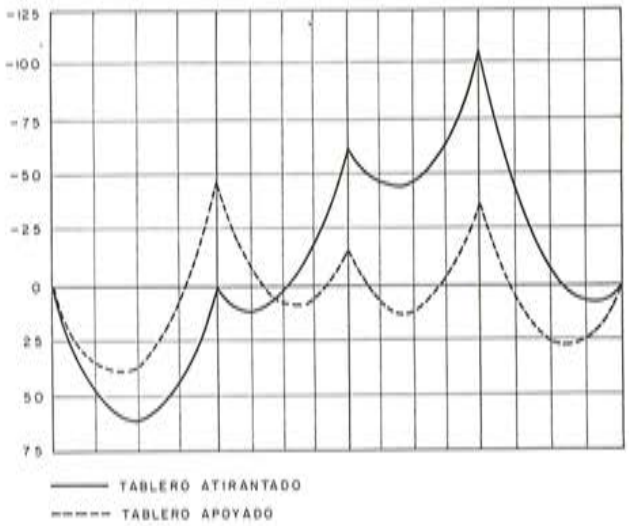


Fig. 4. Leyes de momentos flectores de peso propio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– Sobrecarga de 0,4 t/m² en la zona comprendida entre pila principal y el extremo del puente (37 m). Se dibujan las flexiones producidas en el puente atirantado, en una viga contínua de luces iguales a las distancias entre tirantes y en otra de dos vanos, con apoyo intermedio en la pila principal. Se observa que el estado real es intermedio entre estas dos situaciones y estará más cerca de una u otra en función de las relaciones de rígidez entre tirantes y dintel, que depende de la decisión tomada en peso propio (véase fig. 5).

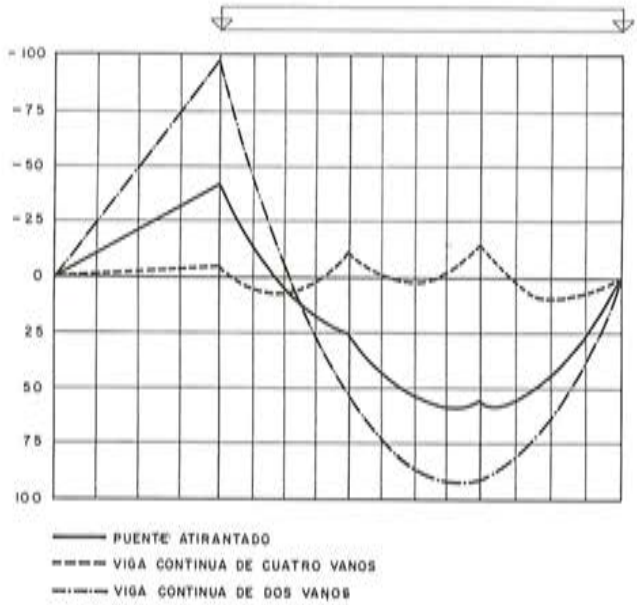


Fig. 5. Leyes de momentos flectores para sobrecarga de 0,4 t/m².

También se han representado las leyes de flectores bajo cargas permanentes, a los tiempos t = 0 y t = ∞(véase fig. 6), con el fin de reconsiderar la vida de tales cargas, así como los momentos totales en ambos instantes. Se puede observar que la elección de fuerzas de atirantamiento se hizo con el objetivo de que los momentos máximos de uno u otro signo fuesen de valor absoluto parecido. En este caso, dicho valor es de 115 m t, aproximadamente (véanse figs. 7 y 8).

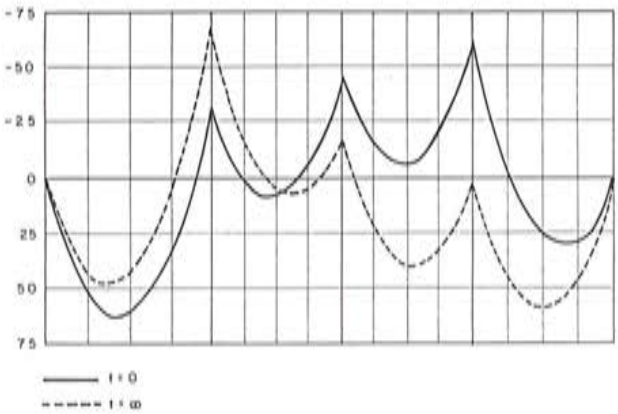


Fig. 6. Leyes de momentos flectores en estado permanente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

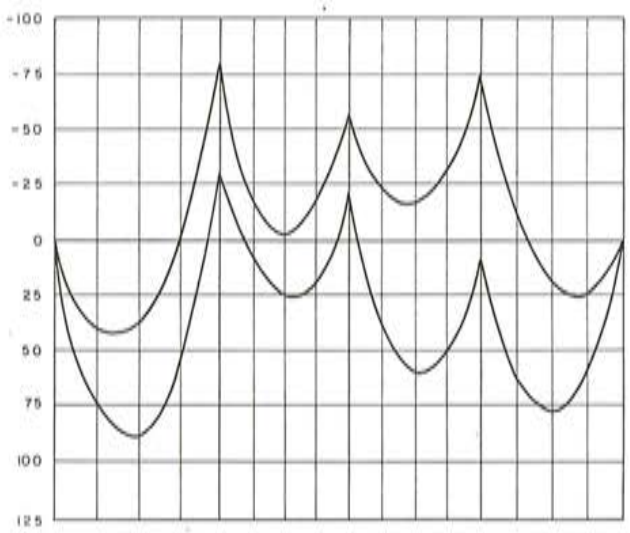


Fig. 7. Leyes de momentos flectores totales máximos y mínimos t = 0.

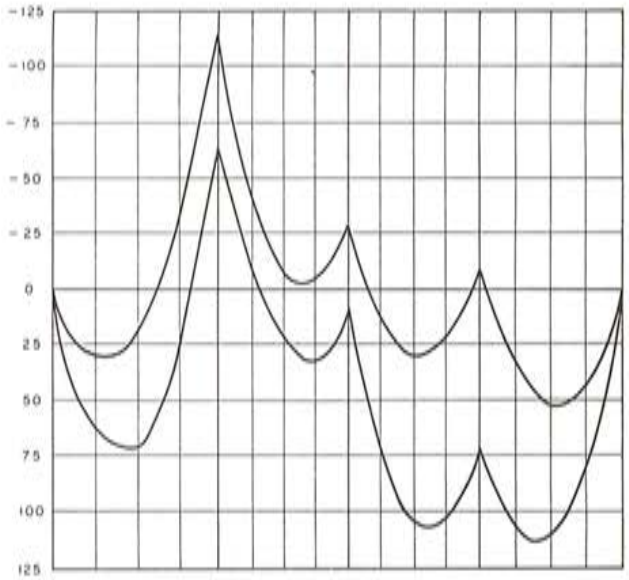


Fig. 8. Leyes de momentos flectores totales máximos y mínimos t = ∞.

3.2. Pila principal

Creemos que este es el elemento que debe dar personalidad a la obra, ya que el dintel sólo aporta esbeltez. La forma escogida es la de "boomerang" en sentido longitudinal y el de A mayúscula en transversal (véase fig. 9).

La inclinación de la pila hacia atrás, se proyectó para reforzar la sensación de elemento sustentador principal. El tramo inferior se inclina levemente y se empotra en la cimentación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

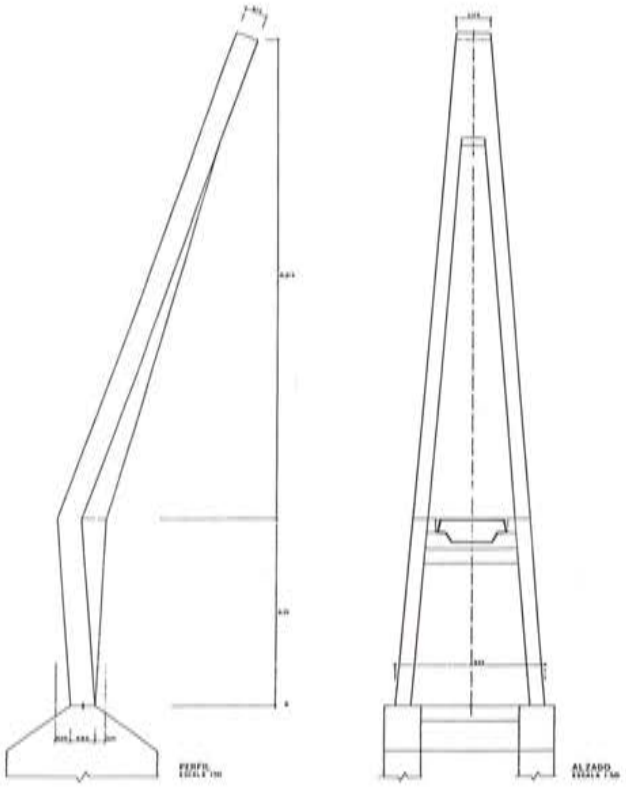


Fig. 9.

Debido a este empotramiento, toda la pila se ve solicitada a flexión longitudinal. Por eso y por la gran esbeltez transversal de las ramas de la "A", se dispone una riostra bajo el dintel, que también absorbe los esfuerzos de torsión generados por el vínculo dintel-pila.

La sección de las ramas de la "A" varía su ancho en la parte posterior, buscando un efecto de esbeltez visual que no se ha conseguido plenamente debido a lo suave de los ángulos entre planos.

Los cimientos de esta pila se conforman mediante sendas pantallas. La elección de empotramiento en vez de articulación se hizo por facilidad constructiva y por evitar posibles problemas de corrosión en una pieza metálica especial.

3.3. Tirantes

Los tirantes se disponen en cinco parejas. Están constituídos por cordones de pretensado de 6T13 ó 4T13, embutidos en vainas de polietileno de 63 mm de diámetro exterior. Las tensiones en todos ellos oscilan entre el 17 y el 45 por 100 de su carga de rotura, en cualquier solicitación.

Los tirantes más largos, así como los que siguen la forma de la pila, tienen una sección de 6T13. El resto son todos torones de 4T13.

El hecho de dimensionar los tirantes de la pila con sección 6T13 se debió a que, debido a que son los que mayor componente vertical proporcionan, están sometidos a una variación de tensiones que podría generar problemas de fatiga, si tuviesen menor sección (véase fig. 10).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

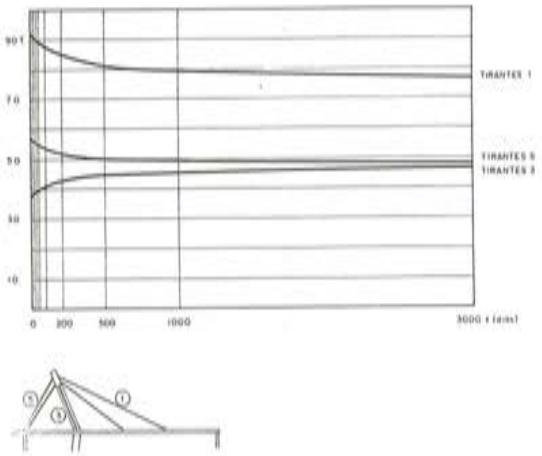


Fig. 10. Evolución de la carga de los tirantes.

La inyección de las vainas se realizó mediante lechada convencional.

3.4. Pilas secundarias

A pesar de los muy diferentes papeles que juegan ambos elementos, les hemos dado casi la misma sección, en forma rómbica, como deseo de aumentar la esbeltez del conjunto.

La pila más alejada de la principal, trabaja siempre a compresión y está biarticulada mediante rótulas plásticas. La cuantía de esta compresión varía entre 14 y 30 t.

La pila más cercana sirve de recubrimiento a las vainas que alojan los tirantes que impiden el vuelco del dintel. Estos tirantes se han proyectado con armadura pasiva. La cuantía de la tracción que hay que transmitir al macizo de cimentación varía entre 50 y 90 t.

3.5. Accesos

Los accesos se conforman a base de vigas prefabricadas, en forma de "V", de hormigón pretensado con armadura postesa, de 0,50 m de canto. De esta forma la acometida de la viga al tablero in situ se hace de forma que la variación de canto de 0,50 a 0,80 m es gradual.

La disposición de estas rampas de acceso se debe a la escasez de terreno expropiado que impedía la construcción de un terraplén en curva.

4. PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

Tanto pilas como dintel se construyeron in situ.

Debido a la forma de la pila principal y a los esfuerzos que queríamos que tuviese, no se retiró su cimbra hasta la segunda fase de tesado de tirantes.

El dintel se hormigonó sobre una cimbra formada por cuchillos apoyados en un castillete en la mediana.

Una vez alcanzadas las resistencias convenientes, se procedió al tesado de los tirantes con cuatro gatos simultáneamente. El orden de tesado fue el siguiente:

1° Cables 1 y 5 (se descimbra la pila).

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

2° Cables 3.

3° Cables 2 y 4 (se descimbra el dintel).

4° Cables 1 y 5.

El control de las fuerzas de tesado introducidas se hizo por medición de flechas, aunque al terminar el proceso se comprobaron mediante dinamómetro.

La forma final prevista, debida a peso propio y fuerzas de atirantamiento, era la de la figura 11. En ella se representa, de trazo, la deformada real medida de la forma descrita anteriormente.

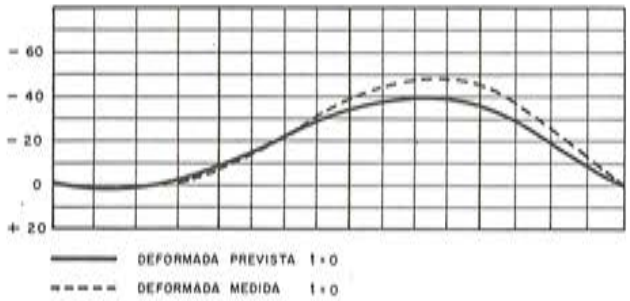


Fig. 11. Flechas en el dintel (peso propio + tirantes).

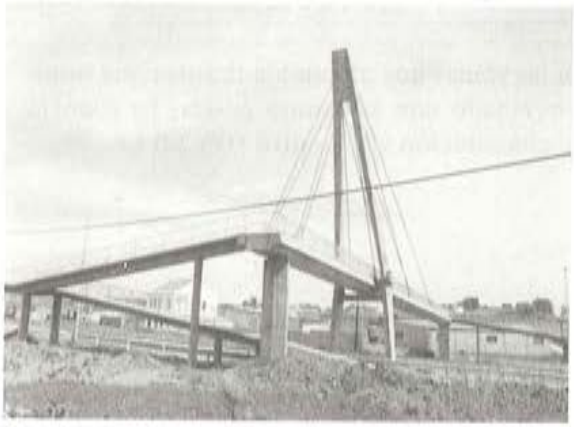


Foto 2 y 3. Dos vistas de la pasarela terminada.

BIBLIOGRAFIA

1. Fernández Casado, Manterola, Fernández Troyano.– Pasarela colgada en la Avda. de La Paz. Hormigón y Acero n° 124.
2. Elices, Sánchez Gálvez.– Fatiga de alambres de pretensado. Hormigón y Acero n° 125.
3. Juliá.– Puentes de tramo recto atirantados; cables y anclajes. Hormigón y Acero n° 127.
4. Samartín.– Cálculo de estructuras de puentes de hormigón.
5. Troistsky.– Cable Stayed Bridges.
6. Podolny. Construction and Design of Cable Stayed Bridges.
7. FIP Huitième Congrès International. Londres, 1978. La Technique Francaise du Béton Précontraint. Le Pont de Brotonne.
8. FIP the Ninth International Congress. Stocholm 1982. Recent developments and trends in the design and construction of cable stayed bridges.

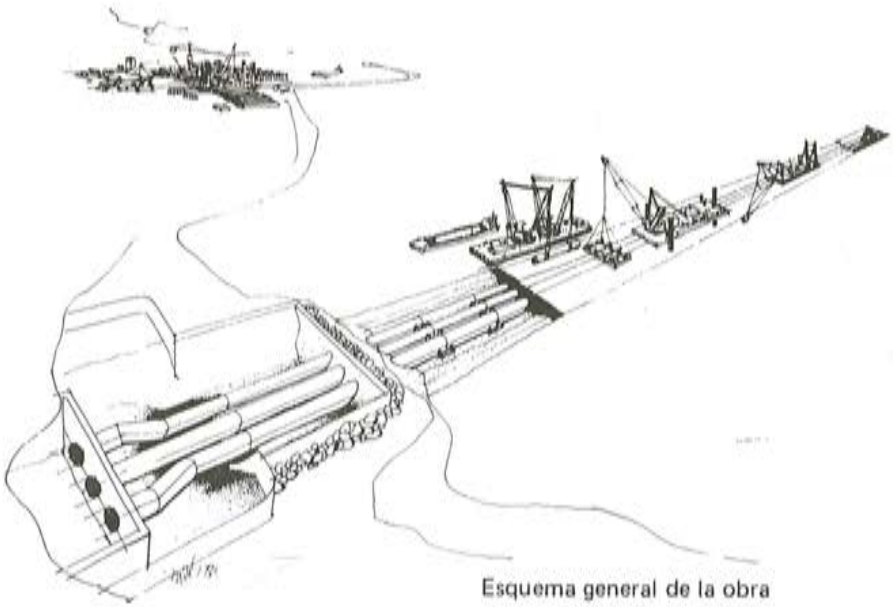
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Toma de agua en la Central Térmica Ras Djinet

Luis García de Miguel
Ing. de Caminos
Dragados y Construcciones, S.A.

La construcción de la Toma de Agua para la Refrigeración de la Central Térmica de Ras Djinet, en Argelia, dotada de cuatro grupos de 173 MW cada uno, fue sacada a concurso internacional en el año 1982 por SONELGAZ, la Empresa Nacional propietaria. La solución elegida fue la presentada por Dragados y Construcciones, S.A., consistente en tres conductos paralelos de hormigón pretensado, de 2,70 m de diámetro interior y 0,45 m de espesor. Su trazado, recto en planta y con una pendiente del 4,5 por 1.000, parte de la cota −8 y acaba en la −12, totalizando una longitud de 900 m. Tanto el proyecto, como la planificación y ejecución de los trabajos en España y Argelia han sido realizados por DYC.

Para el diseño de la tubería y su método constructivo, hubo que tener en cuenta que la solución aceptada implicaba la posibilidad de agotamiento de las tuberías en determinados momentos del servicio de la central, para proceder a su inspección y limpieza, cualidad ésta de la que no se conoce precedentes en las obras de igual índole realizadas hasta ahora. Esto condicionó, sobre todo, el espesor de hormigón de la conducción, cuyos 45 cm elevaban su diámetro exterior a 3,6 m y su peso a 11 t/ml, en vacío. Igualmente, ha obligado a un dimensionamiento muy cuidadoso del sistema de juntas y a disponer unas tapas metálicas desmontables al final de la tubería para las operaciones de achique en su interior.



Esquema general de la obra

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Otro de los condicionantes del proyecto fue hacer la conexión con el edificio de la casa de bombas (véase fotografía n° 1) con total independencia de los trabajos que allí realiza la adjudicataria argelina. Una vez que ésta escogió el sistema de agotamiento para efectuar sus trabajos a base de un recinto de tablestacas, la solución encontrada fue hacer un nuevo recinto sobre los tubos colocados por medios marítimos que permitiera la ubicación de los tubos del entronque por medios terrestres.

Foto N° 1

Formación de recinto estanco para conexión casa de bombas.

Así, la obra quedó dividida en las fases:

- Preparación de los trabajos en tierra.
- Montaje de las instalaciones de prefabricación.
- Fabricación de los módulos de 4 y 3 m.
- Ensamblado de tubos de 24 y 12 m.
- Dragado de zanja.
- Montaje de tubos.
- Relleno de zanja.
- Construcción del segundo dique.
- Achique del anterior.
- Montaje de tubos por medios terrestres.

La modulación de tubos comprende: piezas de 3 m con junta de enchufe en la parte de transición, tubos de 12 m con junta submarina bajo el dique y tubos de 24 m con junta submarina en el resto de la tubería, de una longitud aproximada de 700 m. Los pesos de las piezas son de 33, 140 y 270 t, respectivamente.

Los tubos de 12 y 24 m están formados por módulos prefabricados de 4 m de longitud. Para ello se montó una instalación de prefabricación de colado vertical, lográndose rendimientos de 6 unidades de 4 m al día, sin recurrir al curado por vapor. Para poder extraer cada módulo (de 44 t) de su encofrado a las 24 h del hormigonado, se han utilizado cables de pretensado con terminales de extrusión y con un sistema de gatos comunicados entre sí para equilibrar los tiros en cada uno de los cables; de esta forma las piezas se movían con resistencias de 80 kg/cm^2.

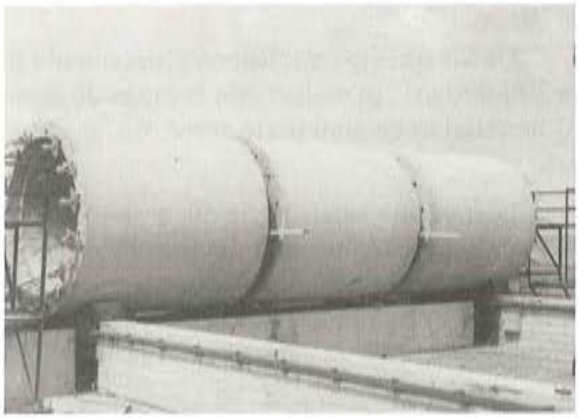
Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Respecto a la ferralla, de una cuantía muy fuerte debido a los esfuerzos de sobrecarga de tierras que produce el dique, se ha elaborado en devanadoras alimentadas por enderezadoras, quedando así eliminadas las desalineaciones del material y lográndose una gran perfección.

Los módulos de 4 m llevan incorporadas vainas corrugadas para dejar el hueco del cosido posterior por pretensado. La manipulación de cada pieza al acopio se realiza con grúa y una plataforma de 130 t. (Véase fotografía n° 2) Después del acopio se trasladan a una bancada de fabricación, donde tienen lugar las siguientes operaciones (véase fotografía n° 3):

- Enfrentado y orientación de las vainas.
- Aplicación de resina en las caras.
- Tesado previo a 2 kg/cm^2.
- Curado de la resina entre 10 y 14 horas.
- Tesado definitivo.
- Elevación mediante gatos hasta el nivel de bancada de acopio.
- Traslación mediante gatos y barras de arrastre.

Volteo de módulos para la formación de tubos.
Foto N° 2



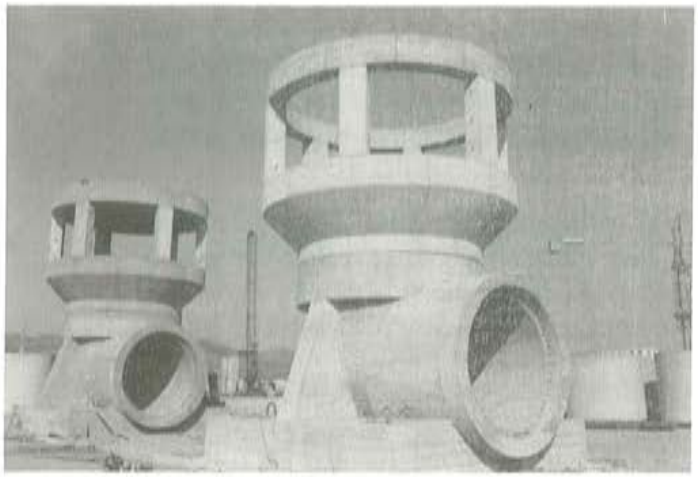
Pretensado de módulos.
Foto N° 3

En esta bancada de acopio se procede a:

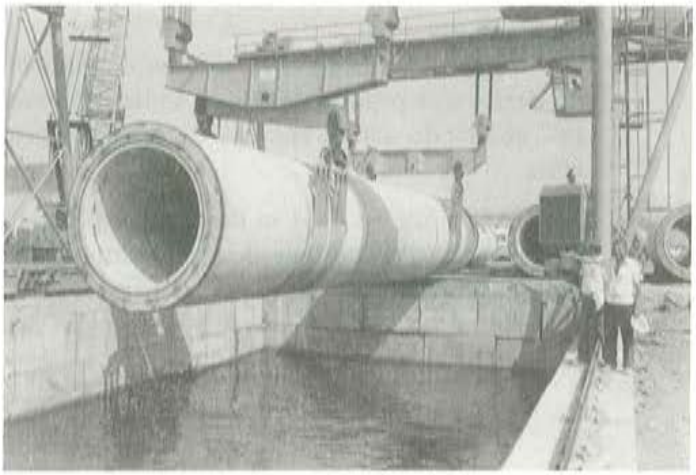
- Inyección de las vainas.
- Curado de inyección.
- Corte de cables. (Entonces se transmite la fuerza de pretensado por adherencia a la lechada).
- Recuperación del material de anclaje.
- Preparado de junta.
- Colocación del circuito de cloración.
- Colocación de elementos para el achique.

Dentro del programa de prefabricación se incluyeron las torres de toma, consistentes en piezas unidas entre sí mediante pretensado, la mayor de las cuales alcanza un peso de 160 t (véase fotografía n° 4). Su montaje se realizó bajo el agua.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025



Torres de toma prefabricadas
Foto N° 4



Muelle de carga de tubos.
Foto N° 5

Simultáneamente a estas operaciones, se ejecutaron las instalaciones auxiliares necesarias para los trabajos marítimos, importantes en esta obra. La necesidad de trabajar en mar abierto exigió aprovechar los meses de verano, así como la disponibilidad de un puerto auxiliar para la maquinaria flotante y barcos auxiliares necesarios.

El puerto consistió en un dique de escollera, una dársena de carga, sobre la que circulaban unos pórticos de 160 t cada uno, y una línea de muelle de 40 m para cargas auxiliares (véase fotografía n° 5). Dado que la tubería va enterrada, hubo que dragar para ejecutar una zanja.

De los trabajos marítimos propiamente dichos, el dragado de zanja, de aproximadamente 300.000 m^3, se realizó con la draga de cortadores NISSIN-MARU. (véase fotografía n° 6). El material es en gran parte arena, marga de poca consistencia y algunas afloraciones volcánicas.

Después de esta operación, se montaron apoyos provisionales para el asentamiento en ellos de los extremos de los tubos. Estos apoyos se colocaron desde una plataforma de patas con grúa Manitowoc 4.600, necesaria para la precisión requerida; los errores en cota y en alineación no han superado los 3 cm. Como complemento para el posicionamiento de estos apoyos, se montó un gánguil con una central de inyección de microhormigón.

Dragado de la zanja.
Foto N° 6

Equipo de montaje. Dracaza XIII con 2 Manitowoc 4.100 para montaje.
Foto N° 7

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El transporte de tubos se hizo con gánguiles autopropulsados.

Respecto al montaje de los tubos, se efectuó con una pontona de 90 x 22 m, de 6.000 t, sobre la cual se instalaron dos grúas Manitowoc 4.100 con Ringer (véase fotografía n° 7). Tras el montaje se realizaba la junta con ayuda de un encofrado exterior mecánico y un encofrado interior de neopreno inflable, que se desplaza dentro del tubo. Todas estas operaciones las han ejecutado hombres-rana comunicados con el exterior mediante teléfono submarino, controlándose las actividades con cámaras de TV y video.

Finalmente, es de destacar que existe la posibilidad de achicar las tuberías, en determinados momentos del servicio de la central, para proceder a su inspección y limpieza (véase fotografía n° 8).

Tubería achicada para inspección y limpieza.
Foto N° 8

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Publicación especial de la A.T.E.P. Manual H.P. 6-83 "Recomendaciones para la conservación de obras pretensadas"

Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación viene publicando con las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las construcciones pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, se ha editado el Manual H.P. 6-83 en el que, bajo el título "Recomendaciones para la conservación de obras pretensadas", se recogen las directrices que deben seguirse para mantener en buen estado las estructuras pretensadas, salvando así las lagunas hasta ahora existentes en la normativa oficial en relación con este problema tan de actualidad y que tanto preocupa en todos los países.

Por otra parte, se ha estimado también interesante incluir en este Manual las oportunas recomendaciones para la mejor aplicación de la técnica del pretensado en la realización de reparaciones y refuerzos de estructuras.

Debe subrayarse que, en realidad, el título de esta publicación resulta algo restrictivo, puesto que los principios sobre conservación que en ella se establecen para las obras pretensadas son de aplicación mucho más amplia; casi podría asegurarse que son de aplicación general a todo tipo de construcciones.

El Manual H.P. 6-83, con 110 páginas y numerosas fotografías, figuras y tablas, está a la venta al precio de 600,- ptas el ejemplar (siete y medio dólares USA, para el extranjero). Para los Miembros de la ATEP se ha establecido el precio especial de 400,- ptas cada ejemplar (cinco dólares USA para el extranjero).

Los interesados en su adquisición deberán dirigir sus pedidos a:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado 19.002
28080 MADRID
Telf.: 202 04 40.

Noticias de la Asociación Internacional de Puentes y Estructuras (IABSE)

Simposio sobre "Seguridad y garantía de calidad de las estructuras".
Tokyo, 4-6 Septiembre 1986.

La mayor parte de los fallos de las obras de ingeniería se deben a la concurrencia de uno o varios errores o negligencias de los que intervienen en su planificación, proyecto, cálculo y ejecución. Tales fallos pueden evitarse, al menos parcialmente, mejorando la garantía de calidad de los proyectos, la ejecución y la utilización de las estructuras. Los aspectos humanos y de organización juegan también un importante papel.

Por todo ello, la mejora de la garantía de calidad es de primordial importancia en todos los campos de la ingeniería civil. Y éste es, precisamente, el objetivo que se persigue con la celebración de este Simposio que tendrá lugar, en Tokyo, del 4 al 6 de septiembre de 1986.

Los que deseen presentar alguna comunicación a dicho Simposio u obtener información adicional sobre los actos programados, deberán dirigirse a:

IABSE Secretariat
ETH-Hönggerberg
CH-8093 Zurich, Switzerland.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Recientes ejemplos de utilización del hormigón pretensado en diferentes tipos de construcciones

Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos
ESTEYCO, S.A.

Una gran parte de las informaciones que suelen aparecer, tanto en España como en el extranjero, sobre realizaciones en hormigón pretensado, suelen referirse a obras de puentes que de esta manera parecen acaparar el uso de esta técnica que sin embargo tiene, como es bien sabido, campos de aplicación mucho más variados. Por ello parece adecuado presentar a esta Asamblea algunas realizaciones recientes, de índole muy diferente, en las que el pretensado, con mayor o menor grado de protagonismo, ha mostrado su eficacia.

1. LA NUEVA TRIBUNA DEL ESTADIO DE BALAIDOS (VIGO)

Construida con motivo de la celebración en España de la Copa del Mundo de Fútbol en el verano de 1982, la singular geometría de la nueva tribuna ha sido consecuencia de tres factores fundamentales (fig. 1.1):

- Su función específica de tribuna cubierta con dos graderíos para espectadores sentados, áreas de vestuarios y servicios.
- La ubicación bajo las gradas de dos salas polideportivas, con un pequeño graderío para espectadores; pistas de balonvolea y badminton; un frontón; pistas de squash; sala de entrenamientos y numerosos servicios (fig. 1.2).
- La presencia del río Lagares que, por discurrir bajo la tribuna, ha sido necesario canalizar. La estructura de la canalización debía quedar integrada en la estructura de la nueva tribuna.

Desde el punto de vista estructural, la nueva tribuna está constituida por 22 potentes pórticos transversales, separados 8,40 metros. Su geometría se observa en la figura 1.3. Los tres pilares fundamentales del pórtico están cimentados en pilotes apantallados que apoyan en el nivel de jabres próximo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 1.1. Vista general del Estadio con la nueva tribuna en construcción, en primer término.

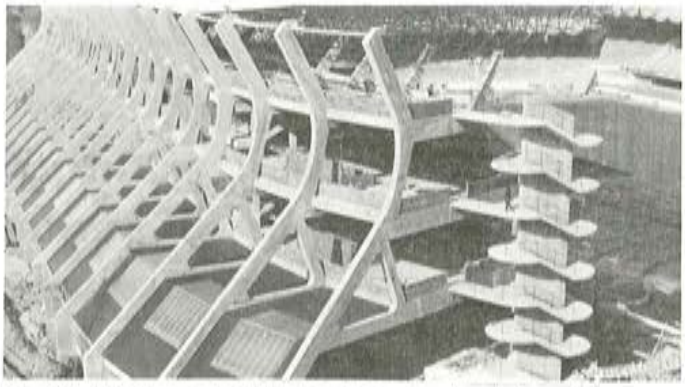


Fig. 1.2. Pórticos estructurales vistos, con la cubierta del polideportivo destacándose en la parte inferior y la cubierta espacial ya concluida.

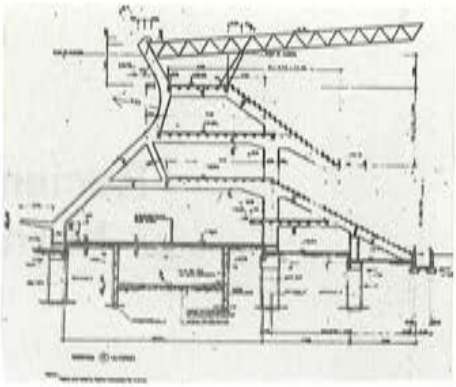


Fig. 1.3. Geometría del pórtico principal.

La inclinación a 45° del soporte exterior, con sección de 0.50 x 1.20 metros, genera importantes esfuerzos horizontales que se absorben mediante un tirante postensado situado bajo la solera, y que sirve al mismo tiempo como viga para cobertura del río Lagares. El tirante está constituido por una sección de 0.30 x 0.55 metros que pasa a ser de 0.30 x 0.70 metros, al salvar el río. Se han dispuesto en cada tirante 2 cables 12 ϕ 7, postesados, anclados a los dos pilares extremos del pórtico.

El Director del Proyecto fue el Arquitecto Municipal Enrique Acuña. La Empresa Constructora Hispano-Alemana, y Stronghold el sistema de pretensado utilizado.

2. EL ESTADIO CARLOS TARTIERE EN OVIEDO

Los Mundiales del 82 fueron también la ocasión de abordar las obras de remodelación del Estadio Carlos Tartiere de Oviedo, lo que en definitiva condujo a la construcción de un nuevo Estadio en idéntica ubicación y con la misma superficie de que se disponía en el antiguo (fig. 2.1).

Desde el punto de vista estructural, el nuevo Estadio esta constituido por unos pórticos transversales (fig. 2.2) con un importante pilar apantallado de 0.50 x 1.50 metros, en el que se empotra la viga que, con una longitud de hasta 16.00 metros, cubre parcialmente el graderío.

El aspecto más interesante de la estructura proyectada está en la concepción de la viga de cubierta y en su conexión con el pilar exterior del pórtico. La geometría de la viga y los detalles de armado de la correspondiente a la Tribuna Sur, están representados en la figura 2.3. La sección característica de la viga es rectangular, de 30 cm de ancho y altura variable; dispone en su parte inferior de dos talones de 10 x 10 cm, sobre los que apoyan las correas de hormigón armado que soportan el material de cobertura del Estadio.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 2.1. Vista general del Estadio en construcción.

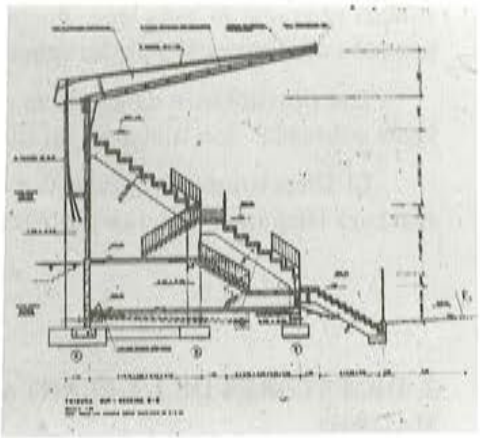


Fig. 2.2. Pórtico tipo.

La viga es prefabricada y está armada con un cable de postensado constituido por 9 torones de 1/2 pulgada, de acero superestabilizado, con límite de rotura superior a 19.000 kg/cm². Además, dispone de la armadura pasiva necesaria. Se trata de un caso en el que hemos aplicado el concepto del pretensado parcial.

La conexión de esta viga prefabricada con el pilar apantallado ejecutado en obra, se realiza por medio de una técnica análoga a la de las juntas conjugadas, utilizada en la construcción de puentes por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas. Al hormigonar el soporte apantallado se dejan dos cables 12 ϕ 7 con anclajes ciegos, según puede observarse en la figura 2.3. El soporte se hormigona hasta aproximadamente 30 cm de su coronación. Se coloca entonces un encofrado muy rígido en cabeza que se nivela y orienta cuidadosamente, y se procede al hormigonado del soporte. Previamente y con el mismo encofrado se han hormigonado unos dados que reproducen exactamente la superficie del soporte. Estos dados se incorporan al encofrado de fondo de la viga prefabricada, de manera que al hormigonar ésta la superficie de apoyo reproduce perfectamente la forma invertida de la cabeza del soporte. Para la conexión del soporte y viga basta enfilar los dos cables verticales por los agujeros previstos al efecto en la viga. Sobre las superficies de contacto se ha aplicado un tratamiento de resina epoxi. Encajada la viga sobre el soporte, se procede al tesado de los cables, pudiendo en-

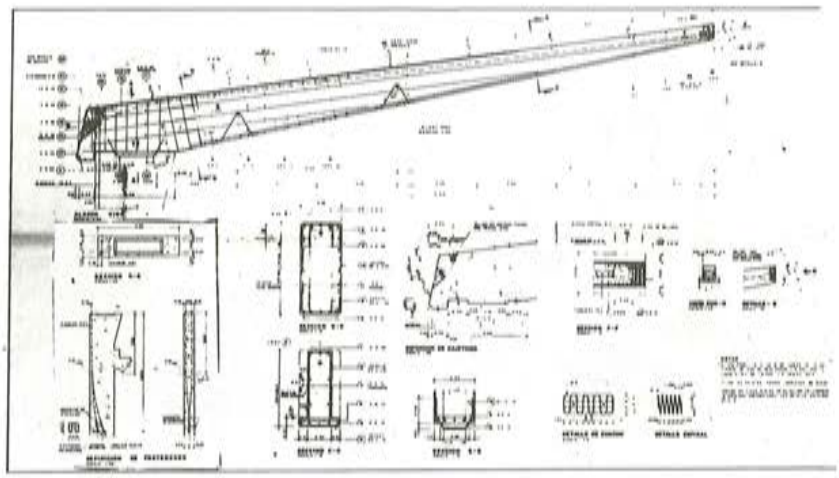


Fig. 2.3. Pretensado de la ménsula y de la unión viga-pantalla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

tonces liberarse la grúa que, hasta ese momento, ha debido sujetar la viga. Más adelante se procede a la inyección de las vainas que van provistas de purgas en su parte inferior.

Las operaciones descritas se realizaron con gran sencillez y se alcanzó un ritmo de ocho vigas colocadas con una grúa en una jornada normal de trabajo.

El Director del Proyecto fue el Arquitecto Municipal Florencio Uribe, la Empresa Constructora Hispano-Alemana y Stronghold el sistema de pretensado utilizado.

3. DIGESTORES DE LA PLANTA DEPURADORA SUR-ORIENTAL DEL P.S.I. DE MADRID

En los digestores de las Plantas Depuradoras se desarrolla el proceso de digestión de los fangos, produciéndose gases con un alto contenido en metano y CO_2 que se utilizan con fines energéticos. Se trata de depósitos cilíndricos de importantes dimensiones, a los que además de las condiciones resistentes y funcionales requeridas en los depósitos análogos para líquidos, se les debe exigir impermeabilidad frente al gas producido, una eficaz resistencia frente a la corrosión potencial en una atmósfera extraordinariamente agresiva y el aislamiento térmico preciso para mantener la temperatura interior por encima de los límites necesarios para que se produzca la digestión.

En la construcción de digestores está muy extendido el uso del hormigón pretensado y un ejemplo que ilustra esta aplicación se muestra en las figuras 3.1, 3.2 y 3.3 que corresponden a la Planta Depuradora Sur-Oriental del P.S.I. de Madrid.

En la figura 3.1 se observa la Planta en su conjunto, mientras que la figura 3.2 es un primer plano de los digestores, en los que el hormigón del fuste se ha protegido con chapa plegada que oculta el material de aislamiento del recinto.

En este ejemplo los digestores tienen un diámetro de 17.60 metros y su altura máxima es de 12.80 metros. El espesor de la pared del fuste es de 0.35 metros y los cables son unidades 12 ϕ 8 de Freyssinet, y están dispuestos disimétricamente a 25 centímetros de la cara interior y 10 centímetros de la exterior. La posición de los cables varía a lo largo de la altura del fuste entre un mínimo de 0.42 metros y un máximo de 1,02 metros para ajustarse a la variación de las tracciones circunferenciales. Según se muestra en la figura 3.3, cada cable tiene el desa-

Fig. 3.1. Vista general de la Planta.

Fig. 3.2. Digestores recubiertos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

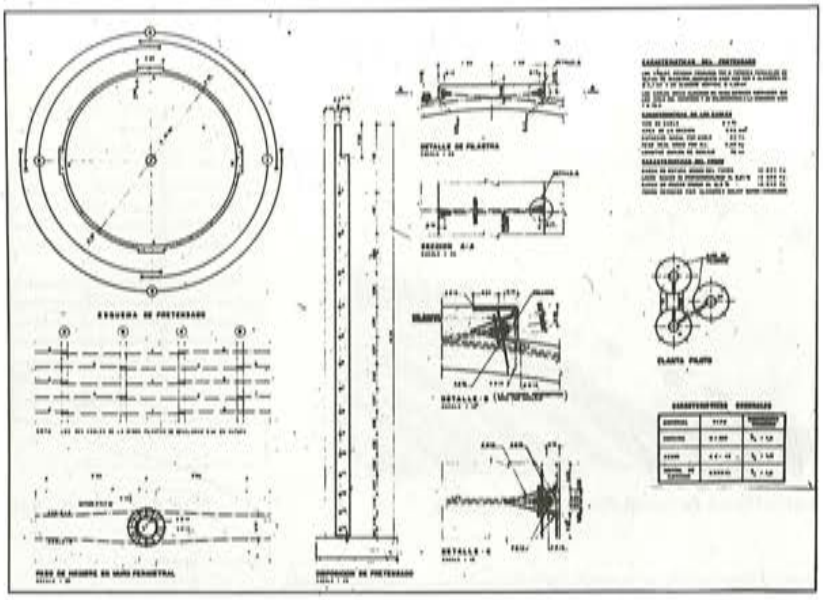


Fig. 3.3. Detalles característicos del pretensado.

rrollo de una semicircunferencia y se disponen contrapeados, anclándose en las cuatro zonas regruesadas, separadas entre ellas 90°.

Esta obra ha sido construida por la agrupación Comylsa-Degremont, para el Ayuntamiento de Madrid.

4. ESTRUCTURA DE LA AMPLIACION DE LA FERIA DE MUESTRAS DE BILBAO

La Ampliación de la Feria de Muestras de Bilbao, situada junto al Estadio de San Mamés, ha requerido la ejecución de importantes obras en las que el pretensado se ha utilizado profusamente para la prefabricación de prácticamente todos los elementos que han conformado la estructura.

La Ampliación de la Feria consta de un nivel de exposiciones en planta baja y un nivel superior a 12,50 metros del anterior, que sirve al mismo tiempo de cubierta a la planta baja y de superficie de exposiciones al aire libre.

En la figura 4.1 se observa el aspecto general de la estructura, prácticamente concluida. En primer término se observa el arco de la tribuna principal del Estadio de San Mamés, excelente referencia para ilustrar la envergadura de la obra de la Ampliación.

En la figura 4.2 se define la planta de la estructura que se ha organizado con una modulación fundamental de 27,46 x 27,46 metros. En los ejes de esta cuadrícula se han dispuesto unos pilares prefabricados con sección en cruz y 11,60 metros de altura (figura 4.3) que, por diversas razones ha sido necesario construirlos en dos piezas independientes que se han hormigonado verticalmente para, posteriormente, en el mismo taller de prefabricación ensamblarlos mediante un pretensado y, a continuación, transportarlos hasta la obra. Estos soportes se encajaron en los cálices previstos a tal fin en las zapatas de cimentación.

Las vigas principales (fig. 4.4) salvan la luz de 27,46 metros entre pilares y tienen sección en cajón. Van provistas, a cuartos de la luz, de diafragmas transversales que sobresalen de las almas del cajón formando ménsulas en las que apoyan las vigas transversales, también postensadas (fig. 4.5), que se rematan a media madera, de forma que su plano inferior coin-

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

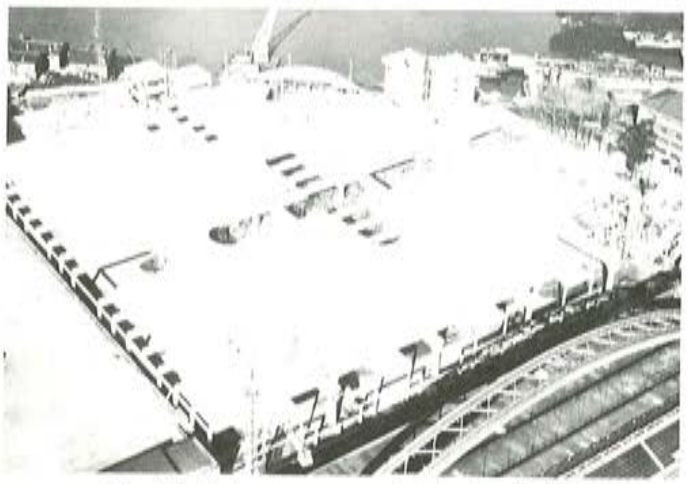


Fig. 4.1. Estructura general de la Ampliación.

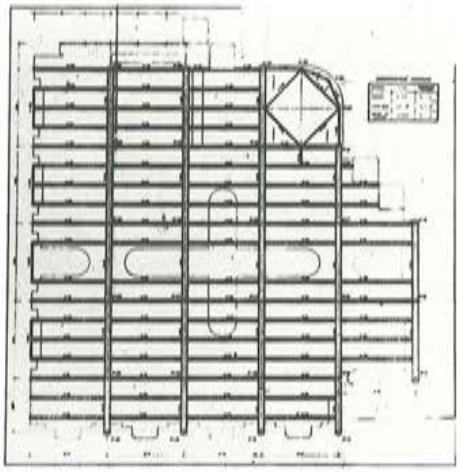


Fig. 4.2. Planta estructural.

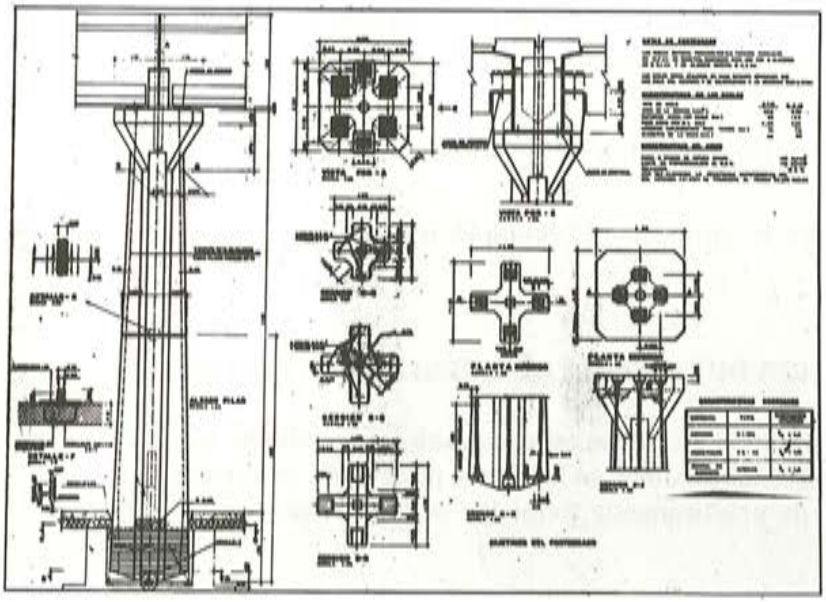


Fig. 4.3. Soporte tipo prefabricado y pretensado.

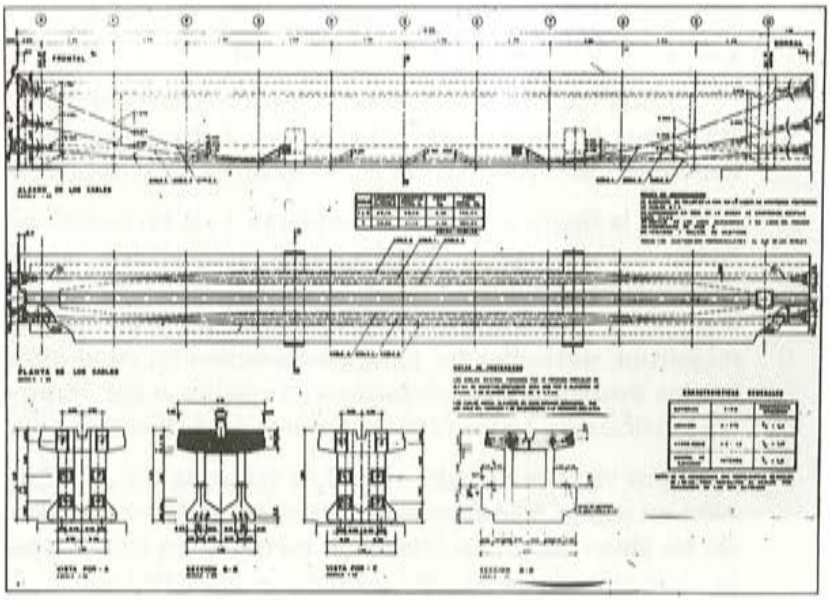


Fig. 4.4. Geometría y pretensado viga principal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

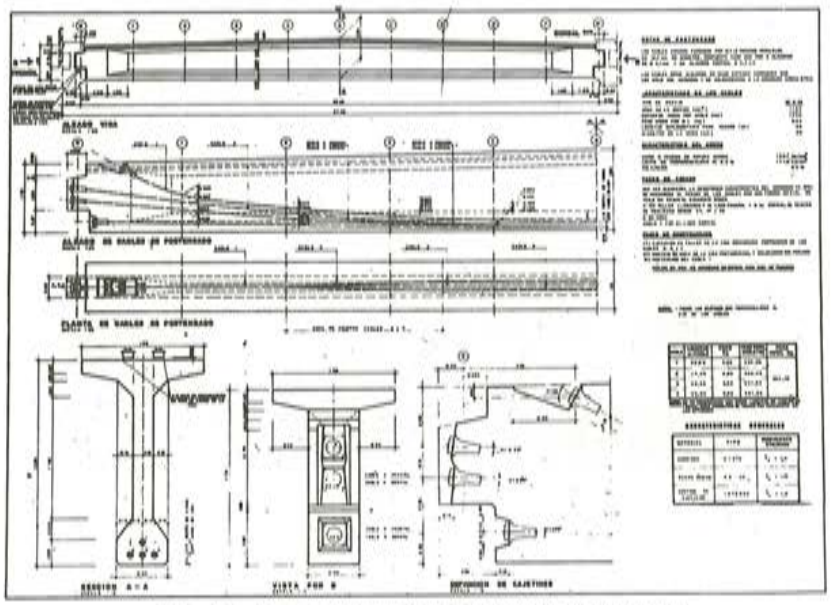


Fig. 4.5. Geometría y pretensado viga secundaria.

cide con el de las vigas principales. La importancia de esta estructura se pone de manifiesto señalando cómo el máximo momento flector en servicio que deben absorber las vigas principales es de 3.600 toneladas por metro, yendo provistas de un máximo de 16 cables 12 T 13, siendo el hormigón de calidad H-375.

El número total de pilares prefabricados necesarios fue de 26; 21 fueron las vigas principales y 104 las vigas secundarias. Sobre ellas, cubriendo una superficie del orden de 18.000 m^2 se dispuso un forjado pretensado, tipo Spiroll, que sirvió de soporte a la impermeabilización, pavimentación, jardinería y lucernario del nivel superior de la Ampliación de la Feria.

El Arquitecto Director del Proyecto y de las obras fue D. Rufino Basañez. Todos los elementos prefabricados fueron fabricados por Arriko en sus instalaciones de Asparrena (Alava), empresa que a la vez se ocupó del transporte y montaje de los elementos prefabricados y de la ejecución total de la estructura, habiendo sido José Luis Martínez el Jefe de las Obras. El sistema de pretensado utilizado fue Freyssinet.

5. PASARELAS PARA LA NUEVA TERMINAL DEL AEROPUERTO DE PALMA DE MALLORCA

La utilización juiciosa del pretensado ha permitido reducir en más del 50 por 100 el volumen de hormigón necesario para la ejecución de las pasarelas para la Nueva Terminal del Aeropuerto de Palma de Mallorca. En la figura 5.1 se observa, en la parte inferior derecha, la sección inicialmente prevista para salvar una luz de 18.50 metros y sobre ella la geometría de la solución construida, que consiste en una sección en T invertida con un único nervio central, con una altura de 1,0 metro en el que se alojan 3 cables pretensados 12 T 15 Freyssinet, que permite además la separación de los dos sentidos de circulación de pasajeros. La losa inferior tiene espesor variable entre 0.15 y 0.30 metros, como corresponde a su trabajo en voladizo. El conjunto resultante es de una gran esbeltez (Fig. 5.2) y se ha construido in situ en un brevísimo plazo, por Agromán y Cubiertas y M.Z.O.V., como empresas agrupadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Fig. 5.1. Definición geométrica y pretensado de la pasarela.

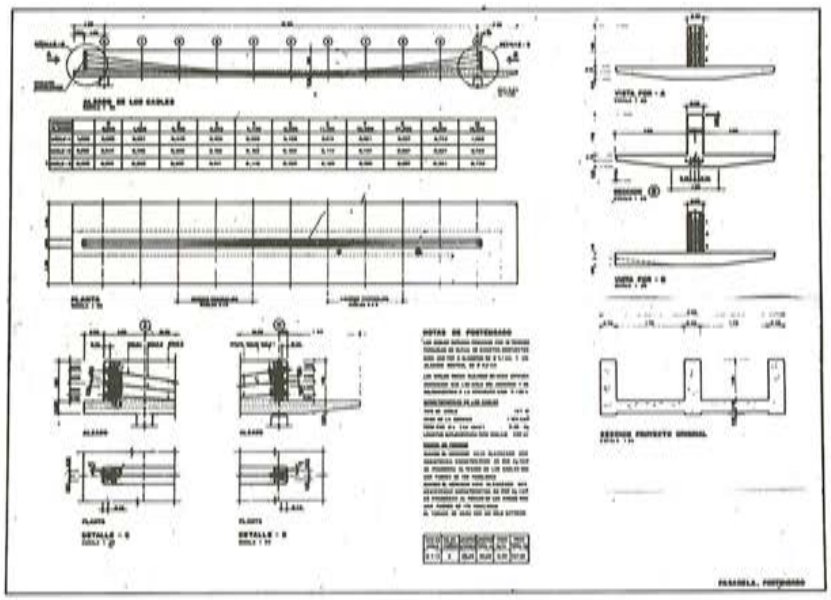


Fig. 5.2. Vista de la estructura de las pasarelas construídas.

6. ANCLAJE DE LAS COMPUERTAS DE LA PRESA DE COLBUN EN VENEZUELA

El pretensado es una eficaz solución para resolver el anclaje fuertemente solicitado en tracción de las compuertas metálicas de las presas.

Como ejemplo se muestra en la figura 6.1 el dispositivo de anclajes pretensados para las compuertas, diseñadas y construidas por Boetticher y Navarro, S.A. para la Presa de Colbun en Venezuela. Cada bloque de anclaje está constituido por 32 cables 17 K 13, y una capacidad en rotura superior a las 10.000 toneladas. En la figura 6.2 se muestran los anclajes ya ejecutados con las compuertas aún sin colocar. El sistema de pretensado fue Freyssinet.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

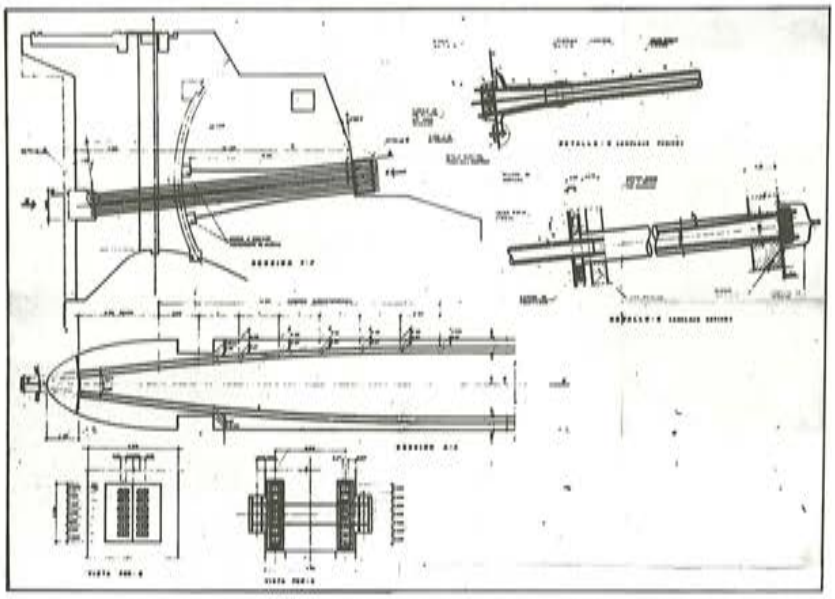


Fig. 6.1. Disposición del pretensado para el anclaje de las compuertas de la presa de Colbun (Venezuela).

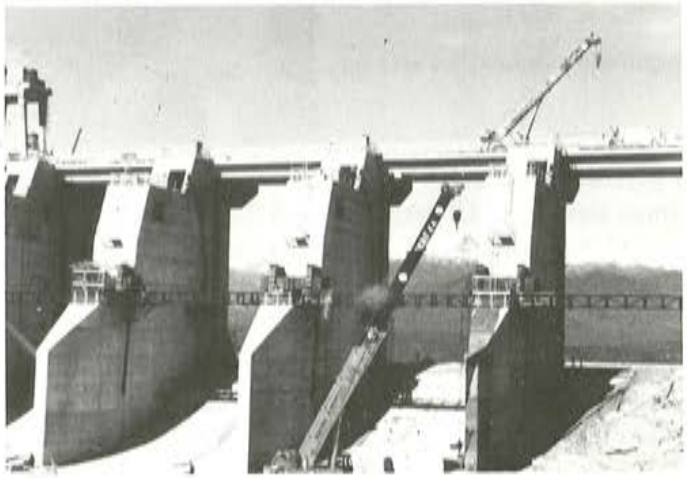


Fig. 6.2. Vista de los anclajes construidos.

7. ANCLAJES PERMANENTES EN LIMOS ARENOSOS BAJO NIVEL FREATICO

La estabilidad de los muros-pantalla que a ambos lados de la calzada limitan un tramo deprimido de la Autopista del Atlántico, ha requerido la ejecución de anclajes permanentes en un terreno que por sus características correspondía a unos limos arenosos saturados, por encontrarse bajo el nivel freático, y de gran comprensibilidad.

La naturaleza del terreno hacía dudar de la posibilidad de lograr anclajes con las 44 toneladas de carga útil necesarias y, de hecho, anclajes realizados convencionalmente habían deslizado para esfuerzos notablemente inferiores. La experiencia en terrenos análogos fue confirmada, no obstante en este caso, en el sentido de que la capacidad portante sigue una ley directamente relacionada con la presión final de inyección. Así una vez realizada la perforación y colocado el cable, se procedió a una inyección previa de relleno para posteriormente realizar la creación del bulbo de anclaje mediante inyección a presiones de hasta 20 ó 25 kg/m^2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

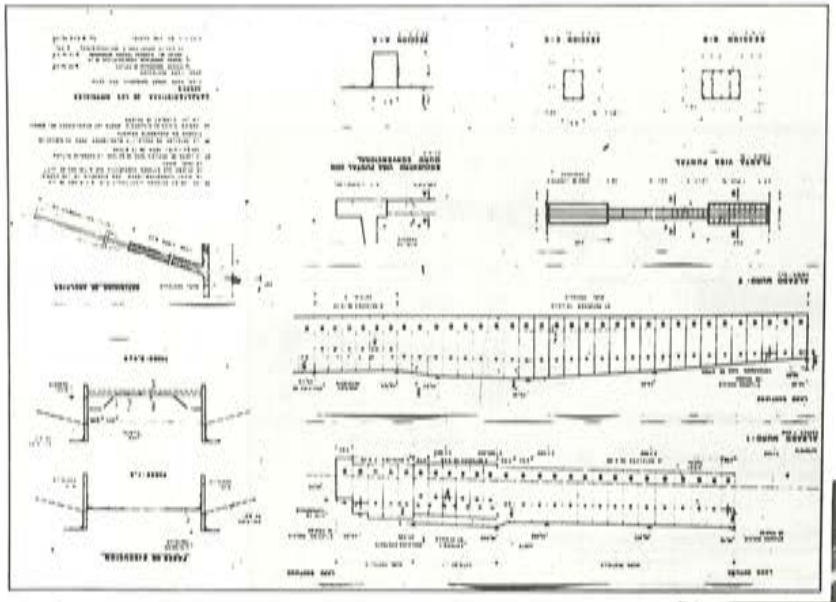


Fig. 7.1. Definición de anclajes.

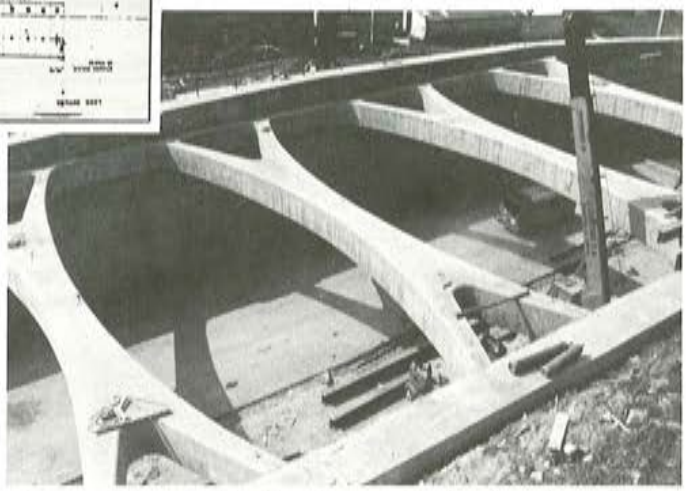


Fig. 7.2. Contrafuertes de hormigón equivalentes a los anclajes.

Se realizaron diversas pruebas de carga en los anclajes siguiendo el procedimiento establecido en las Normas alemanas. La carga máxima de tesado alcanzó 66 toneladas, llevándose a cabo sucesivos ciclos de carga y descarga. El comportamiento de los anclajes en todo el proceso fue plenamente satisfactorio y tampoco se produjeron incidentes durante la ejecución del conjunto de los anclajes necesarios para la estabilidad de la obra (Fig. 7.1).

Una imagen muy expresiva de la importancia de los esfuerzos absorbidos por los anclajes se pone de manifiesto al observar el apuntalamiento equivalente en hormigón armado (Fig. 7.2) que, por diversas razones, se ha dispuesto en una parte de la obra.

Los anclajes previstos fueron ejecutados por Cimentaciones Especiales, S.A., la Empresa Constructora fue J. Castro Matelo, S.A. y el Director de las obras, realizadas por AUDASA, fue el Ingeniero de Caminos, D. Luis González Pastor.

* * *

Nota Editorial

Con la anterior Comunicación se concluye la publicación de las que fueron presentadas en el curso de las diez Sesiones de Trabajo programadas para la XIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP celebrada, en Santander, en Setiembre de 1984.

Han sido 68 Comunicaciones, agrupadas en los seis temas elegidos para esta ocasión y que fueron: Normativa; Pretensado parcial; Investigaciones y estudios; Forjados; Patología, y Realizaciones.

No se han podido incluir otras cuatro comunicaciones que figuraban también en el programa de la Asamblea, debido a que sus Autores, por diversas circunstancias, no nos han facilitado los textos correspondientes. Lo lamentamos. Si más adelante se recibiese alguno de dichos textos, se publicaría como uno más de los artículos que normalmente recoge nuestra Revista.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Propuesta de Norma para Ensayos de Fatiga de Armaduras Activas y Pasivas

A. Fernández Canteli (Universidad de Oviedo)
V. Esslinger (EMPA - Dübendorf)
J. Belzunce (Universidad de Oviedo)

1. GENERALIDADES

1.1. Esta norma tiene por objeto establecer las directrices para la planificación, ejecución y evaluación de ensayos de fatiga, a amplitud constante, para armaduras pasivas y activas.

1.2. Los ensayos de fatiga en armaduras activas y pasivas permiten comprobar si los materiales que se ensayan superan unos valores mínimos de la resistencia a fatiga, exigibles como nivel de calidad. Estos valores no pueden ser utilizados directamente en el cálculo a fatiga de elementos estructurales de hormigón armado y pretensado, puesto que se refieren a la resistencia a fatiga de los aceros desnudos, a menos que incluyan otros factores correctores tales como el que considera las condiciones del acero embebido en el hormigón, el de seguridad, etc.

1.3. Las condiciones de resistencia a fatiga que se deben cumplir se refieren a una probabilidad de rotura $P_r = 5$ por 100 y un nivel de confianza unilateral del $P_c = 95$ por 100, tanto para la primera prueba como para el control periódico.

1.4. Con dependencia del caso de aplicación, la comprobación puede quedar restringida a la zona de endurancia o a la de vida finita.

1.5. Se considera como valor característico:

a) En la zona de vida finita:
El número de ciclos hasta la rotura, para un valor prefijado del intervalo de variación de tensión.

b) En la zona de endurancia:
El intervalo de variación de tensión para dos millones de ciclos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

1.6. Los productos para el presente ensayo deberán ser muestras extraídas aleatoriamente en el curso de la producción.

1.7. Las condiciones mínimas en la zona de vida finita y en la zona de endurancia, que deben satisfacer los aceros utilizados, para una probabilidad de rotura, $P_r = 5$ por 100, y un nivel de confianza unilateral, $P_c = 95$ por 100, quedan recogidas en la tabla 1, y se representan en forma de curvas de Wöhler en la figura 1.

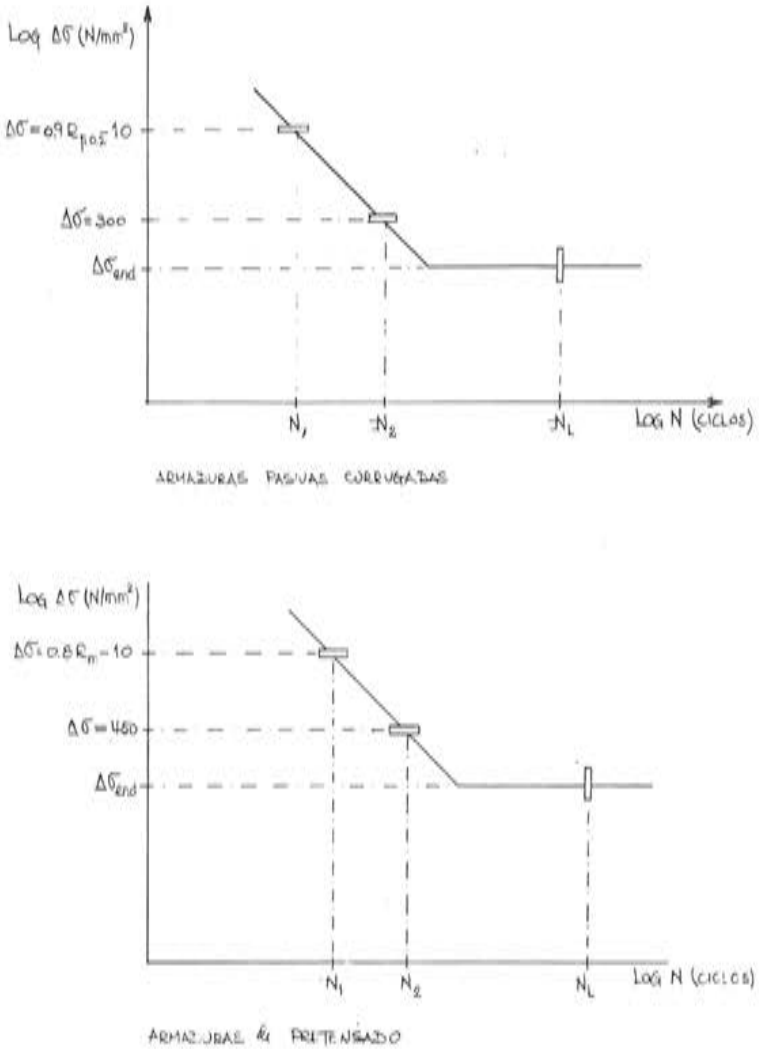


Fig. 1. Curvas de Wöhler mínimas para armaduras pasivas corrugadas y armaduras de pretensado (alambre, cable y barras) desnudas, para probabilidad de rotura $P_r = 5\%$ y nivel de confianza unilateral $P_c = 95\%$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

TABLA 1

Condiciones mínimas exigidas para la comprobación de la resistencia a fatiga de aceros de armaduras, desnudos, ($P_r = 5\%$, $P_c = 95\%$).

a) Zona de vida finita

Acero	Nº mínimo de ciclos hasta la rotura, para un intervalo de variación de tensión $\Delta\sigma$ (N/mm²)			
	($0{,}8\ R_m \cdot 10$)	450	($0{,}9\ R_{p0,2} \cdot 10$)	300
Armadura pasiva corrugada	–	–	N_1(*)	N_2(*)
Alambre de pretensado	N_1(*)	N_2(*)	–	–
Cable de pretensado	N_1(*)	N_2(*)	–	–
Barra de pretensado	N_1(*)	N_2(*)	–	–

b) Zona de endurancia

Acero	Intervalo de variación de tensión $\Delta\sigma$ (N/mm²) mínimo, para 2.10^6 ciclos
Armadura pasiva corrugada	$\Delta\sigma_{end}^{(*)}$
Alambre de pretensado	$\Delta\sigma_{end}^{(*)}$
Cable de pretensado	$\Delta\sigma_{end}^{(*)}$
Barra de pretensado	$\Delta\sigma_{end}^{(*)}$

(*: Valores que hay que determinar experimentalmente para productos españoles o utilizados en España)

2. TERMINOLOGIA

Sección nominal: Sección nominal según catálogo de la firma.

Sección real: Sección real del producto (en mm²) al comienzo del ensayo, determinada normalmente mediante pesada de las probetas. Peso específico del acero: 7,85 g/cm³.

Solicitación: Se expresa como tensión (en N/mm²), y se define para la sección real de la probeta.

Tensión máxima $\sigma_{máx}$: Valor máximo de la tensión en cada ciclo, calculada a partir de la carga $F_{máx}$ y de la sección real de la probeta.

Tensión mínima $\sigma_{mín}$: Valor mínimo de la tensión en cada ciclo, calculada a partir de la carga $F_{mín}$ y de la sección real de la probeta.

Intervalo de variación de tensión $\Delta\sigma$: Diferencia entre la tensión máxima y la mínima.

Número límite de ciclos, N_L: Número máximo de ciclos a los que queda sometida una probeta, normalmente 2×10^6 ciclos.

Resistencia a fatiga en la zona de vida finita: Resistencia a fatiga para una cierta probabilidad de rotura, en la zona de la curva de Wöhler, en la que todas las probetas rompen antes de que se alcance un número límite de ciclos adecuadamente elegido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Límite de fatiga: Resistencia a fatiga para una cierta probabilidad de rotura, en la zona de la curva de Wöhler, en la que una o más probetas sobreviven un número límite de ciclos, adecuadamente elegido.

Rotura: Separación total de la probeta en dos o más partes.

3. PRIMERA PRUEBA Y PRUEBA DE CONTROL PERIODICO

3.1. Generalidades

La comprobación de la resistencia a fatiga se extiende, en general, a las dos zonas de la curva de Wöhler (de vida finita y de endurancia). En aquellos casos de aplicación en los que sea necesario el conocimiento de una única zona de la curva de Wöhler, se puede restringir el control de la resistencia a fatiga a dicha zona.

3.2. Primera prueba

Para la primera prueba deberá comprobarse.

- a) En la zona de vida finita:
  que se satisfacen los valores exigidos en la tabla 1, para un mínimo de 6 probetas, en los dos intervalos de variación de tensión dados.
- b) En la zona de endurancia:
  que se satisfacen los valores exigidos en la tabla 1, para un mínimo de 16 probetas, ensayadas de acuerdo con el método de los escalones (up - and - down method).

3.3. Prueba de control periódico

La prueba de control periódico puede realizarse con la mitad del número de probetas exigidas para la primera prueba, siempre que se considere como una prueba progresiva, en cuya evaluación se incluyen los resultados de la última prueba anterior, y cuando su antigüedad no supere los dos años.

En caso contrario, se atendrá a las condiciones de la primera prueba.

En el caso de que los resultados de los ensayos en la prueba de control periódico no garanticen una resistencia a fatiga suficiente por parte del material ensayado, se deberá comprobar de inmediato que el producto de la fabricación en curso es capaz de satisfacer las condiciones de la primera prueba.

4. EJECUCION DE LOS ENSAYOS

4.1. Generalidades

Estado de las probetas:

- Los ensayos se llevarán a cabo con probetas rectas, en las condiciones de suministro a obra.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

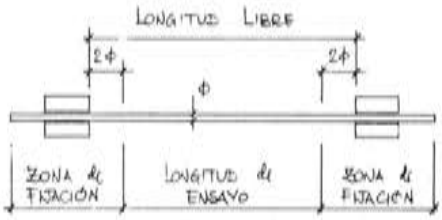
– No se premiten tratamientos posteriores al proceso de fabricación, en la superficie de la probeta.

– Las pruebas se realizarán con una única probeta, no precargada, bajo intervalo de variación de tensión constante.

– Se comenzará con la cuenta de ciclos, en cuanto el intervalo de tensión previsto haya sido alcanzado.

– Se considerará un ensayo como acabado, cuando la probeta rompa. En el caso de cables de 7 alambres, la rotura del primer alambre se acepta como rotura total.

– En la valoración sólo se podrán incluir aquellos ensayos en los que la rotura se presente fuera de la zona de influencia de la fijación. Como zona de influencia de la fijación se considera una distancia de hasta 2 diámetros a partir de la misma.



4.2. Condiciones de ensayo

– Instalación de ensayos:

Los ensayos a fatiga se realizarán en una máquina de ensayos dinámicos adecuada, para carga sinusoidal y bajo control de carga.

Deberá garantizarse el mantenimiento de la carga media, durante el ensayo, con una precisión del ± 2 por 100 del valor teórico, y el intervalo de variación de tensión, con una precisión de ± 5 por 100 del valor teórico.

– Temperatura y humedad:

Los ensayos se llevarán a cabo en condiciones de laboratorio. La humedad relativa debe ser 60 ± 20 por 100.

Se procurará que la temperatura de la prueba esté comprendida en los límites 20 ± 5°C. Las discrepancias de estos valores se notificarán en el informe.

4.3. Parámetros de ensayo

– Longitud de ensayo

La longitud de las probetas que se vayan a ensayar tendrá los valores siguientes:
armaduras pasivas. 20 diámetros, o 500 mm, como mínimo.
alambres de pretensado: 20 diámetros, o 140 mm, como mínimo.
cables de pretensado: 5 longitudes de hélice, o 100 mm, como mínimo.
barras de pretensado: 20 diámetros, o 500 mm, como mínimo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

– Frecuencia de ensayo

La frecuencia deberá ser constante, tanto a lo largo de cada ensayo en particular, como dentro de cada serie de ensayos.

No se admitirá ningún calentamiento perceptible en la probeta. Las frecuencias límites máximas recomendadas son:

En armaduras pasivas: 100 Hz
En barras y alambres de pretensado: 100 Hz
En cables de pretensado: 20 Hz.

– Tensión máxima, $\sigma_{máx}$

La comprobación de la resistencia a fatiga en la zona de tracción, se efectuará manteniendo constante la tensión máxima, con los valores siguientes:

para armaduras pasivas: $\sigma_{máx} = 0{,}90\ R_{p0,2}$
para armaduras activas: $\sigma_{máx} = 0{,}80\ R_m$

siendo R_m y $R_{p0,2}$ la resistencia a tracción y el límite elástico *nominales* del material, respectivamente.

– Intervalo de variación de tensión, $\Delta\sigma$

a) Zona de vida finita

Los ensayos se realizarán para los intervalos de variación de tensión que a continuación se indican.

Intervalo de variación de tensión, $\Delta\sigma$	$(0{,}9\ R_{p0,2}{}^{-10})$ N/mm^2	$(0{,}8\ R_m{}^{-10})$ N/mm^2

b) Zona de endurancia

La comprobación de la resistencia a fatiga se efectuará en esta zona mediante la técnica del método de escalones (up - and - down method).

5. EVALUACION DE RESULTADOS

a) Zona de vida finita

Bajo el supuesto de una distribución logarítmico-normal para el número de ciclos hasta la rotura, éste se puede obtener, para una probabilidad de rotura $P_r = 5$ por 100 y nivel de confianza unilateral $P_c = 95$ por 100, de acuerdo con la expresión:

$$\log N_{5/95} = m\ (\log N) - k.s\ (\log N)$$

en la que m es el valor medio, s es la desviación típica y k es el límite de tolerancia estadística unilateral para el muestreo y para $P_r = 5$ por 100, $P_c = 95$ por 100, según la tabla 2.

TABLA 2

Valores del límite de tolerancia estadística unilateral, para $P_r = 5\%$ y $P_c = 95\%$ [11]

Número de ensayos	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15
Factor k	7,66	5,15	4,20	3,71	3,40	3,19	3,03	2,91	2,82	2,74	2,67	2,61	2,57

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

b) Zona de endurancia

De acuerdo con los conocimientos actuales |3,9|, es posible el cálculo de la media y de la desviación típica de la resistencia a fatiga, a partir de aprox. 16 probetas válidas ensayadas de acuerdo con la técnica del método de los escalones, para las condiciones prefijadas, con lo que el valor $\Delta\sigma$ (5/95) puede ser contrastado con el correspondiente $\Delta\sigma$ de la tabla 1.

6. ELABORACION DEL INFORME

El informe de los ensayos deberá contener los siguientes datos:

6.1. Material de la probeta

- Denominación del acero y sección nominal
- Tipo de fabricación del acero
- Fabricante del acero
- Medidas de la sección
- Composición química
- Descripción del estado de la superficie antes de la ejecución del ensayo.
- Características mecánicas del acero (determinadas a partir de una o más probetas del mismo muestreo), facilitando al menos los siguientes valores:
  * Límite elástico, $R_{p\,0,2}$
  * Resistencia a tracción, R_m
  * Alargamiento de rotura, A
  * Estricción, Z

6.2. Ejecución del ensayo

- Tipo de máquina dinámica utilizada
- Sección real
- Tensión máxima, $\sigma_{máx}$, tensión mínima, $\sigma_{mín}$, relación de tensiones, $R = \sigma_{máx}/\sigma_{mín}$
- Intervalo de variación de tensión, $\Delta\sigma$
- Longitud libre
- Frecuencia de ensayo
- Incidentes durante la ejecución del ensayo (por ej. interrupciones)
- Número límite de ciclos N_L

6.3. Resultados del ensayo

- Número de ciclos hasta la rotura
- Tipo y localización de la rotura

6.4. Evaluación del ensayo

- Valores calculados
- Comparación con valores exigidos

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

6.5. Conclusiones

7. COMENTARIOS

Comentario a 1.1. y 1.2

La misión de esta propuesta de norma es la de proporcionar valores característicos de la resistencia de armaduras a fatiga, para empleo en el diseño. No se pretende en este marco ofrecer una propuesta de cálculo, ni siquiera cualitativa, de la resistencia a fatiga de elementos estructurales, sino conducir a una aplicación más consecuente de los criterios estadísticos, en la obtención de información básica sobre los componentes del hormigón armado y pretensado. Ello deberá traducirse en una mayor seguridad en el diseño de estructuras a fatiga.

La propuesta de norma permite la comprobación del cumplimiento de unas exigencias mínimas de calidad, en lo relativo a la resistencia a fatiga. A partir de estas condiciones mínimas, que deben cumplir los materiales, se deja abierta la posibilidad de que cada fabricante garantice, mediante la oportuna experimentación, una resistencia a fatiga del material, mayor que la de la norma.

La suficiencia de la resistencia a fatiga deberá ser demostrada por el fabricante, con dependencia del tonelaje de producción, período de tiempo y objeto.

En general, la determinación del límite de fatiga es el único criterio exigible para la comprobación de la resistencia a fatiga, en la mayor parte de las estructuras solicitadas a carga dinámica. Sin embargo, en casos especiales, en los que se esperan rangos de tensiones de intensidad mayor que el límite de fatiga, el conocimiento de la zona de vida finita, puede ser imprescindible para el cálculo, incluso para un número de ciclos menor de 2 millones. Para estos casos la propuesta deja abierta la posibilidad de determinar esta zona de la curva de Wöhler.

Comentario a 1.4

Se pretende mantener las recomendaciones de la FIP |8| y de la EURONORM |6| en relación con la resistencia a la solicitación estática (cuantil del 5 por 100 y con el nivel de confianza del 95 por 100).

Comentario a 2

El número límite de ciclos N_L, se fija, como es habitual, en $2 \cdot 10^6$. Para otros casos de aplicación se pueden considerar valores mayores.

Comentario a 4.1

Aun cuando el ensayo a un único nivel, con probeta desnuda, se puede interpretar como poco representativo para las condiciones reales en el elemento estructural, este ensayo se entiende como una prueba de calidad, que proporciona valores característicos, en esas condiciones, con unos costes presuntamente mínimos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

El paso a las condiciones reales del elemento estructural, tiene lugar, bien sea por medio de una reducción de los valores característicos del ensayo para su empleo como valores de cálculo, o bien como resultado de la aplicación de modelos de cálculo más cercanos a la realidad.

Comentario a 4.2

Con respecto a la tolerancia del nivel de tensión, se mantiene la recomendación de la FIP |8|, no así la correspondiente al intervalo de variación de tensión, que se reduce respecto a la recomendada por la FIP. Esto parece tanto más razonable cuanto que el efecto de fatiga depende, en primera instancia, del intervalo de variación de tensión de la solicitación; por lo que este valor debe ser especificado con la precisión requerida.

Comentario a 4.3

Longitud de ensayo

Algunos estudios |1, 2, 7| prueban la considerable influencia de la longitud de ensayo en los resultados. Longitudes mayores proporcionan peores resultados, al contener un número potencial mayor de defectos, que pueden ser críticos para fatiga.

Es práctica actual, derivada de las máquinas disponibles, el ensayo de los alambres de pretensado en pulsadores de alta frecuencia, con longitudes reducidas. Al comparar estos resultados con los correspondientes obtenidos para longitudes mayores, es preciso tener presenta la influencia de la longitud de ensayo. Mientras no exista un conocimiento suficientemente fundado sobre la influencia de la longitud, sólo es posible una comparación directa para iguales longitudes de ensayo, para lo cual se debe tomar, como medida de referencia, el valor mayor de las longitudes mínimas especificadas en el apartado 4.3. En relación con esto ver |2|.

Frecuencia de ensayo.

Se ha podido comprobar que, en las probetas de cables, se produce un calentamiento para frecuencias por encima de 20 Hz, con motivo del rozamiento entre los alambres trenzados. Por ello, en los cables se ha reducido el límite superior de la frecuencia de ensayo fijado para las barras y alambres.

Hasta los valores dados, no se ha observado influencia de la frecuencia, en los resultados de los ensayos.

Comentario a 5 b

Actualmente, existen estudios alternativos |2| que ponen en cuestión el método de los escalones y proponen una metodología de mayor fiabilidad en la determinación, tanto de la media como de la desviación típica en la zona de endurancia, ofreciendo un modelo que no presenta las deficiencias, por lo demás del lado de la inseguridad, de una endurancia horizontal para un número de ciclos relativamente pequeño, tal como es el caso de $N_L = 2 \cdot 10^6$ ciclos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

Comentario a 6

Con el fin de que los resultados de los ensayos puedan ser posteriormente utilizados con un criterio unificado en posibles evaluaciones, se debe elaborar un informe final para cada ensayo, o para cada serie de ensayos, respectivamente.

Comentario a 6.1

Los valores de la resistencia o deformación, se refieren a los del material en su respectiva forma de utilización.

8. BIBLIOGRAFIA

1. Andrä W. y Saul R. "Die Festigkeit, insbesondere Dauerfestigkeit langer Paralleldrahtbündel" Die Bautechik 4, 1979.
2. Castillo E., Fernández Canteli A., Esslinger V. y Thürlimann B. "Statistical Model for Fatigue Analysis of Wires, Strands and Cables". IABSE - Proceedings (próxima publicación).
3. Deubelbeiss E. "Dauerfestigkeitsversuche mit einem modifizierten Treppenstufenverfahren". Materialprüfung 16, Nr. 8, pp. 24-244, 1979.
4. "Deutsche Normen DIN 488 Blatt 6" Aug. 1974.
5. "DIN 50100 Werkstoffprüfung, Dauerschwingversuch". Februar 1978.
6. EURONORM 138-79, Spannstähle". September 1979. Europäische Gemeinschaft für Kohle und Stahl.
7. Fernández Canteli A., Esslinger V. y Thürlimann B. "Ermüdungsfestigkeit von Bewehrungs - und Spannstählen Forschungsbericht 8002-1". IBK-ETH Zürich, 1984.
8. "Recommendations for the approval, supply and acceptance of steels for prestressing tendons". FIP 1979.
9. Hück M.A. "Ein verbessertes Verfahren für die Auswertung von Treppenstufenversuchen". Z. Werkstofftech, 14, pp. 406-417, 1983.
10. "Bestimmungen für die Durchführung von Dauerschwingversuchen an Spannstählen-Juli 1977". Institut für Bautechnik. Berlin.
11. Lieberman G.J. "Tables for one-sided statistical tolerance limits. Industrial quality control. 14 pp. 7-9. 1958.
12. "Schweizerischer Ingenieur –und Architekten– Verein, Technische Norm SIA 162". Ausgabe 1968.

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025

asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 25/11/2025