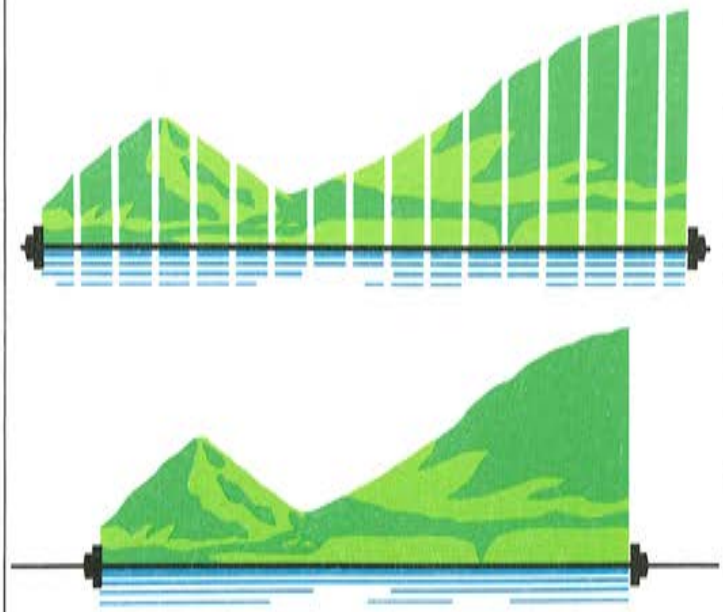
hormigón y ACERO

nº157

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 23/11/2026

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).— P° 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.— P° 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 ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS.— Alfonso XII , 3. 28014 Madrid.

CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, 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.— Apartado 553. 15080 La Coruña.

EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento Obras Especiales.— José Ortega y Gasset, 40. 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 23/11/2026

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 157

4.º trimestre 1985

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	4.000,– ptas.	40,– dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	6.000,– ptas.	100,– dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	10.000,– ptas.	200,– dólares

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

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

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - 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 23/11/2026

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. 157

índice

Pág.

VI Sesión de Trabajo
Tema IV: Forjados

457-0-100 **Cálculo de flechas a largo plazo en forjados** 9
Calcul des flèches à long délais des hourdis.
Calculation of long term deflections of floors.
J. Calavera y J.A. Fernández Gómez

457-8-102 **La flexibilidad de los forjados: sus condicionantes técnicos y la situación de su normativa** 19
La flexibilité des hourdis: ses conditionants techniques et état actuel de la normative.
The deflection of floors: conditionants techniques and state of their standardization.
E. González Valle

457-8-103 **Estudio experimental de las condiciones de apoyo de los forjados prefabricados.** . 27
Etude expérimentale des conditions d'appui des hourdis préfabriqués.
Experimental study of support conditions of precast floors.
J. Calavera y J.A. Fernández Gómez.

VII Sesión de Trabajo
Tema V: Patología

837-8-5 **Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería** .. 35
Rigiditation, moyennant une précontrainte par post-tension, des structures de deux silos jumeaux en épi.
The stiffening by prestressing with post-tensioned tendons, of the structures of two twin silos in battery.
A. González Serrano y C. Lorente de No.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

837-8-6 **Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos** 53
Réparation de plusieurs silos en épi pour granulats, moyennant un accroissement avec béton projeté, mis en compression sans l'emploi de vérins.
The repair of several silos in battery, for aggregates, by means of an increase in depth with shot-crete, put in compression without the use of jacks.
A. González Serrano.

837-8-7 **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** 59
Réparation de la structure d'un bâtiment en béton armé, qui offrait une très forte dégradation du béton, par carbonatation, et une alarmante corrossion des armatures.
The repair of a reinforced concrete building structure, which have a very advanced degradation of the concrete by carbonatation and an alarming corrossion of the reinforcing steel.
A. González Serrano

837-8-8 **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.)** 69
Project de réparation du viaduc sur la rivière de Navia, de la ligne Ferrol-Gijón des chemins de fer de voie étroite (F,E,V,E,).
The design and repair of the viaduc over the Navia estuary on the narrow-gage track railway Ferrol-Gijón.
A. González Serrano.

457-8-104 **Control del efecto de vehículos excepcionales sobre las estructuras de la autopista de peaje A-6, Villalba-Villacastín-Adanero** 87
Cõntrole de l'effet des véhicules exceptionnels sur les structures de l'autoroute à péage A-6, Villalba-Villacastín-Adanero.
The control of the effect of abnormal vehicles in the structures of the toll highway A-6, Villalba-Villacastín-Adanero.
J. M. Morera y F.J. del Pozo Vindel.

457-8-105 **Datos orientativos sobre la evolución de defectos en la construcción, en España** .. 101
Quelques données sur l'évolution des défauts dans la construction en Espagne.
Data on the evolution of failures in the constructions, at Spain.
J.A. Vieitez y J.L. Ramírez.

457-9-30 **Sobre el comportamiento en el tiempo de construcciones pretensadas de hormigón** 111
Sur le comportement à long délais des constructions en béton précontraint.
On the long-time behaviour of the prestressed concrete structures.
D. Jungwirth y R. Urmetzer.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

VIII Sesión de Trabajo
Tema VI: Realizaciones

591-2-181 **La reconstrucción del puente histórico de María Cristina, de San Sebastián** 123
La reconstruction du pont historique de María Cristina, de San Sebastián.
The reconstruction of the historical bridge of María Cristina, at San Sebastián.
J.J. Arenas; C. Alonso y M.J. Pantaleón.

591-2-182 **Puente sobre el río Ebro, en Logroño** .. 133
Pont sur l'Ebro, à Logroño.
Bridge over the Ebro river, at Logroño.
C. Siegrist.

591-4-14 **Depósitos cilíndricos pretensados. Consideraciones sobre el proyecto** 141
Réservoirs cylindriques précontraintes. Considérations sur leur projet.
Prestressed cylindrical tanks. Reflections over their design.
J.A. Llombart y V. Antón.

591-9-42 **Superestructura de un sistema nacional de monocarril** 157
La superstructure d'un système national de monorail.
The superstructure of a national system of monorail.
J.L. Rivas.

591-9-43 **Proyecto y construcción del muelle de Victoria Eugenia, en el puerto de Bilbao.** 181
Projet et construction du quai de Victoria Eugenia à le port de Bilbao.
Design and construction of the Victoria Eugenia quay at the harbor of Bilbao.
J.J. Arenas; C. Alonso y M.J. Pantaleón.

837-8-9 **Unión hiperestática de viga de hormigón pretensada, con un pilar de hormigón armado** 189
Union hyperstatique d'une poutre en béton précontraint avec un poteau en béton armé.
Hyperstatic joint of a prestressed concrete beam with a reinforced concrete column.
M. Casaponsa

IX Sesión de Trabajo
Tema VI: Realizaciones (continuación)

591-2-183 **Puente a Isla de Arosa** 197
Pont a l'Isle d'Arosa.
Bridge to Arosa Island.
S. Pérez Fadón.

837-6-9 **Inyección de cables postesados de gran longitud y fuerte inclinación** 219
L'injection des câbles de précontrainte de grand longeur et forte inclinaison.
Grouting of very long post-tensioned tendons with large angular displacements.
J. Ripoll García-Mansilla.

Portada: **Reproducción del Cartel anunciador de la XI[a] 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 23/11/2026

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).
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A. PROCEDIMIENTOS RODIO.—Madrid.
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 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.—08014 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.
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS, S.A. (EEPSA).—Manresa (Barcelona).
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.—28040 Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Cátedra de Construcción II.—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.— 09006 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.
FERROVIAL, S.A.—28001 Madrid.
FORJADOS DOL.—Esquivias (Toledo).
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
HORMADISA, S.L.— Puentecesures-Cordeiro (Pontevedra).
HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

IBERTECNICA, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPSA). Biblioteca.—Madrid.
INSTITUT CARTOGRAFIC DE CATALUNYA.—Barcelona.
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 DE ENSAYOS DEL COLEGIO DE APAREJADORES DE MURCIA—30010 Murcia.
LABORATORIO ENSAYOS COLEGIO APAREJADORES.— Tarragona.
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.
NEX TEN, S.A.—Vitoria.
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).
PREFLEX. COMPAÑIA LABORAL, S.A.—Gijón (Asturias).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A. (REISA).—Pinto (Madrid).
RED NACIONAL DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES (RENFE). División de Documentación.—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 ANONIMA MATERIALES Y OBRAS (SAMO).—Valencia.
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).
TOSAM, S.L.—Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).—Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
VIGUETAS MUBEMI.—Torrente (Valencia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
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 23/11/2026

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 23/11/2026

457 - 0 - 100

Cálculo de flechas a largo plazo en forjados

Prof. J. Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos
Prof. J.A. Fernández Gómez
Ingeniero de Caminos
Catedra de Edificación y Prefabricación
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid

El hormigón, debido a su comportamiento reológico, sufre deformaciones en el tiempo cuando está sometido a un estado tensional. Este fenómeno, que se materializa en las deformaciones diferidas de los elementos estructurales fabricados con hormigón armado y pretensado, tiene una gran importancia desde el punto de vista estructural.

Principalmente son dos los motivos por los que necesitamos cuantificar este fenómeno:

a) Para realizar la comprobación estructural de determinados elementos, puesto que las deformaciones diferidas del hormigón descargan a éste a costa de aumentar el estado tensional de otras partes de una sección (véase el caso de las vigas mixtas de hormigón y acero).

b) Para realizar el análisis de deformabilidad de las estructuras, bien sea por motivos estéticos o por evitar deformaciones excesivas que puedan dañar a elementos no estructurales ligados a ellas.

Este segundo caso es muy frecuente en obras de edificación. Debido a la mejor calidad de los materiales de construcción y al avance en los métodos de cálculo, los forjados que componen las estructuras horizontales de los edificios tienen cantos muy reducidos, lo que les dota de una gran deformabilidad.

La flecha instantánea debida al peso propio, en general no tendrá importancia; sin embargo, la flecha diferida del forjado va a tener una importancia trascendental debido al comportamiento que a continuación se relatá.

– La tabiquería interior de un edificio es prácticamente indeformable. Por consiguiente, una vez que estén construídos los tabiques, éstos no podrán seguir al forjado en su deformación; lo que conllevará a que se despeguen de los forjados y/o se fisuren.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

– Los tabiques paralelos a la dirección de flexión del forjado impedirán las deformaciones diferidas de éste, con lo cual entrarán en carga. Este fenómeno aumenta en relación con la altura y hacia abajo, y hará que se fisuren los tabiques de las plantas inferiores.

Los estudios de patología sobre tabiquerías fisuradas nos muestran gran cantidad de casos de ambos fenómenos. Véase E. González Valle (1).

Vemos por tanto la importancia de calcular las deformaciones diferidas de los elementos estructurales de hormigón armado y pretensado con una precisión aceptable.

El método más preciso, dentro de los procedimientos habituales, es el del coeficiente de fluencia φ_{tj}, que permite calcular la deformación diferida de un hormigón a tiempo t sometido a una tensión σ en un instante j.

$$e_{tj} = \varphi_{tj} \frac{\sigma}{E_{c28}}$$

siendo E_{c28} el módulo de deformación del hormigón a los 28 días de edad.

La expresión anterior nos indica (si tomamos siempre como valor para el módulo de deformación del hormigón el correspondiente a 28 días de edad) que la deformación diferida causada por una tensión es proporcional a la deformación instantánea producida, siendo el coeficiente de proporcionalidad φ_{tj}.

Entendemos por flecha o deformación diferida la que sumada a la instantánea nos da la flecha o deformación total.

Con este procedimiento lo que se intenta es hallar la relación entre flecha diferida e instantánea. El que la sección esté ligeramente fuera del campo lineal no afecta a lo que sigue, siempre que el valor del momento de inercia utilizado para hallar la rigidez se calcule en cada caso correctamente, habida cuenta de la posible fisuración.

Con esto, para obtener la flecha diferida en un instante t, producida por un estado de cargas aplicadas a la edad j, basta con calcular la flecha instantánea producida por dicho estado de cargas utilizando como módulo de deformación el correspondiente a los 28 días de edad dividido por un coeficiente λ_{tj}, $\lambda_{tj} = \frac{1}{\varphi_{tj}}$.

λ_{tj} es un parámetro que representa la relación entre la flecha diferida y la instantánea. Depende de las cargas e historia de la pieza desde el momento j de la construcción al instante t, y se obtiene por aplicación de estas condiciones particulares al coeficiente de fluencia φ_{tj}.

La expresión más general del coeficiente de fluencia φ_{tj} es:

$$\varphi_{tj} = 0{,}4\,\beta'_{t-j} + 0{,}8\,(1 - \frac{f_{cj}}{f_{c\infty}}) + \varphi_{01}\,\varphi_{02}\,(\beta_t - \beta_j)$$

La notación es la utilizada en la Instrucción EH-82.

El término $0{,}4\,\beta'_{t-j}$ representa la deformación elástica diferida; $0{,}8\,(1 - \frac{f_{cj}}{f_{c\infty}})$ la deformación plástica instantánea y $\varphi_{01}\,\varphi_{02}\,(\beta_t - \beta_j)$ la deformación plástica diferida.

En general, el coeficiente φ_{tj} habrá de determinarse teniendo en cuenta la historia de nuestro elemento estructural, en la cual habrá que tener en cuenta los aumentos o disminuciones de carga. Un desarrollo completo de la variación de las deformaciones con el tiempo, con estado tensional constante, aumento o disminución, puede verse en J. CALAVERA (2).

Hemos estudiado dos casos prácticos de presentación muy frecuente.

En el primero de ellos se trata de determinar la flecha total diferida de un forjado de edificación. Dicha flecha estará producida por las siguientes acciones:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

- Peso propio (o más estrictamente carga actuante al descimbrar) actuando desde el tiempo correspondiente al descrimbado, t_d, hasta $t = \infty$: g_1.
- Resto de las cargas permanentes, actuando desde el tiempo de construcción, t_c, hasta $t = \infty$: g_2.
- Fracción de la sobrecarga que se considera de larga duración, actuando desde el tiempo de construcción, t_c, hasta $t = \infty$: q_1.

g_2 y q_1 las suponemos materializadas en el mismo instante t_c, al que llamaremos "tiempo de construcción del resto de las cargas permanentes".

Vemos que la carga susceptible de producir deformaciones diferidas es $g_1 + g_2 + q_1$.

Multiplicando por λ_{tj} la flecha instantánea producida por $g_1 + g_2 + q_1$ obtenemos la flecha diferida.

$$\lambda_{tj} = \frac{g_1}{g_1 + g_2 + q_1} 0{,}8 \left(1 - \frac{f_{ct_d}}{f_{c\infty}}\right) + 0{,}4\, \beta'_{t-t_d} + \varphi_{01}\, \varphi_{02}\, (\beta_t - \beta_{t_d}) +$$

$$+ \frac{g_2 + q_1}{g_1 + g_2 + q_1} 0{,}8 \left(1 - \frac{f_{ct_c}}{f_{c\infty}}\right) + 0{,}4\, \beta'_{t-t_c} + \varphi_{01}\, \varphi_{02}\, (\beta_t - \beta_{t_c})$$

siendo:

t_d : tiempo correspondiente al descimbrado
t : tiempo en el que se calcula la flecha
t_c : tiempo en que se materializan las cargas de larga duración en exceso del peso propio (o más estrictamente de la carga al descimbrar).
f_{ct_d} : resistencia del hormigón al descimbrar
f_{ct_c} : resistencia del hormigón en el instante t_c.
g_1, g_2 y q_1 los significados antes descritos.

Aplicada para $t = \infty$, la ecuación anterior queda de la forma:

$$\lambda_t = \alpha \left[0{,}8 \left(1 - \frac{f_{ct_d}}{f_{c\infty}}\right) + 0{,}4\, \beta'_{\infty - t_d} + \varphi_{01}\, \varphi_{02}\, (\beta_\infty - \beta_{t_d})\right] +$$

$$+ (1 - \alpha) \left[0{,}8 \left(1 - \frac{f_{ct_c}}{f_{c\infty}}\right) + 0{,}4\, \beta'_{\infty - t_c} + \varphi_{01}\, \varphi_{02}\, (\beta_\infty - \beta_{t_c})\right]$$

en donde:

$$\frac{g_1}{g_1 + g_2 + q_1} = \alpha$$

representa la relación entre la carga al descimbrar y la carga total de larga duración.

Hemos preparado las tablas nº s. 1, 2, 3 y 4 considerando:

α = 0; 0,25; 0,50; 0,75 y 1
t_d = 3, 7, 14 y 28 días.
t_c = 28, 90, 180, 360 y 720 días.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Todo ello aplicado a un forjado de edificación de 20 cm de canto y 70 cm de intereje y considerando los siguientes ambientes.

Medio ambiente	Humedad relativa (%)	Espesor ficticio (mm)
En agua	100	4.000
En atmósfera muy húmeda	90	666,67
En ambiente medio (exteriores en general)	70	200
En atmósfera muy seca	40	133,33

TABLA 1

Valores de λ_t
Medio ambiente: En agua (HR = 100%)

Relación de la carga al descimbrar a la carga total de larga duración	EDAD DE DESCIMBRADO t_d (días)																			
	3					7					14					28				
	EDAD DE CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS CARGAS PERMANENTES t_c (días)																			
	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720
0,00	1,35	1,15	1,07	0,94	0,82	1,35	1,15	1,07	0,94	0,82	1,35	1,15	1,07	0,94	0,82	1,35	1,15	1,07	0,94	0,82
0,25	1,44	1,29	1,23	1,14	1,04	1,41	1,26	1,20	1,10	1,01	1,37	1,22	1,16	1,07	0,97	1,35	1,20	1,14	1,04	0,95
0,50	1,54	1,43	1,39	1,33	1,27	1,47	1,36	1,33	1,26	1,20	1,39	1,29	1,25	1,19	1,13	1,35	1,25	1,21	1,15	1,09
0,75	1,63	1,58	1,56	1,52	1,49	1,53	1,47	1,46	1,42	1,39	1,42	1,36	1,34	1,31	1,28	1,35	1,30	1,28	1,25	1,22
1,00	1,72	1,72	1,72	1,72	1,72	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58	1,44	1,44	1,44	1,44	1,44	1,35	1,35	1,35	1,35	1,35

TABLA 2

Valores de λ_t
Medio ambiente: En atmósfera muy húmeda (HR = 90%)

Relación de la carga al descimbrar a la carga total de larga duración α	EDAD DE DESCIMBRADO t_d (días)																			
	3					7					14					28				
	EDAD DE CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS CARGAS PERMANENTES t_c (días)																			
	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720
0,00	1,58	1,27	1,13	0,96	0,82	1,58	1,27	1,13	0,96	0,82	1,58	1,27	1,13	0,96	0,82	1,58	1,27	1,13	0,96	0,82
0,25	1,70	1,46	1,36	1,23	1,13	1,66	1,42	1,31	1,19	1,08	1,61	1,38	1,27	1,15	1,04	1,58	1,35	1,24	1,12	1,01
0,50	1,82	1,66	1,59	1,51	1,43	1,73	1,57	1,50	1,42	1,35	1,64	1,48	1,41	1,33	1,26	1,58	1,43	1,36	1,27	1,20
0,75	1,93	1,85	1,82	1,78	1,74	1,80	1,72	1,69	1,64	1,61	1,67	1,59	1,55	1,51	1,48	1,58	1,50	1,47	1,43	1,39
1,00	2,05	2,05	2,05	2,05	2,05	1,87	1,87	1,87	1,87	1,87	1,70	1,70	1,70	1,70	1,70	1,58	1,58	1,58	1,58	1,58

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 3

Valores de λ_t

Medio ambiente: En ambiente medio (HR = 70%)

Relación de la carga al descimbrar a la carga total de larga duración α	EDAD DE DESCIMBRADO t_d (días)																			
	3					7					14					28				
	EDAD DE CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS CARGAS PERMANENTES t_c (días)																			
	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720
0,00	2,73	1,95	1,63	1,28	1,01	2,73	1,95	1,63	1,28	1,01	2,73	1,95	1,63	1,28	1,01	2,73	1,95	1,63	1,28	1,01
0,25	2,96	2,37	2,13	1,87	1,67	2,88	2,29	2,05	1,79	1,59	2,81	2,22	1,98	1,72	1,52	2,73	2,14	1,90	1,64	1,44
0,50	3,20	2,80	2,64	2,47	2,34	3,03	2,63	2,47	2,30	2,17	2,89	2,50	2,34	2,16	2,03	2,73	2,34	2,18	2,00	1,87
0,75	3,39	3,23	3,15	3,06	3,00	3,17	2,98	2,90	2,81	2,74	2,97	2,77	2,69	2,60	2,53	2,73	2,54	2,46	2,37	2,30
1,00	3,66	3,66	3,66	3,66	3,66	3,32	3,32	3,32	3,32	3,32	3,04	3,04	3,04	3,04	3,04	2,73	2,73	2,73	2,73	2,73

TABLA 4

Valores de λ_t

Medio ambiente: En atmósfera muy seca (HR = 40%)

Relación de la carga al descimbrar a la carga total de larga duración α	EDAD DE DESCIMBRADO t_d (días)																			
	3					7					14					28				
	EDAD DE CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS CARGAS PERMANENTES t_c (días)																			
	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720
0,00	3,80	2,71	2,08	1,59	1,18	3,80	2,71	2,08	1,59	1,18	3,80	2,71	2,08	1,59	1,18	3,80	2,71	2,08	1,59	1,18
0,25	4,15	3,34	2,86	2,50	2,19	4,04	3,22	2,75	2,38	2,07	3,90	3,08	2,61	2,24	1,94	3,80	2,98	2,51	2,14	1,83
0,50	4,51	3,97	3,65	3,40	3,20	4,28	3,73	3,42	3,17	2,96	4,00	3,45	3,14	2,89	2,68	3,80	3,26	2,94	2,69	2,49
0,75	4,86	4,59	4,43	4,31	4,21	4,51	4,24	4,08	3,96	3,86	4,09	3,82	3,66	3,54	3,44	3,80	3,53	3,37	3,25	3,14
1,00	5,22	5,22	5,22	5,22	5,22	4,75	4,75	4,75	4,75	4,75	4,19	4,19	4,19	4,19	4,19	3,80	3,80	3,80	3,80	3,80

Multiplicando por λ_t, la flecha instantánea producida por $g_1 + g_2 + q_1$, calculada con el módulo de deformación a 28 días de edad, Ec28, obtenemos la flecha diferida.

El segundo caso tratado ha sido el estudio de la flecha activa diferida de un forjado de edificación.

Se entiende por flecha activa aquella que es susceptible de causar daños en los elementos no estructurales ligados a la estructura.

En general, las limitaciones de flecha prescritas por los códigos hacen referencia a este tipo de flecha, la cual se descompone en flecha activa instantánea y flecha activa diferida.

La flecha activa instantánea está producida por las siguientes acciones:

- Fracción de la sobrecarga que se considera como carga de posible aplicación instantánea. (Habitualmente toda).
- Solado y tendido de techos, si estos son posteriores a la ejecución de la tabiquería.
- Peso de la tabiquería (*).

(*) Considérese que, en una zona, un tabique realizado el día anterior puede ser fisurado por la deformación activa instantánea (y diferida) del resto de la tabiquería, realizada el día siguiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La flecha activa diferida está producida por las siguientes acciones:

- Carga actuante al descimbrar, g_1, actuando desde la edad de construcción de la tabiquería (t_c) hasta $t = \infty$.
- Resto de las cargas permanentes, g_2, actuando desde $t = t_c$ hasta $t = \infty$.
- Fracción de la sobrecarga que se considera de larga duración, q_1, actuando desde $t = t_c$ hasta $t = \infty$.

g_2 y q_1 las suponemos materializadas en el mismo instante t_c.

En este caso:

$$\lambda_a = \frac{g_1}{g_1 + g_2 + q_1} \left[0{,}4 \, (\beta'_{t-t_d} - \beta'_{t_c - t_d}) + \varphi_{01} \, \varphi_{02} \, (\beta_t - \beta_{t_c}) \right] +$$

$$+ \frac{g_2 + q_1}{g_1 + g_2 + q_1} \left[0{,}8 \, (1 - \frac{f_{ct_c}}{f_{c\infty}}) + 0{,}4 \, \beta'_{t-t_c} + \varphi_{01} \, \varphi_{02} \, (\beta_t - \beta_{t_c}) \right]$$

Para $t = \infty$

$$\lambda_a = \alpha \, [0{,}4 \, (\beta'_{\infty - t_d} - \beta'_{t_c - t_d}) + \varphi_{01} \, \varphi_{02} \, (\beta_\infty - \beta_{t_c})] +$$

$$+ (1 - \alpha) \left[0{,}8 \, (1 - \frac{f_{ct_c}}{f_{c\infty}}) + 0{,}4 \, \beta'_{\infty - t_c} + \varphi_{01} \, \varphi_{02} \, (\beta_\infty - \beta_{t_c}) \right]$$

Con los significados anteriormente mencionados(*).

Multiplicando por λ_a la flecha instantánea producida por $g_1 + g_2 + q_1$, calculada con el módulo de deformación del hormigón a 28 días de edad E_{c28}, obtenemos la flecha activa diferida.

Las tablas nº 8. 5, 6, 7 y 8 dan los valores de λ_a para los mismos casos de α, t_d, t_c, medio ambiente y espesores ficticios que los determinados en el caso de la flecha diferida total.

TABLA 5

Valores de λ_a
Medio ambiente: en agua (HR = 100%)

Relación de la carga al descimbrar a la carga total de larga duración	EDAD DE DESCIMBRADO t_d (días)																			
	3					7					14					28				
	EDAD DE CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS CARGAS PERMANENTES t_c (días)																			
α	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720
0,00	1,35	1,14	1,07	0,94	0,82	1,35	1,14	1,07	0,94	0,82	1,35	1,14	1,07	0,94	0,82	1,35	1,14	1,07	0,94	0,82
0,25	1,23	1,04	0,96	0,83	0,71	1,23	1,04	0,96	0,84	0,71	1,24	1,04	0,96	0,84	0,71	1,24	1,04	0,96	0,84	0,71
0,50	1,11	0,94	0,85	0,73	0,60	1,12	0,94	0,85	0,73	0,60	1,12	0,94	0,86	0,73	0,60	1,14	0,94	0,86	0,73	0,60
0,75	0,99	0,83	0,74	0,62	0,50	1,00	0,84	0,74	0,62	0,50	1,01	0,84	0,75	0,63	0,50	1,03	0,84	0,75	0,63	0,50
1,00	0,87	0,73	0,63	0,51	0,39	0,88	0,73	0,64	0,52	0,39	0,89	0,74	0,64	0,52	0,39	0,92	0,74	0,65	0,52	0,39

(*) Para mejor compresión de la deducción de λ_a se aconseja el estudio del capítulo 2 de la referencia bibliográfica (2) antes mencionada.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

TABLA 6

Valores de λ_a
Medio ambiente: En atmósfera muy húmeda (HR = 90%)

Relación de la carga al descimbrar a la carga total de larga duración α	EDAD DE DESCIMBRADO t_d (días)																			
	3					7					14					28				
	EDAD DE CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS CARGAS PERMANENTES t_c (días)																			
	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720
0,00	1,58	1,27	1,13	0,96	0,82	1,58	1,27	1,13	0,96	0,82	1,58	1,27	1,13	0,96	0,82	1,58	1,27	1,13	0,96	0,82
0,25	1,46	1,17	1,02	0,86	0,71	1,46	1,17	1,02	0,86	0,71	1,47	1,17	1,02	0,86	0,71	1,48	1,17	1,02	0,86	0,71
0,50	1,34	1,06	0,91	0,75	0,60	1,35	1,06	0,91	0,75	0,60	1,35	1,07	0,92	0,75	0,61	1,37	1,07	0,92	0,76	0,61
0,75	1,22	0,96	0,80	0,64	0,50	1,23	0,96	0,80	0,65	0,50	1,24	0,96	0,81	0,65	0,50	1,26	0,97	0,81	0,65	0,50
1,00	1,10	0,86	0,69	0,54	0,39	1,11	0,86	0,70	0,54	0,39	1,12	0,86	0,70	0,54	0,40	1,15	0,87	0,71	0,55	0,40

TABLA 7

Valores de λ_a
Medio ambiente: En ambiente medio (HR = 70%)

Relación de la carga al descimbrar a la carga total de larga duración α	EDAD DE DESCIMBRADO t_d (días)																			
	3					7					14					28				
	EDAD DE CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS CARGAS PERMANENTES t_c (días)																			
	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720
0,00	2,66	1,99	1,58	1,25	0,99	2,66	1,99	1,58	1,25	0,99	2,66	1,99	1,58	1,25	0,99	2,66	1,99	1,58	1,25	0,99
0,25	2,54	1,89	1,47	1,15	0,88	2,55	1,89	1,47	1,15	0,88	2,55	1,89	1,48	1,15	0,88	2,55	1,89	1,48	1,15	0,88
0,50	2,42	1,78	1,36	1,04	0,78	2,43	1,79	1,36	1,04	0,78	2,43	1,79	1,37	1,04	0,78	2,45	1,79	1,37	1,05	0,78
0,75	2,30	1,68	1,25	0,93	0,67	2,31	1,68	1,26	0,94	0,67	2,32	1,69	1,26	0,94	0,67	2,34	1,69	1,27	0,94	0,67
1,00	2,18	1,58	1,14	0,83	0,56	2,19	1,58	1,15	0,83	0,56	2,20	1,58	1,16	0,83	0,57	2,23	1,58	1,16	0,84	0,57

TABLA 8

Valores de λ_a
Medio ambiente: En atmósfera muy seca (HR = 40%)

Relación de la carga al descimbrar a la carga total de larga duración α	EDAD DE DESCIMBRADO t_d (días)																			
	3					7					14					28				
	EDAD DE CONSTRUCCION DEL RESTO DE LAS CARGAS PERMANENTES t_c (días)																			
	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720	28	90	180	360	720
0,00	3,80	2,71	2,08	1,59	1,18	3,80	2,71	2,08	1,59	1,18	3,80	2,71	2,08	1,59	1,18	3,80	2,71	2,08	1,59	1,18
0,25	3,68	2,61	1,97	1,48	1,07	3,68	2,61	1,97	1,48	1,07	3,68	2,61	1,97	1,48	1,07	3,69	2,61	1,98	1,48	1,07
0,50	3,56	2,51	1,86	1,37	0,96	3,56	2,51	1,86	1,38	0,96	3,57	2,51	1,87	1,38	0,96	3,58	2,51	1,87	1,38	0,96
0,75	3,44	2,40	1,75	1,27	0,85	3,44	2,40	1,76	1,27	0,85	3,45	2,41	1,76	1,27	0,86	3,48	2,41	1,76	1,28	0,86
1,00	3,32	2,30	1,64	1,16	0,75	3,33	2,30	1,65	1,16	0,75	3,34	2,31	1,66	1,17	0,75	3,37	2,31	1,66	1,17	0,75

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

A la vista de los valores de λ_t y λ_a obtenidos, se deducen algunas conclusiones importantes.

La primera de ellas es la fuerte dependencia entre λ_t y el medio ambiente. En la figura n° 1 se ha representado λ_t en función de la humedad relativa HR para los valores extremos de t_c y t_d, y suponiendo $\alpha = 0{,}50$, dando lugar a 4 curvas. Cualquier caso intermedio que hubiera que considerar estaría incluído en la banda formada por dos de ellas.

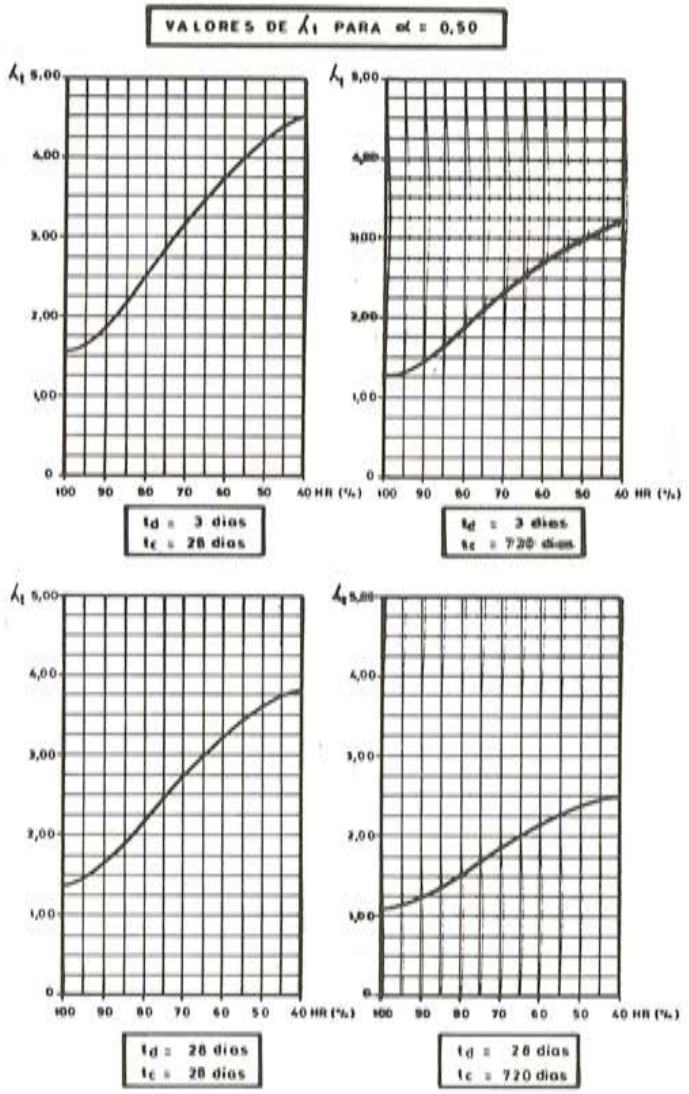


Fig. 1.

Siendo en general el valor del medio ambiente un dato a estimar, vemos que resulta bastante arbitraria la determinación de λ_t (aparte de laborioso), lo que ha llevado a algunos códigos extranjeros a tomar fórmulas aproximadas para la determinación de los valores de la relación flecha instantánea/flecha diferida.

En las figuras n°s 2 y 3 se ha representado λ_t en función de t_c y t_d, respectivamente, para unas condiciones de medio ambiente correspondientes a una humedad relativa HR = 70 por 100. En ambos casos se ve que para los valores normales de tiempos de descimbrado y construcción de cargas permanentes, λ_t es prácticamente constante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

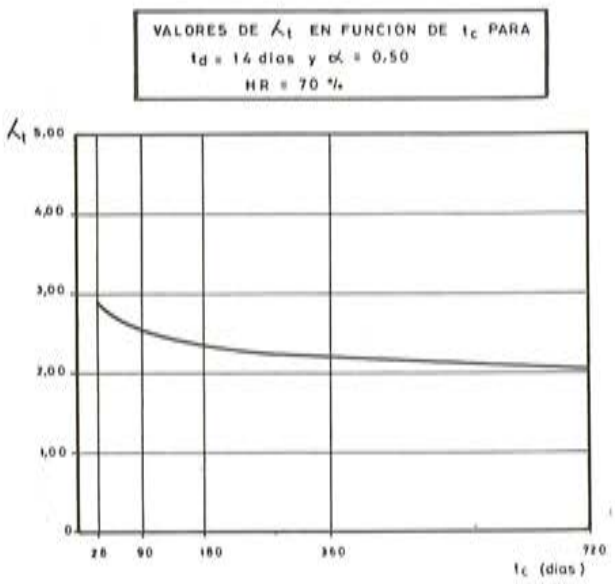


Fig. 2.

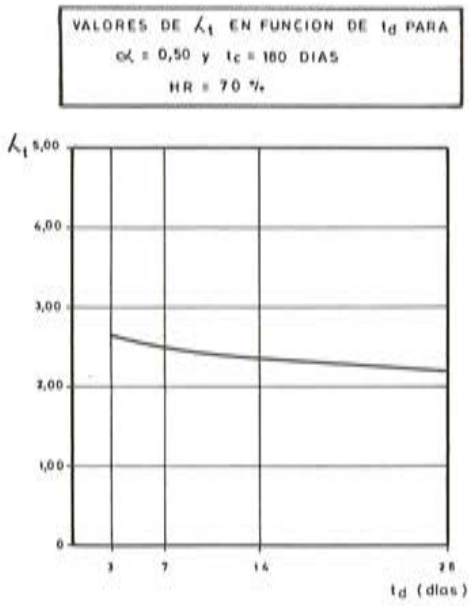


Fig. 3.

Esta propiedad, junto con la anterior ya enunciada, ha llevado a lo que anteriormente señalábamos de adoptar fórmulas para la relación flecha instantánea/flecha diferida independientes de t_c, t_d y HR. Tal es el caso del código americano ACI-318, que utiliza una fórmula para el cálculo de flechas diferidas de elementos de hormigón armado en la que tiene en cuenta la relación entre el área de la armadura de compresión y la de tracción.

Una consecuencia que se deduce a la vista de la figura n° 3 es la "prácticamente" no dependencia del tiempo de descrimbado t_d en el valor de λ_t.

En la figura n° 4 se ha representado el valor de λ_a en función de t_c para diferentes valores de la humedad relativa, con $\alpha = 0{,}5$ y $t_c = 180$ días. Se puede observar a la vista de la figura que el valor de λ_a es independiente del tiempo de descimbrado t_d.

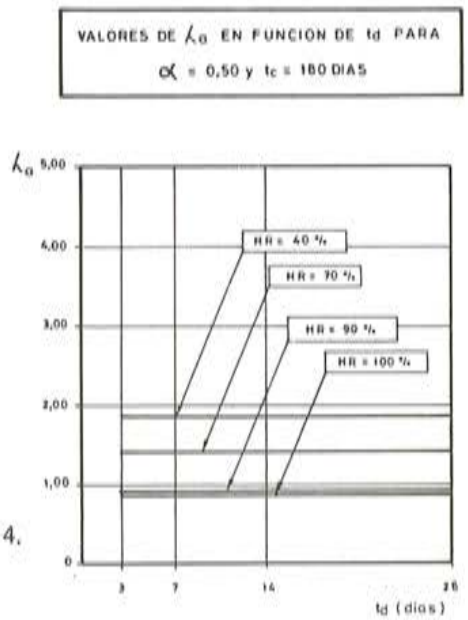


Fig. 4.

En la figura n° 5 se observa una dependencia con respecto a HR al igual que λ_t, aunque en menor cuantía. Existe asímismo dependencia respecto a t_c, que se atenúa al aumentar esta última. Es importante precisar, para determinar la flecha activa diferida lo más razonada-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mente posible, el medio ambiente en el que estará la estructura y el tiempo de construcción del resto de las cargas permanentes.

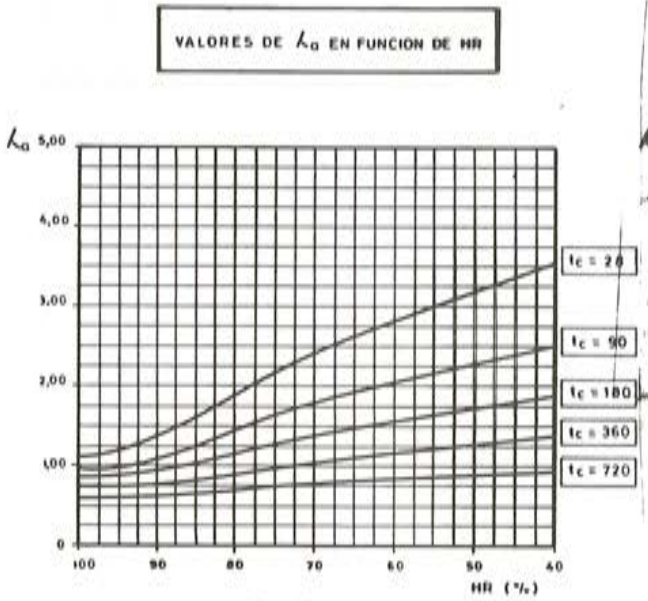


Fig. 5.

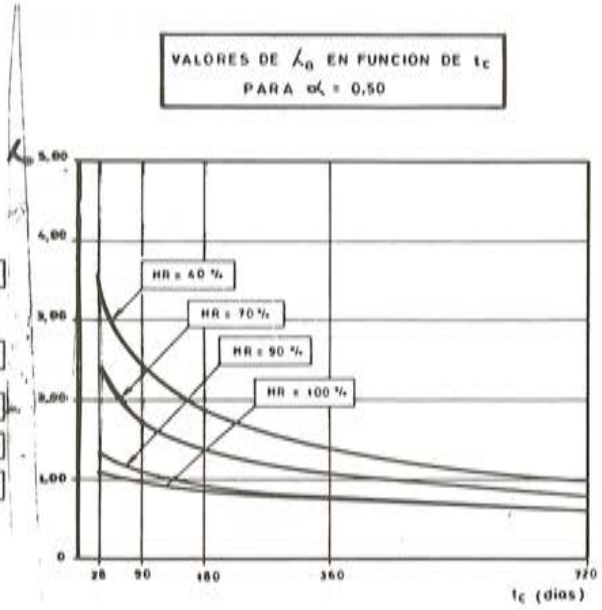


Fig. 6.

RESUMEN DE CONCLUSIONES

- Las tablas 1 a 8 nos dan los valores de λ_t y λ_a para los diferentes valores del tiempo de descimbrado, tiempo de construcción, relación entre la carga al descimbrar y la carga total de larga duración y medio ambiente.

  Con los valores de λ_t y λ_a calculamos la flecha diferida y la activa diferida a partir de las flechas calculadas con el módulo de deformación del hormigón a 28 días de edad, curado a la temperatura de 20°C y en ambiente saturado. Para el cálculo de estas flechas será necesario utilizar valores del momento de inercia que tengan en cuenta la fisuración, dado que los coeficientes λ_t y λ_a sólo reflejan el fenómeno de la fluencia.

- Se aprecia una fuerte dependencia de λ_t con la humedad relativa para cualquier tiempo de construcción y de descimbrado. λ_a también depende de HR, pero esta dependencia se atenúa al aumentar t_c.

- Para valores normales del tiempo de construcción (superior a 180 días) λ_t es casi independiente de éste. λ_a presenta mayor dependencia respecto al tiempo de construcción, sobre todo a edades tempranas (menores de 180 días).

- λ_t depende muy poco de la edad de descimbrado, y λ_a se puede considerar totalmente independiente a efectos prácticos.

BIBLIOGRAFIA

(1) E. GONZALEZ VALLE. "La flexibilidad de los forjados de hormigón armado de edificación: evaluación de la situación actual". Informes de la construcción – 343.

(2) J. CALAVERA. "Cálculo, construcción y patología de los forjados de edificación".

(3) PFEFFERMANN et MATHEZ. "Pathologie des excés de déformation". Bulletin d'information du CEB, núm. 91, 1973.

(4) Instrucciones EH-82 y EP-80.

(5) CEB – Manual. "Cracking and deformation". Bulletin d'information du CEB, núm. 143, 1982.

(6) Norma ACI-318. "Building Code Requirements for reinforced concrete" ACI-318/82.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La flexibilidad de los forjados: sus condicionantes técnicos y la situación de su normativa

E. González Valle
Ingeniero de Caminos
Subdirector General de INTEMAC

1. INTRODUCCION

Las normas en vigor, establecen una limitación de flechas, en los elementos estructurales, por condicionantes técnicos que podríamos agrupar en:

a) Condicionantes estructurales
b) Condicionantes de aspecto
c) Condicionantes funcionales.

En lo referente a los forjados, y fundamentalmente en los forjados de edificación, no son en general de consideración los grupos a) y b) frente a los condicionantes del grupo c). De este tercer grupo, el más fuerte condicionante lo establece el prevenir o limitar la fisuración de las tabiquerías y cerramientos soportados.

Ya en un artículo publicado en Informes de la Construcción [1], tuvimos la oportunidad de exponer nuestro criterio sobre el problema de la fisuración de las tabiquerías y cerramientos y su relación con los problemas derivados de la flexibilidad de los forjados.

Establecíamos que en los momentos actuales, las normas en vigor en nuestro país, contemplaban con poco detalle, tanto el problema del cálculo de flechas como el problema del establecimiento de las flechas admisibles. En la presente comunicación pretendemos exponer un estudio de síntesis de la situación en que normas de otros países contemplan el problema del cálculo de flechas en forjados y vigas, y en particular la influencia que representa la fisuración de las secciones.

En el momento actual, los tabiques y cerramientos se fisuran más que en épocas precedentes. Podríamos señalar que un gran porcentaje de los casos de Patología que se analizan en las edificaciones construídas en el último decenio, tienen relación directa con los problemas de incompatibilidad de deformaciones entre elementos tan rígidos como son las tabiquerías y cerramientos y elementos tan deformables como lo son los forjados o, en general, las estructuras horizontales que incorporan nuestros edificios. Podemos afirmar, sin lugar a dudas, que las tipologías estructurales que en general hoy empleamos son más deformables, pero además las secciones de forjados de hormigón armado hoy en uso generalizado, son asímismo más sensibles ante el problema de la deformabilidad, razón que obliga a una mayor concreción en la especificación del cálculo de flechas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

2. EL CALCULO DE FLECHAS SEGUN LAS NORMAS

A nivel teórico, el problema del cálculo de flechas es conceptualmente simple. La normativa española establece, en los comentarios al articulado, que las deformaciones en un elemento de hormigón armado se calcularán mediante una doble integración de la ley momentos-curvaturas. Este principio general no es válido, operativamente hablando, máxime si se trata de estructuras de gran complejidad de comportamiento como son los elementos de hormigón armado, en los cuales juega un papel importante la fisuración y la fluencia. Por otra parte hemos de pensar que con la aplicación de los métodos usuales del cálculo de esfuerzos, no podemos pretender sino una grosera aproximación para el establecimiento de las leyes momentos-curvaturas, y en consecuencia para el cálculo de flechas.

Otras normas y reglamentos han especificado el proceso de comprobación de flechas en estructuras de hormigón por una vía más simple.

En el cuadro adjunto se acompaña un resumen comparativo de la forma en que ACI. 318 (2) BAEL-80 (3) y CEB (4) evalúan los parámetros E, I para el cálculo de flechas.

NORMA	ACI/318	BAEL/80	CEB
I	I_{ef} (BRANSON)	I_{ef}	$K = \frac{I_{ef}}{I_b}$
E_p	$E_i/3$	$E_i/3$	φ
	Semiempíricos		Met. de coeficientes globales

ACI. 318 fija, a nivel de sección, la forma de evaluar la inercia denominada eficaz, por aplicación de la fórmula de Branson. Determinadas las inercias eficaces en las secciones de apoyo y centro de vano, del elemento considerado, se obtiene el valor de la inercia eficaz del elemento, en base al cual puede ser calculada la flecha instantánea. Para evaluar las deformaciones a tiempo infinito, establece ACI. 318 un coeficiente de fluencia, que tiene el sentido de un factor de amplificación de la flecha. Las inercias eficaces así establecidas proceden de un ajuste experimental.

BAEL 80 evalúa asímismo unas inercias ficticias I_{fi} e I_{fv}, para el elemento, mediante una formulación que procede también de un ajuste experimental asímismo. Estos valores corresponden, respectivamente a cargas instantáneas y cargas de larga duración. Paralelamente establece unos valores del módulo de deformación que se debe adoptar frente a cargas instantáneas y frente a cargas duraderas. Con tales valores E, I, queda especificado el proceso de comprobación de flechas en los elementos de hormigón armado.

El CEB, en su manual de fisuración y deformaciones, establece un método, denominado de los coeficientes globales, que permite calcular el valor de la flecha, afectando de unos coeficientes a la flecha de base a_c, calculada sobre la base de considerar las características de la sección bruta de hormigón.

En resumen, los tres documentos aludidos, aunque recogen en su texto normativo que el proceso de cálculo de flechas se debe basar en la doble integración de las leyes de momentos-curvaturas, establecen unos procedimientos simplificados, en base a modelos teóricos ajustados experimentalmente y que en esquema corresponden a los pasos siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

a) Definición de una inercia eficaz (I_e) función de las leyes de esfuerzos que solicitan al elemento en servicio, y unos valores del módulo de deformación instantáneo (E).

b) Definición de un factor o coeficiente amplificador de la flecha por fenómenos de fluencia, ante cargas de carácter permanente.

c) Establecimiento de unos valores base de las flechas, calculados por aplicación de los principios de la resistencia de materiales, y en base a los valores (EI) antes señalados.

d) Establecimiento de unos límites para la flecha, en función, básicamente, de la tipología de los elementos de revestimiento y de las tabiquerías y cerramientos soportados.

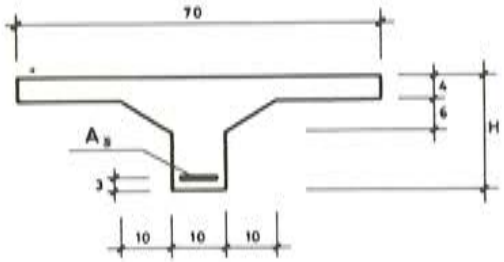
3. INFLUENCIA DE LA FISURACION EN LAS FLECHAS DE LOS ELEMENTOS DE HORMIGON: APLICACION A FORJADOS

En la presente comunicación hemos analizado un forjado tipo, de los habitualmente utilizados en España, a la luz de las normas a que antes hemos hecho referencia, para comprobar la influencia que la fisuración tiene en la evaluación de las flechas.

En la figura (n° 1) se acompaña el tipo de forjado empleado, el cual ha sido dimensionado para diferentes cuantías de armadura, oscilando entre 1 cm² y 6 cm² de acero de calidad AEH-400 y con cantos variables entre 18 y 30 cm.

Hemos considerado un comportamiento del forjado, admitiendo la posibilidad de redistribución tal y como es aceptado por las vigentes instrucciones EH-82 y EP-80, tanto para vano intermedio como para vano extremo; leyes de esfuerzos que se indican en la figura (n° 2).

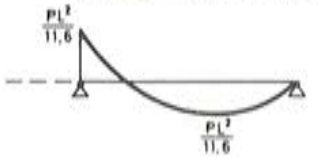
FORJADO TIPO



A_s =	1, 2, 3, 4, 5, 6, (cm^2)
H =	18, 20, 22, 25, 30, (cm)
P/m^2 =	700 kp/m^2
f_{ck} =	175 kp/cm^2 (H - 175)
f_{yk} =	4100 kp/cm^2 (AEH - 400)

Fig. 1.

VANO EXTREMO



VANO INTERMEDIO

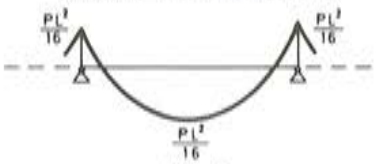


Fig. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Aplicando ACI-318, hemos establecido la inercia eficaz a nivel de sección:

$$I_{e1} = \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3 I_g + \left[1 - \left(\frac{M_{cr}}{M_a}\right)^3\right] I_{cr}$$

siendo:

M_{cr} = momento de fisuración de la sección
M_a = momento de servicio de la sección
I_g = inercia bruta de la sección
I_{cr} = inercia fisurada de la sección

y las inercias eficaces a nivel de elemento, tanto para vano extremo como para vano intermedio, figura (n° 3).

Asímismo hemos definido un coeficiente k, como relación entre la inercia eficaz y la inercia bruta, el cual hemos representado en la figura (n° 4) para vano extremo y en la figura (n° 5) para vano intermedio, todo ello bajo el supuesto de un dimensionado estricto de las secciones del forjado para una acción total sobre el forjado de 700 kp/m² y coeficiente de cálculo:

$$\gamma_f = 1{,}60$$
$$\gamma_s = 1{,}15$$
$$\gamma_c = 1{,}50$$

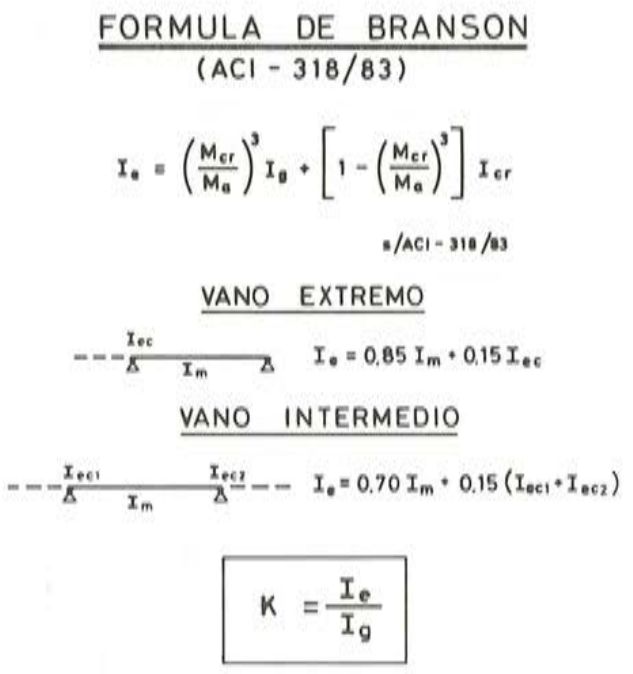
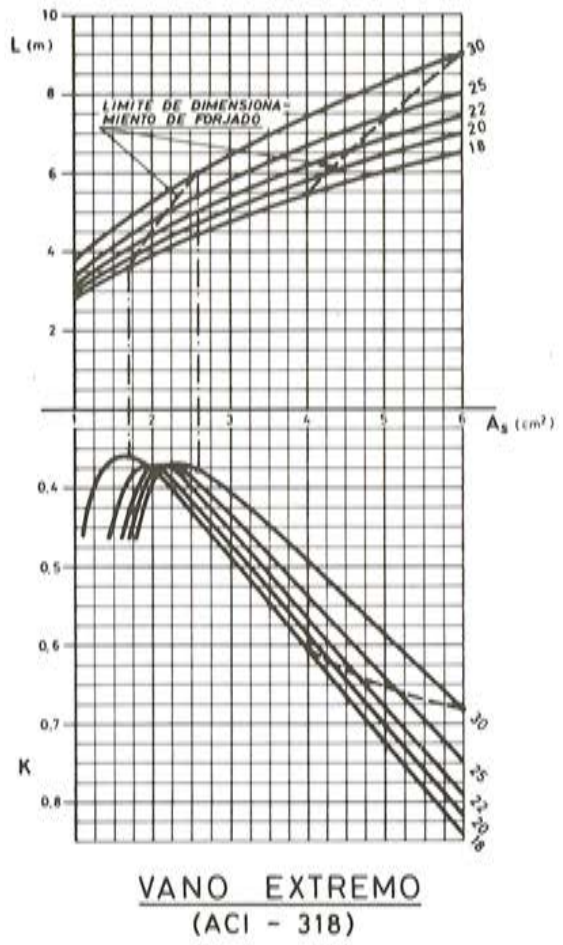


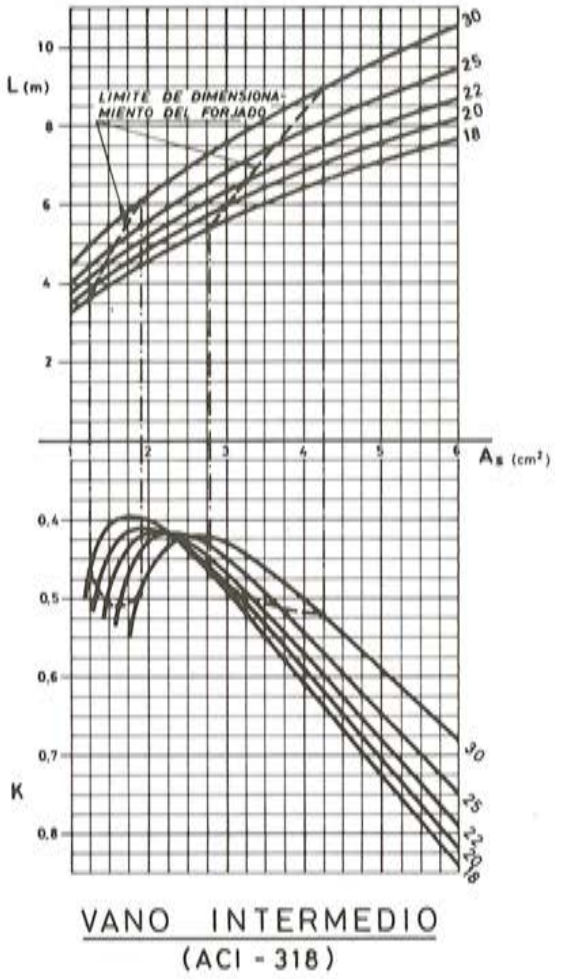
Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



VANO EXTREMO
(ACI - 318)

Fig. 4.



VANO INTERMEDIO
(ACI - 318)

Fig. 5.

Aplicando BAEL-80, hemos evaluado la inercia ficticia, I_f, de acuerdo con el proceso indicado en la figura (n° 6), donde:

I_o = inercia homogeneizada de la sección bruta.
f_{t28} = resistencia a tracción del hormigón.
b_o = ancho del alma.
b = ancho de la tabla en sección en T.

$\rho = \frac{A_s}{b_o d}$ (cuantía geométrica).

σ_s = tensión en la armadura, bajo la solicitación de servicio.

Asimismo, hemos calculado el coeficiente $K = I_f/I_o$, para valores variables de la cuantía de armadura A_s, señalándose en la figura (n° 7) los valores correspondientes a vano intermedio, para carga permanente y en la figura (n° 8) los correspondientes a la sobrecarga.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

BAEL - 80

$$I_f = \frac{I_o}{1 + \kappa \mu}$$

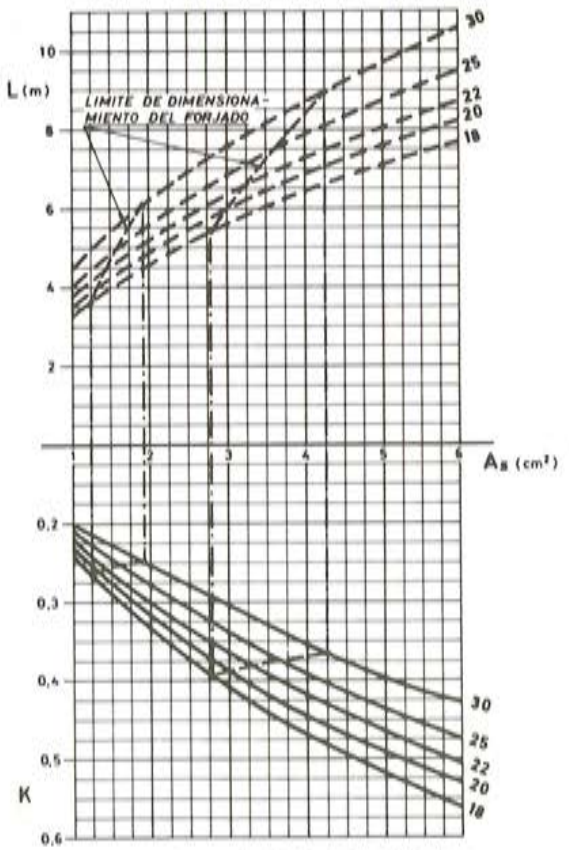
$$\kappa = \kappa_i = \frac{0{,}05\, f_{t28}}{\left(2 + 3\,\frac{b_o}{b}\right)\rho}$$

$$\kappa_v = \frac{2}{5}\,\kappa_i$$

$$\mu = 1 - \frac{1{,}75\, f_{t28}}{4\rho\,\sigma_s + f_{t28}} \neq 0$$

$$\boxed{K = \frac{I_f}{I_o}}$$

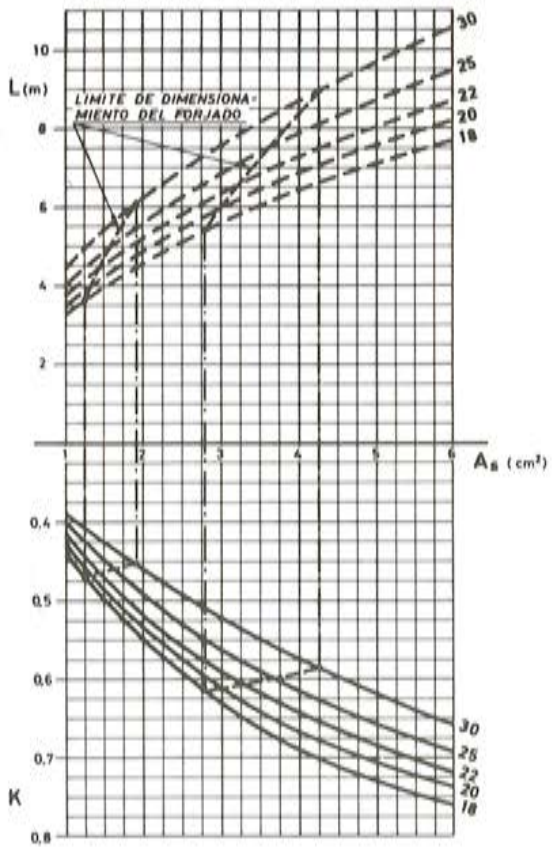
Fig. 6.



VANO INTERMEDIO

(BAEL - 80 - cp)

Fig. 7.



VANO INTERMEDIO

(BAEL - 80 - sob)

Fig. 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Por último, en la figura (n° 9) se representa la relación K_o, entre la flecha a_o, real y la flecha de base calculada considerando la sección bruta de hormigón por aplicación del manual CEB, "Fisuración y Deformaciones".

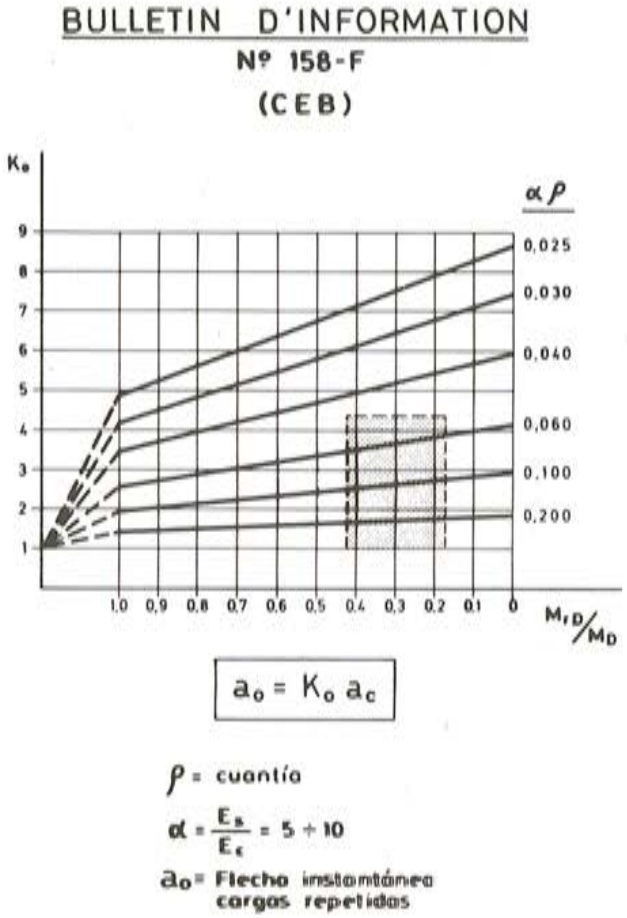


Fig. 9

4. CONCLUSIONES

Del estudio paramétrico que incorporan los gráficos a que hemos hecho referencia, podemos deducir que para secciones de hormigón armado correspondientes a forjados de edificación, calculados de acuerdo con EH-82, los vanos extremos de forjado responden con una inercia eficaz, evaluada según Branson, que puede suponer entre el 36 por 100 y el 68 por 100 de la inercia bruta de la sección, para el campo usual de cuantías, mientras que para los vanos intermedios tales porcentajes oscilarían entre el 40 por 100 y el 52 por 100.

Conclusiones semejantes se obtienen por aplicación de los criterios de BAEL-80, pudiendo concretarse que para vanos intermedios las inercias eficaces pueden oscilar entre el 45 por 100 y el 62 por 100 de la inercia bruta, en el caso de sobrecargas, y del 25 por 100 al 40 por 100 para cargas permanentes.

En consecuencia, la evaluación de flechas, en base a la consideración de las inercias brutas de las secciones puede representar errores que son función de diferentes parámetros, (so-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

licitación, cuantía, resistencia a tracción del hormigón, etc.), pudiéndose llegar fácilmente a infravaloraciones entre el 100 por 100 y el 200 por 100.

Asímismo podemos constatar que la utilización de aceros de alto límite elástico, puede representar un incremento significativo de las flechas instantáneas, razón que unida a la utilización de tipologías estructurales más deformables, ha conllevado el que se incrementen significativamente los casos de patología afectando a fisuración de cerramientos y tabiquerías.

Por último hemos de señalar que siendo criterio de la bibliografía especializada que es ilusorio pensar en calcular las flechas con aproximación mayor del 30 por 100, es conveniente que las normas incorporen un procedimiento simple de evaluación de flechas, tal y como los expuestos, fundamentalmente para el caso de estructuras de edificación, línea que según la información de que disponemos va a ser adoptada en las futuras revisiones de nuestras Instrucciones.

REFERENCIAS

(1) E. González Valle. La Flexibilidad de los Forjados de Hormigón Armado de Edificación. Evaluación de la situación actual. Informes de la Construcción.

(2) ACI. 318/83.

(3) BAEL. 80.

(4) CEB. Bulletin D'Information n° 158-F. Manual CEB Fissuration et Deformations (Octubre 1983).

(5) Instrucción EH-82.

(6) Instrucción EP-80.

(7) J. Calavera. Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Hormigón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Estudio experimental de las condiciones de apoyo de los forjados prefabricados

J. Calavera Ruiz
Dr. Ingeniero de Caminos
J. A. Fernández Gómez
Ingeniero de Caminos

1. OBJETO DE LA INVESTIGACION

En el proyecto y la construcción de forjados parcialmente prefabricados, constituidos por viguetas de hormigón y bovedillas, se presentan algunos puntos dudosos, respecto a los cuales las prácticas habituales son, frecuentemente, discrepantes.

En el presente trabajo se han investigado tres de esos puntos:

– La solución más frecuente de colocación de la armadura de momentos negativos (figura 1) es en una o dos barras situadas encima de la semivigueta. La solución de colocar la armadura repartida en todo el ancho del forjado plantea dos consideraciones diferentes. Por un lado existe la duda de si las barras muy alejadas de la semivigueta serán capaces de realizar adecuadamente la transmisión de fuerzas. Por otro, parece evidente que esta segunda solución, al no dejar zonas de hormigón in situ traccionado muy alejadas de las armaduras, conducirá a un mejor control de la fisuración.

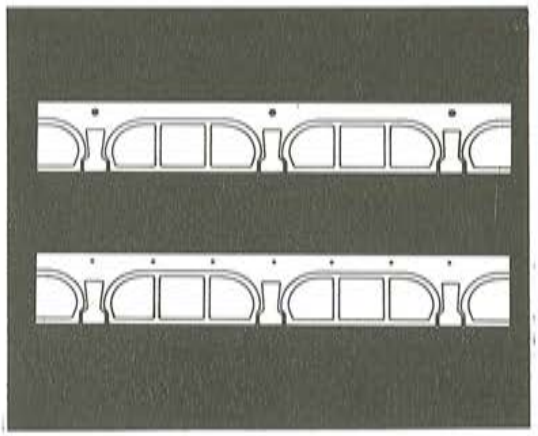


Fig. 1.

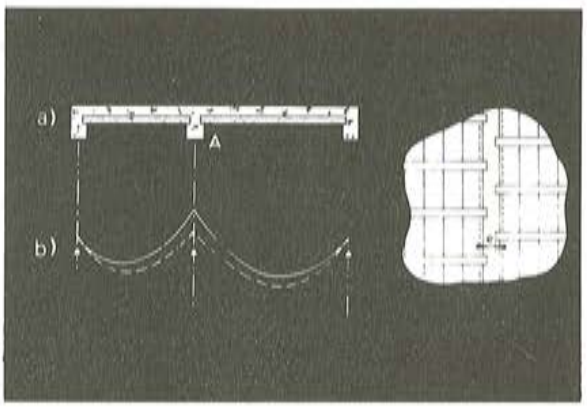


Fig. 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

– Un segundo punto a investigar (figura 2) es si resulta necesario o no enfrentar sobre los apoyos continuos las semiviguetas de dos vanos consecutivos. En principio cabe pensar que si no están enfrentadas, la transmisión de compresiones puede resultar deficiente y en ese caso la capacidad resistente a momentos negativos resulta mermada, con el correspondiente incremento de los momentos de vano.

– Un tercer punto, relativo al caso de vigas planas, es aclarar si es beneficioso que las semiviguetas entren ampliamente en las vigas, o por el contrario, si la pequeña entrega habitual en vigas de canto es suficiente.

2. PLAN DE ENSAYOS

Se procedió a hormigonar 9 piezas, las cuales estudiaban las siguientes variables:

– Entrega de las viguetas en el apoyo.
– Ancho de la viga de apoyo.
– Disposición de la armadura en el apoyo.
– Alineación de las viguetas.
– Canto de la viga de apoyo.

La combinación de las variables anteriormente enunciadas dió lugar a los siguientes ensayos.

Serie	Ensayo	Ancho de la viga (cm)	Canto de la viga (cm)	Entrega de las viguetas (cm)	Disposición de la armadura	Alineación de las viguetas
A	A-1	20	40	6	CONCENTRADA	Alineadas
	A-2				REPARTIDA	
	A-3				CONCENTRADA	Desfase 0,5 e/e
	A-4				REPARTIDA	
B	B-1 = A-2	20	40	6	REPARTIDA	Alineadas
	B-2					Desfase 0,25 e/e
	B-3 = A-4					Desfase 0,50 e/e
	B-4					Alineadas
	B-5	70	20			Desfase 0,25 e/e
	B-6					Desfase 0,50 e/e
C	C-1	70	20	30	REPARTIDA	Desfase 0,50 e/e

En las figuras 3 y 4 está detallada la definición geométrica y armadura de las piezas pertenecientes a la serie A.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

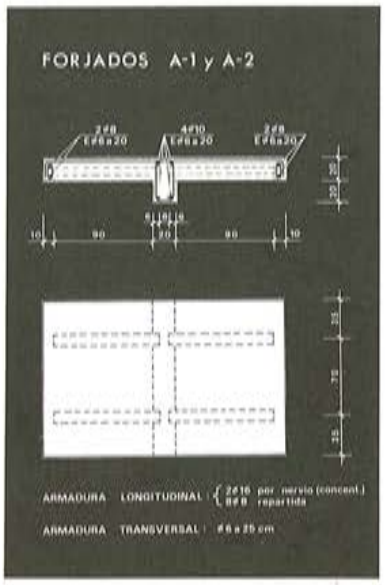


Fig. 3.

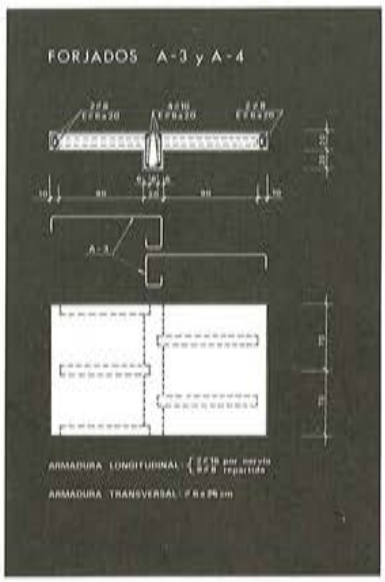


Fig. 4.

3. MATERIALES EMPLEADOS

Se ha utilizado un forjado formado por semivigueta de hormigón pretensado y bovedillas de 70 cm de intereje y 20 cm de canto, que corresponde al tipo S-14/20/70. Se ha armado frente a momentos negativos en el apoyo con la máxima cuantía de acero admitida, (A_s = 4,022 cm^2 por nervio), con el objeto de solicitar al máximo la transmisión de compresiones en el apoyo.

El hormigón empleado pertenecía al tipo H-175, obteniéndose en los ensayos efectuados sobre las probetas cilíndricas de 15 x 30 cm, fabricadas para controlar la resistencia, un valor medio de ésta de 220 kp/cm^2.

El acero correspondía a la categoría 400, resultando el límite elástico nominal determinado mediante ensayos, del orden de 4.800 kp/cm^2.

4. DISPOSICION DEL ENSAYO

El montaje del ensayo se ilustra en las figuras 5 y 6, correspondientes respectivamente al ensayo del forjado en caso de que el enlace se realizase en una viga de canto o en una viga plana.

En cualquiera de los dos casos la carga se ha materializado mediante dos gatos hidráulicos de 10 toneladas de capacidad máxima, conectados a un grupo de presión marca M.A.N.

Se realizó un registro continuo de las deformaciones medidas mediante transductores inductivos LVK, con un equipo de adquisición automática de datos.

Las figuras 7, 8 y 9 muestran algunos aspectos del ensayo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

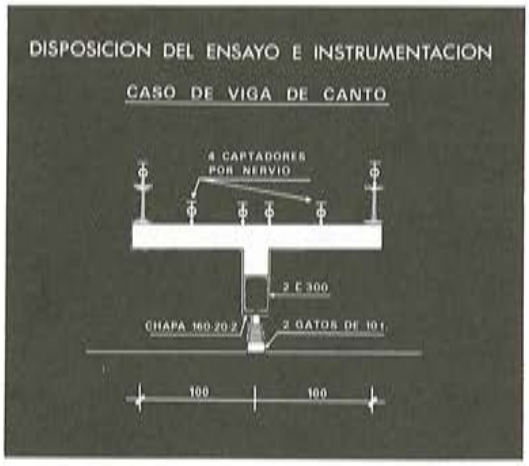


Fig. 5.



Fig. 6.



Fig. 7.

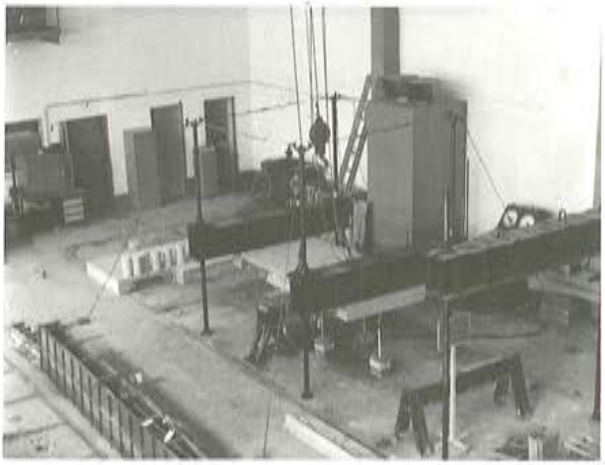


Fig. 8.

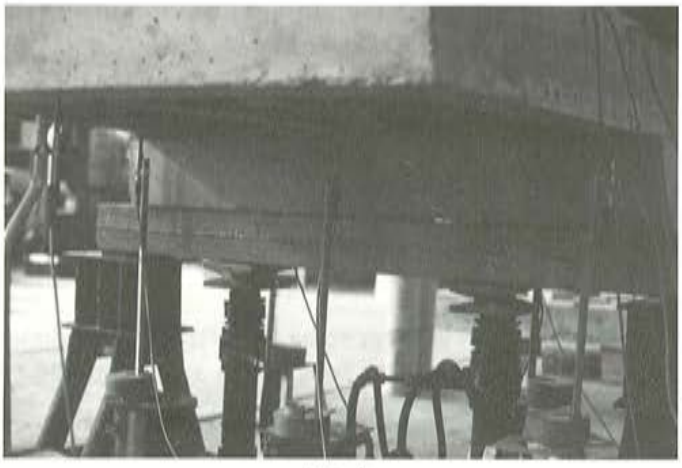


Fig. 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

5. RESULTADOS DE ENSAYO

En la tabla 1 se presentan los momentos últimos obtenidos en el ensayo para cada uno de los forjados ensayados y los momentos característicos de rotura, calculados con las características reales de los materiales, determinadas mediante ensayos.

TABLA 1

Forjado	Momento último de ensayo M_u (m x t)	Momento característico de rotura M_R (m x t)	$\frac{M_u}{M_R}$
A-1	3,310	3,283	1,008
A-2 = B-1	3,844	3,614	1,064
A-3	3,048	3,019	1,010
A-4 = B-3	3,902	3,643	1,071
B-2	3,568	3,531	1,010
B-4	3,161	3,085	1,025
B-5	3,147	3,085	1,020
B-6	3,169	3,085	1,027
C-1	2,902	3,085	0,941

En las figuras 10 a 13 se representan los gráficos de flechas para los forjados de la Serie A, así como los anchos máximos de fisuras detectados.

Los resultados de flechas y fisuración de los forjados de la Serie B no se incluyen, pues prácticamente son coincidentes con los de la Serie A.

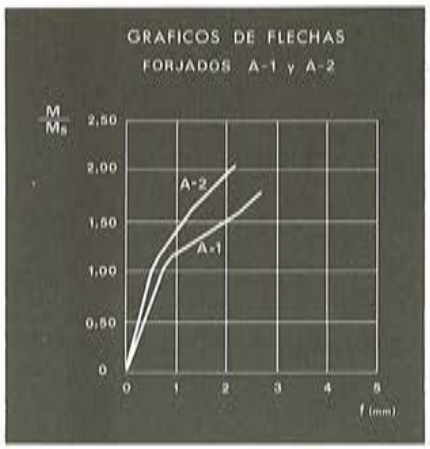


Fig. 10.



Fig. 11.

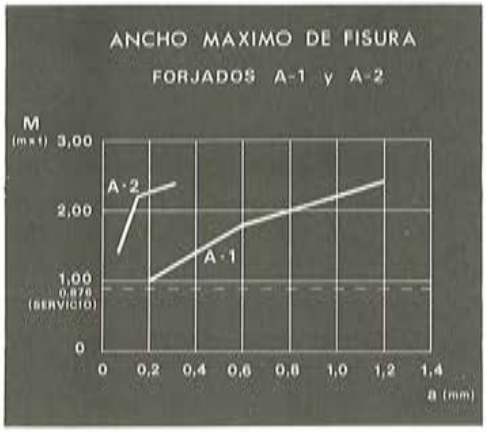


Fig. 12.

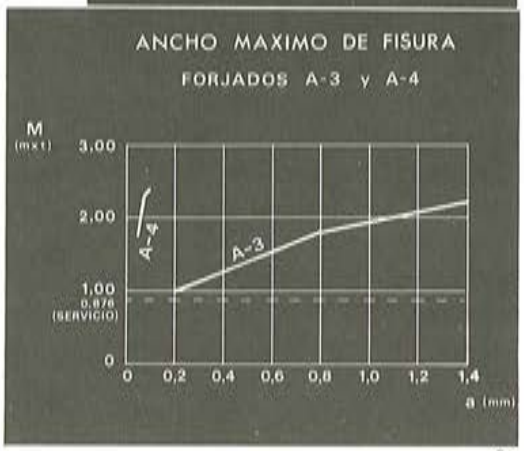


Fig. 13.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

6. OBSERVACIONES SOBRE LOS RESULTADOS OBTENIDOS

SERIE A

De acuerdo con lo recogido en las figuras 7 y 8, en condiciones de servicio las flechas fueron sensiblemente iguales, con independencia de la distribución de la armadura. Se aprecia un incremento de flecha en el caso de viguetas no enfrentadas, del orden del 40 por 100.

En cuanto a fisuración, los comportamientos entre las piezas con armadura repartida y concentrada fueron radicalmente diferentes, con independencia del grado de enfrentamiento de las viguetas.

Las piezas A-2 y A-4 con armadura repartida (8 ϕ 8 por vigueta), no presentaron fisuración alguna hasta cargas muy superiores, (de 50 a 100 por 100), a las de servicio. Las piezas A-1 y A-4, con armadura concentrada (2 ϕ 16 por vigueta), alcanzaron, apenas rebasado el escalón de servicio, fisuras del orden de 0,2 mm.

En cuanto a la seguridad a estados límites últimos, la tabla 1 muestra la independencia, tanto respecto a la distribución de armaduras como al grado de enfrentamiento de las viguetas.

El forjado A-3, con anclaje de armadura en la viga (figura 4), presentó importantes fisuras de anclaje para carga sólo el 14 por 100 superior a la de servicio (figura 14).



Fig. 14.

SERIE B

La serie B tenía como objeto anlizar el efecto del desfase gradual en el enfrentamiento de viguetas. Los resultados han sido sustancialmente coincidentes con los de la Serie A.

SERIE C

Su objetivo era analizar la conveniencia de introducir las viguetas en las vigas planas, bien la entrega mínima habitual (6 cm), o bien una mucho mayor (30 cm). En este segundo caso, podía esperarse o no una transmisión por adherencia desde el principio de la entrega, o bien una transmisión por efecto punta, en cuyo caso la transmisión de compresiones podría, de nuevo, ser precaria. Los resultados, que no se incluyen por brevedad, indican que la comparación de B-6 con C-1 conduce a un comportamiento análogo en fisuración y estados límites últimos, si bien en las flechas se observó una reducción del orden del 30 por 100 en el caso de entrega de 30 cm, como efecto de la mayor rigidización de la zona de apoyo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Las figuras 15 a 18 muestran distintos aspectos de las roturas de las piezas.

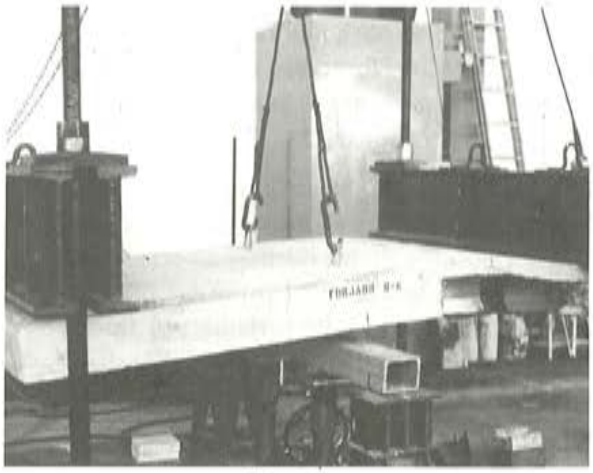


Fig. 15.

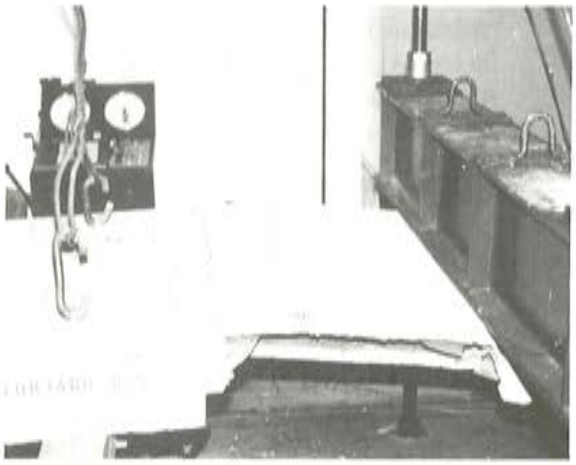


Fig. 16.



Fig. 17.



Fig. 18.

7. RESUMEN

El resumen de conclusiones que puede hacerse de los resultados de ensayo obtenidos es el siguiente:

– Resulta más favorable el colocar la armadura uniformemente distribuida en todo el intereje que concentrada sobre los nervios, tanto desde el punto de vista de la fisuración como del de las deformaciones. (Se sobreentiende que existe la armadura mínima de reparto que prescribe la Instrucción EH-82, ya que si no existiera, una fisura de retracción podría dejar parte de la armadura de momentos negativos inutilizada).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

– No se aprecia variación del momento último resistido (relación M_u/M_R) como consecuencia de no alinear las viguetas. Esto puede explicarse analizando el trabajo de la viga en el plano del forjado (véase figura 4). Pára el caso de vigas de canto (vigas de poco ancho) este fenómeno puede dar lugar a flechas superiores. No se puede, sin embargo, proscribir esta forma de colocación, dado que se obtienen resultados satisfactorios, salvo que las flechas sean críticas en el cálculo. Obsérvese que el forjado A-1 con armadura concentrada y viguetas enfrentadas presenta la misma flecha en servicio que el A-4 con viguetas no enfrentadas y armadura repartida.

– No es buena la práctica de anclar la armadura en la viga, en el caso de que ésta vaya concentrada sobre los nervios y las viguetas desalineadas, pues introduce unos esfuerzos en las vigas que dan lugar a una fisuración notable de las mismas en servicio, por efecto de anclaje (figura 14). Esta suele ser una práctica común en las obras, pues al no poder anclar la armadura en la capa de compresión del forjado, por falta de recubrimiento, se ancla en las vigas. De nuevo, una alternativa es la armadura distribuida, que por su pequeño diámetro puede anclarse en la capa de compresión.

– El introducir las viguetas ampliamente en el caso de vigas planas, disminuye las flechas debido a la mayor rigidez de la zona de apoyo.

  Sin embargo, ello no parece necesario y el leve indicio de una posible reducción del momento flector de rotura que se aprecia en la tabla 1 no aconseja, sin mayores investigaciones, hacerlo así.

– Los resultados de los ensayos muestran claramente menores rotaciones sobre apoyos en el caso de armadura repartida con su consiguiente influencia en los reajustes por plasticidad de la ley de momentos.

– Los resultados favorables del plan de ensayos, permiten aceptar forjados ya construídos con viguetas no enfrentadas, si las flechas no son problema crítico e incluso, permiten el proyecto, en casos particulares, de forjados con viguetas no enfrentadas; pero en nuestra opinión esta solución sólo debe adoptarse si se emplea armadura de momentos negativos muy repartida y con las longitudes de anclaje bien estudiadas y siempre que se hayan comprobado rigurosamente las flechas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

VII Sesión de Trabajo.
Tema V: Patología

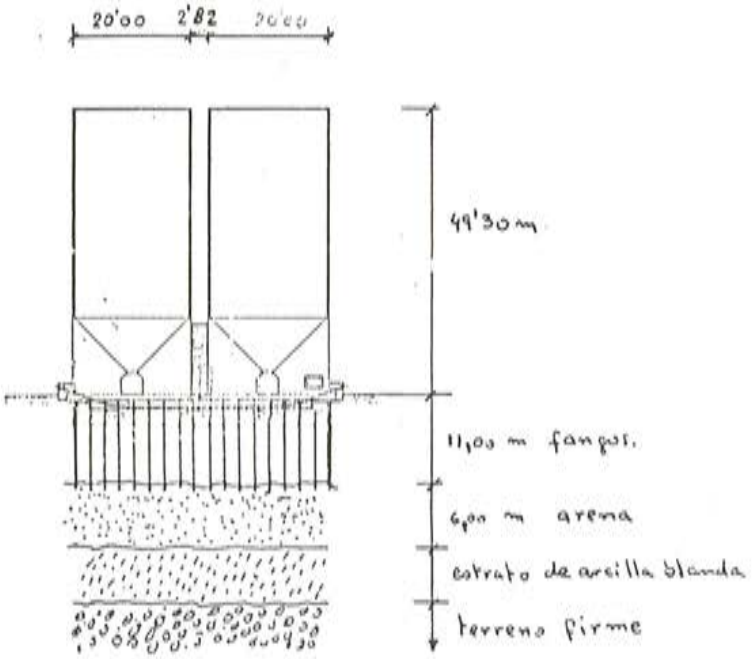
Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería

A. González Serrano y C. Lorente de Nó
Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Ibérica de Estudios e Ingeniería, S.A. (IBERINSA)

SINOPSIS

En la presente comunicación se describe la unión realizada, mediante un pretensado con armaduras postesas, en dos silos gemelos, adosados, cuyos asientos y movimientos no mostraban una tendencia clara hacia su estabilización definitiva. Estos movimientos producían un acercamiento relativo de ambos silos que aconsejó la limitación de sus cargas de utilización; por lo que se proyectó la unión de los mismos para anular el giro relativo entre ambos, transladando, de esta forma, las presiones verticales existentes en los planos inferiores, hacia otras zonas menos solicitadas, es decir, desde el centro hacia los bordes, con lo que se solucionó el problema planteado.

Finalmente, se incluyen los cálculos estadístico-matemáticos realizados con los asientos medidos después de la rigidación efectuada, que vienen a poner de manifiesto la idoneidad de la reparación realizada.



Fi. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

DESCRIPCION DE LA TIPOLOGIA ESTRUCTURAL DE LOS SILOS Y DEL TERRENO DE LA CIMENTACION

La estructura de cada silo, de 15.000 t de carga útil, es un cilindro de hormigón armado, de 20,00 m de diámetro interior, 39,30 m de altura y 0,40 m de espesor de pared. La estructura de los silos se maciza parcialmente de hormigón en los 13,10 m inferiores, para formar la tolva troncocónica que se puede ver esquematizada en las figuras números 1, 2 y 3.

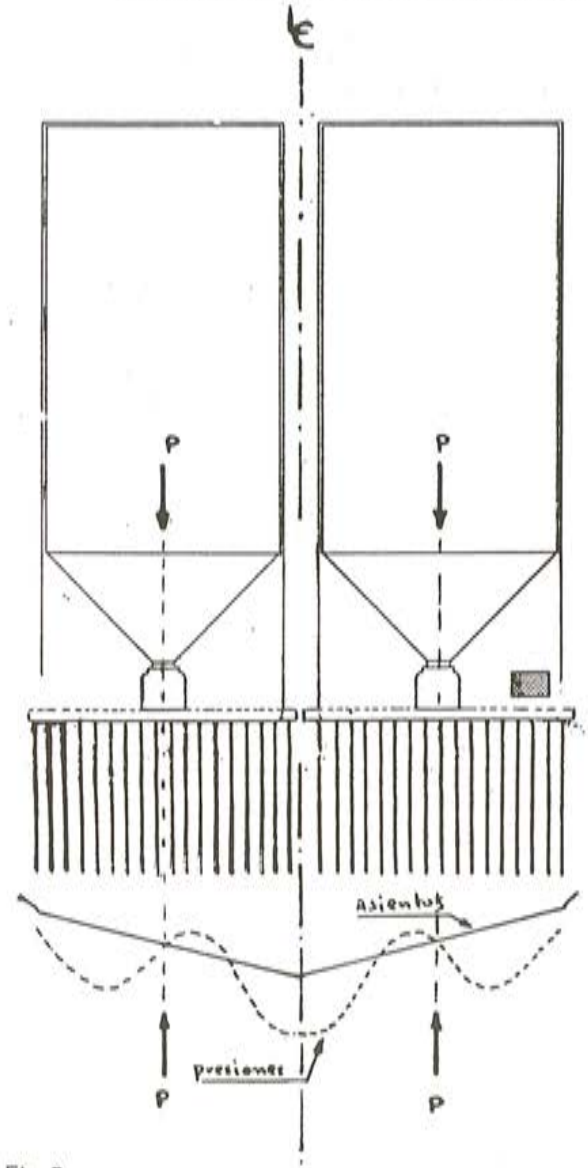


Fig. 2.

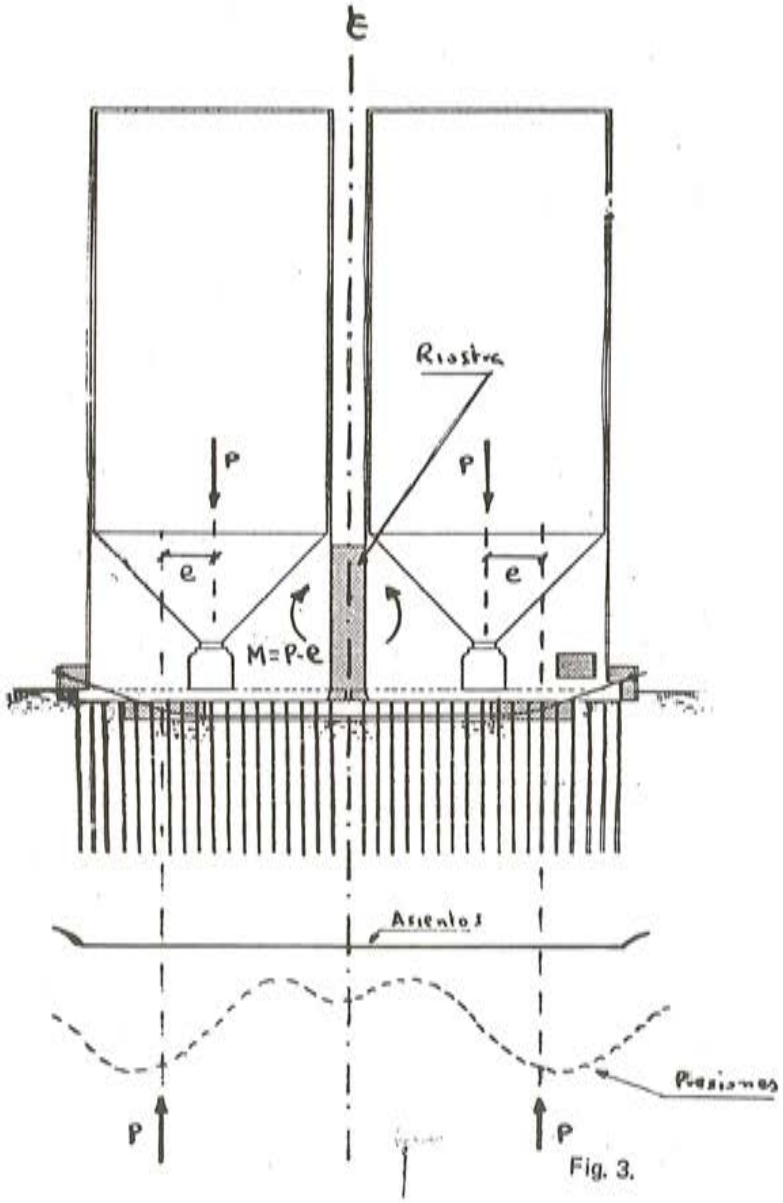


Fig. 3.

Cada silo va cimentado sobre 260 pilotes prefabricados, de sección cuadrada de 0,45 m de lado, que están encepados en una losa de cimentación de 23,38 m de diámetro y 1,00 m de canto total. La mínima distancia existente inicialmente entre los fustes cilíndricos de ambos silos era de 2,82 m.

Los pilotes, de 12 m de longitud, atraviesan un primer estrato de fangos de muy debil capacidad portante y de unos 10,00 m de potencia. Las puntas de estos pilotes se apoyan en un estrato de arena de suficiente capacidad portante, de 6,00 m de potencia. Entre el estrato de arena anterior y el suelo que se puede considerar como "firme" se interpone un lentejon

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

de arcilla blanda, que no se detectó en los sondeos previos de reconocimiento que se hicieron en la vecindad de la ubicación de los silos y que, probablemente por consolidación y extrusión, originó importantes asientos y movimientos en los silos.

JUSTIFICACION TECNICA DEL ARRIOSTRAMIENTO DE AMBOS SILOS

La medición continua que se venía haciendo de los asientos y de los movimientos de ambos silos no mostraba una estabilización clara de sus valores. Ello era debido a que, aunque los valores absolutos realmente alcanzados eran bastante inferiores a los valores previstos teóricamente, las recuperaciones que se producían al descargar los silos eran también mucho menores que las teóricas.

En principio, cabe pensar que la gran histéresis encontrada en cada ciclo de carga-descarga era debida a la concentración de tensiones que se producía bajo los silos en las zonas vecinas a su plano de simetría. Esta causa, unida al acercamiento alarmante (apreciable a simple vista como se puede observar en las fotografías números 1 y 2) entre ambos silos, aconsejó el "unirlos" entre sí a fin de anular el giro relativo entre ellos y producir, al mismo tiempo, una variación en la distribución de las tensiones verticales ejercidas sobre la capa blanda subyacente a través de las puntas de los pilotes y del estrato de arena. Con esta variación en la distribución de tensiones se descargó la zona más solicitada, en las proximidades del plano de simetría axil, trasladando las tensiones hacia otras zonas exteriores que estaban más descargadas antes de proceder a la rigidización de los silos.

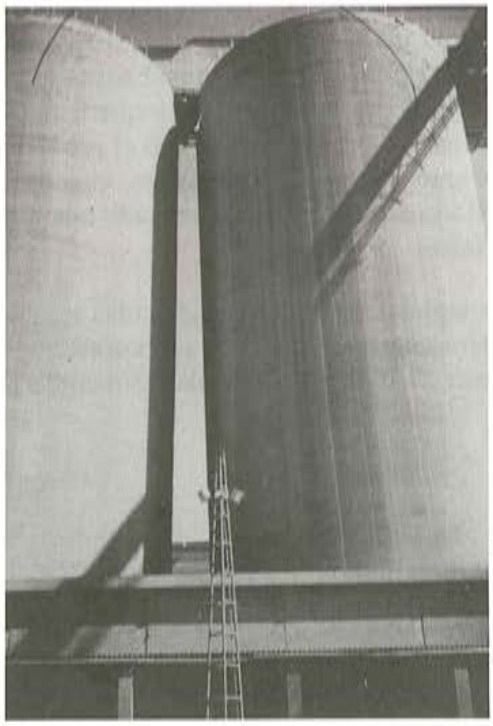


Foto 1.



Foto 2.

En la figura número 2 se puede ver, de una forma cualitativa, la ley de asientos de ambos silos independientes y la distribución de tensiones bajo los mismos. En la figura número 3 se representa la ley de asientos de ambos silos una vez rigidizados y la nueva distribución de tensiones, en la que se aprecia una traslación de las presiones verticales hacía zonas exteriores más descargadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Resulta obvio que esta "unión", que evita el progresivo acercamiento de los silos, ha resuelto fundamentalmente el problema de inclinación descrito; ya que, salvo el alivio tensional de la zona central en la vecindad del plano de simetría de ambos silos y el efecto consiguiente en las deformaciones correspondientes, el asiento del conjunto de los silos, una vez rigidizados, coincidió sensiblemente con el valor medio de los asientos de los silos aislados. Estos asientos, como ya se ha indicado anteriormente, si se hubieran analizado independientemente del problema de los giros, se hubiesen calificado de totalmente admisibles.

La "unión" de los silos se materializó mediante una gran viga riostra, de 7 m de ancho y 11 m de canto total, que se llevó hasta una altura conveniente entre las caras laterales de ambos silos aprovechando la zona macizada de la tolva y que los obligó a moverse solidariamente. La armadura de esta gran viga riostra fue una armadura activa que se diseñó y colocó excéntricamente por debajo del encepado de los pilotes, con una excentricidad de 1,35 m con respecto al borde inferior de la viga riostra (que coincide con el borde inferior del encepado de los pilotes).

En la figura número 2, que corresponde al caso de los silos aislados o independientes, se puede ver que las reacciones del terreno pasan por los baricentros de los silos; mientras que en la figura número 3, que corresponde a los silos una vez arriostrados, se observa que las reacciones del terreno tienen una excentricidad "e" con respecto a dichos baricentros. El par $M = P.\ e$, es el momento con el que se ha de diseñar la viga riostra.

CALCULO DEL ARRIOSTRAMIENTO

Como se deduce del apartado anterior, el problema planteado queda reducido a calcular la distribución de tensiones que se produce cuando se rigidizan ambos silos. En este cálculo se supuso que las tensiones debidas al peso propio permanecen invariables y que la nueva distribución afecta únicamente a las 15.000 t de sobrecarga de los silos. Como el problema de la distribución tensional que producen dos cimentaciones rígidas circulares, tangentes, trabajando solidariamente, no esta hoy resuelta elásticamente, en el caso analizado nos limitamos a aproximar la solución mediante diferencias finitas.

Teóricamente hablando, se deberían subdividir ambos círculos en cuadrículas y, admitiendo una presión uniforme en cada retícula, calcular sus valores con la condición de que se produzca el mismo asiento en cada uno de los centros de dichas cuadrículas. Sin embargo,

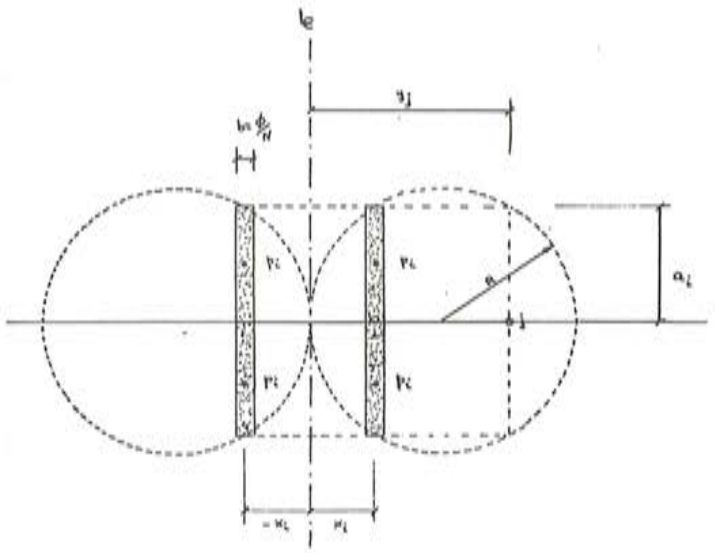


Fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

en el presente caso se ha estimado suficiente la subdivisión en fajas (véase figura número 4) de modo que, suponiendo constante la presión en cada una de ellas, pueda establecerse la igualdad de asientos de cada faja en su intersección con el eje longitudinal de los silos.

El asiento bajo la esquina del rectángulo cargado viene dado por la expresión:

$$S_{esquina} = \frac{qb}{E} \frac{(1-\mu^2)}{\pi} f(n)$$

dónde:

$$f(n) = n\,L\,\frac{1+\sqrt{1+n^2}}{n} + L\,(n+\sqrt{1+n^2})$$

siendo: $n = a/b$, la relación de los lados del rectángulo.

Si se divide cada uno de los círculos en N fajas, el asiento en el punto j producido por la presión uniforme p_i de la faja i será:

$$w_{i,j} = 2\,\frac{p_i\,(1-\mu^2)}{\pi\,E}\,a_i\,[f(n_1) \mp f(n_2)]$$

(el signo – es para $i \neq j$ y el + para $i = j$)

donde:

$$n_1 = \frac{|\,y_j - x_i\,| + \frac{b}{2}}{a_i} \qquad \text{y} \quad n_2 = \frac{|y_j - x_i| - \frac{b}{2}}{a_i}$$

El asiento producido por la faja simétrica situada en – i será:

$$w'_{i,j} = 2\,\frac{p_i\,(1-\mu^2)}{\pi E}\,a_i\,[\,f(n_3) - f(n_4)\,]$$

siendo:

$$n_3 = \frac{y_j + x_i + b/2}{a_i} \qquad \text{y} \quad n_4 = \frac{y_j + x_i - b/2}{a_i}$$

Las variables pueden expresarse como sigue:

$$x_i = (i - 0{,}5)\,b$$
$$y_j = (j - 0{,}5)\,b$$
$$\phi = N\,b$$
$$a_i = \sqrt{x_i\,(\phi - x_i)}$$

que pueden hacerse adimensionales para el cálculo, en la forma:

$$x_i = x_i{}^*b$$
$$y_j = y_j{}^*b$$
$$\phi = \phi^*b$$
$$a_i = a_i{}^*b$$

siendo:

$$x_i{}^* = i - 0{,}5$$
$$y_j{}^* = j - 0{,}5$$
$$\phi^* = N$$
$$a_i{}^* = \sqrt{x^*_i\,(N - x_i{}^*)}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

y llamando al asiento $S_o = S_o^* \frac{bq}{E} \frac{(1-\mu^2)}{\pi} 2$

y a la presión $p_i = p_i^* \, q$ se deberá tener, para cada j:

$$\sum_{i=1}^{N} p_i^* \quad a_i^* \, [\, f(n_1) \pm f(n_2) + f(n_3) - f(n_4) \,] = S_o^*$$

Como además existe la condición de equilibrio vertical:

$$\sum_{i=1}^{N} 2 \, p_i \, a_i \, b = P$$

es decir:

$$\sum_{i=1}^{N} p_i^* \, a_i^* = \frac{P}{2qb^2}$$

se tienen las N + 1 ecuaciones necesarias para determinar las N p_i^* y el asiento S_o^*.

El cálculo se hizo dividiendo cada círculo en 39 fajas (que se han numerado desde el centro común hacia los bordes externos); lo que dió lugar a un sistema de 40 ecuaciones con 40 incógnitas.

En el cálculo se ha tomado igual a la unidad el parámetro $\frac{P}{2q \, b^2}$, de modo que los resultados reales se obtienen mediante las expresiones:

$$p = p^* \frac{PN^2}{2\phi^2} \qquad \text{y} \quad S = S^* \frac{(1-\mu^2) \, PN}{\pi \, E \, \phi}$$

La salida del ordenador se reproduce en el cuadro número 1 adjunto.

El programa realizado calcula también el momento en el centro, producido por la distribución de presiones así calculada, con objeto de determinar el valor que nos de la posición de la resultante. El valor real del momento será $M = 2 \, q \, b^3 \, M^*$ y, por lo tanto, la excentricidad $e = \frac{M}{N} = M^* \, b = M^* \frac{\phi}{N}$. El valor de e resultó ser $e = 0{,}55435 \, \phi$.

En el caso estudiado se obtuvo e = 15,367 m y M = 15.000 (15,367 − 23,38. 1/2) ≃ ≃ 50.500 mt que es el valor del momento que debe resistir la viga riostra y la estructura de los silos para trabajar conjuntamente.

A la viga riostra se le han dado, como ya se ha visto, las mayores dimensiones compatibles con la resistencia estructural de los silos, aprovechando al máximo la zona macizada de las tolvas y teniendo en cuenta además la presencia de la galería de cintas que une ambos silos (véanse figuras números 5 y 6).

Por otro lado, el pretensado necesario se ha diseñado ubicándolo exteriormente a la sección de la viga riostra, por debajo de las losas de encepado de los pilotes, mediante la ejecución de una galería, a fín de ganar el máximo brazo, necesario para disminuir el esfuerzo de los tendones.

El cálculo de la fuerza de pretensado se ha realizado igualando tracciones en la fibra inferior de la viga riostra a silo lleno y en la fibra superior de la viga riostra a silo vacío.

La fuerza de pretensado así calculada, en estado definitivo y una vez experimentadas todas las pérdidas, resultó ser de N = 3.367 t. Para obtener esta fuerza de pretensado se disponen 8 tendones de 98 ϕ 7 cada uno, que se tesaron por ambos extremos y se anclaron, con el sistema BBRV, a 125 t en una primera fase y a 471 t en una segunda, o fase definitiva (al 73,46 por 100 de su carga de rotura).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Cuadro 1

Faja	$p^* \cdot 10^{-6}$	$S^* \cdot 10^{-6}$
1	1,551	122,061
2	1,541	122,061
3	1,523	122,061
4	1,502	122,061
5	1,481	122,061
6	1,462	122,061
7	1,445	122,061
8	1,430	122,061
9	1,418	122,061
10	1,407	122,061
11	1,399	122,061
12	1,394	122,061
13	1,390	122,061
14	1,388	122,061
15	1,389	122,061
16	1,391	122,061
17	1,396	122,061
18	1,403	122,061
19	1,412	122,061
20	1,424	122,061
21	1,438	122,061
22	1,456	122,061
23	1,476	122,061
24	1,501	122,061
25	1,529	122,061
26	1,563	122,061
27	1,602	122,061
28	1,648	122,061
29	1,702	122,061
30	1,766	122,061
31	1,843	122,061
32	1,937	122,061
33	2,054	122,061
34	2,202	122,061
35	2,397	122,061
36	2,667	122,061
37	3,088	122,061
38	3,715	122,061
39	8,146	122,061

Las máximas tracciones que se producen en la fibra inferior de la viga riostra a silo lleno y en la fibra superior de la viga riostra a silo vacío resultaron ser de 88,50 t/m² . Para absorber estas tracciones se dispusieron armaduras ancladas en los macizados de las tolvas y se dió además continuidad a las armaduras de los encepados de ambos silos.

En la fotografía número 3 se pueden ver los taladros que se hicieron en el macizado de las tolvas para anclar las armaduras pasivas que se dispusieron para absorber las aludidas tracciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

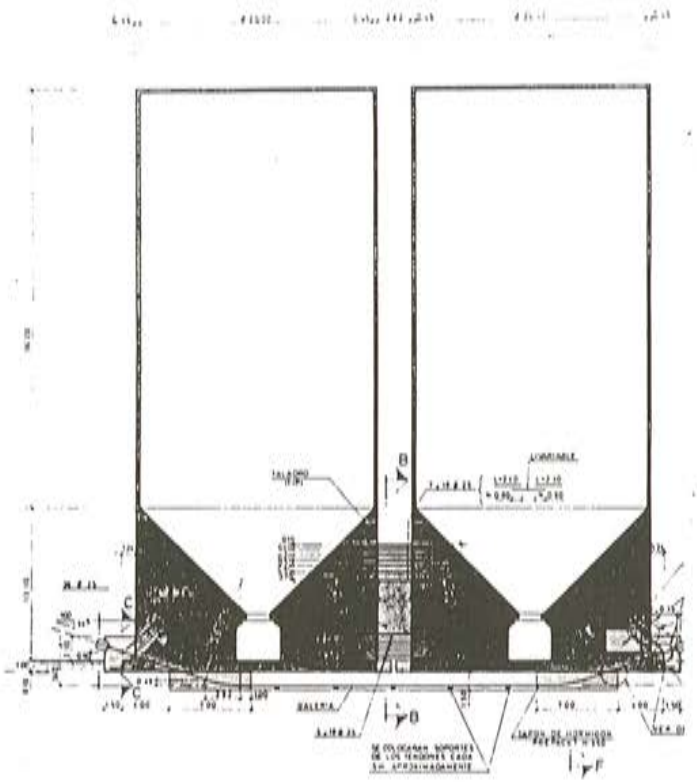


Fig. 5.

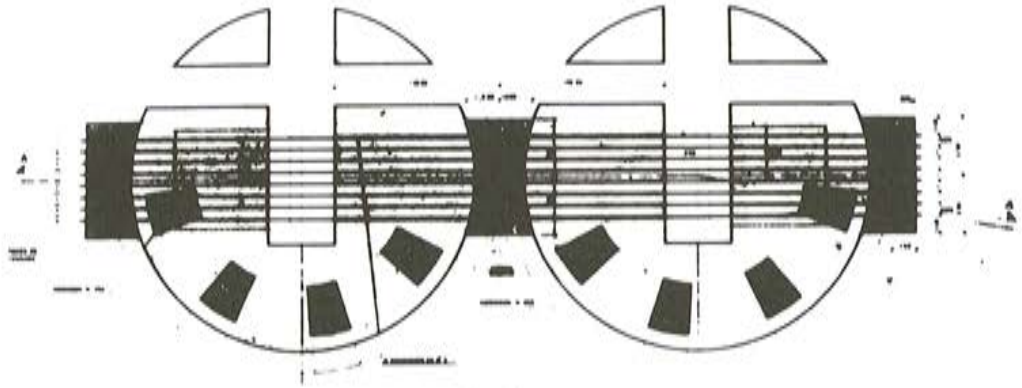


Fig. 6.

Los taladros indicados se hicieron con una ligera pendiente y se rellenaron con un mortero tipo Betec de alta resistencia mediante un macarrón de plástico que llegaba hasta el fondo del taladro, para garantizar un llenado correcto con ausencia de burbujas de aire y, posteriormente, se introdujeron los redondos de anclaje.

En la fotografía número 4 además de los citados taladros se aprecia la demolición que se hizo en el encepado de ambos silos para dar continuidad a las armaduras de los mismos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

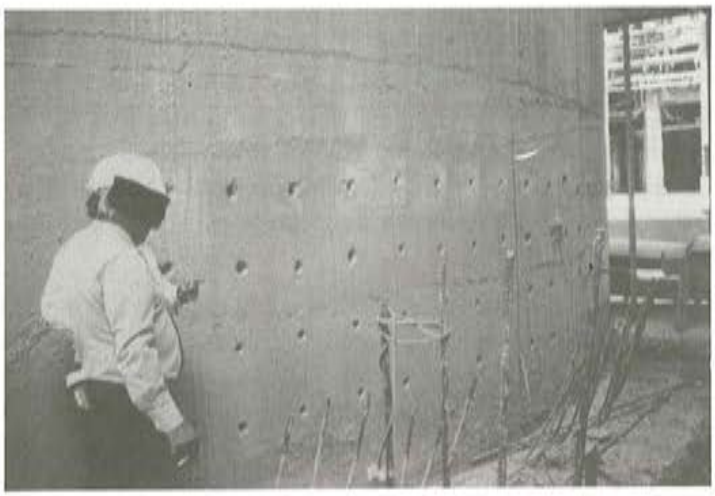


Foto 3.



Foto 4.

PROCESO DE EJECUCION DE LA REPARACION REALIZADA

Se comenzó realizando una galería por debajo de los encepados de los silos, quedando exentos en esta zona los pilotes. En esta galería existían 8 calles entre alineaciones de pilotes (como la calle indicada en la fotografía número 5) en las que se alojaron otros tantos tendones del pretensado del refuerzo.

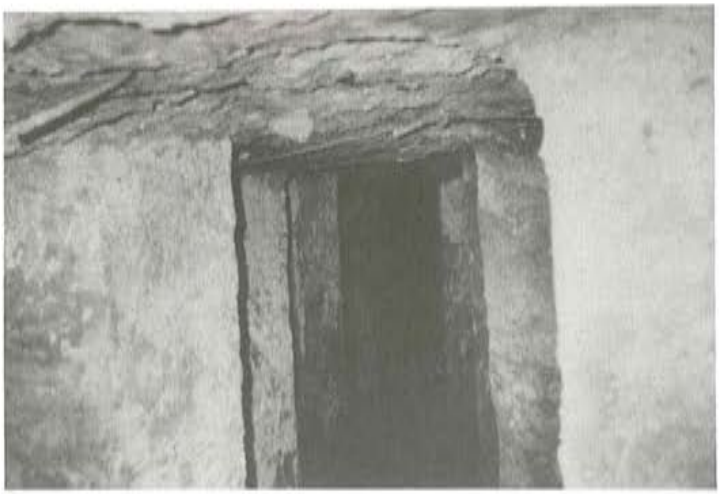


Foto 5.



Foto 6.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En la fotografía número 6 se pueden ver las grietas que presentaban los pilotes en el empotramiento con el encepado, que eran debidas, sin duda alguna, al momento inducido en la cabeza de los mismos por el giro de los silos. Estas grietas disminuían a medida que los pilotes se aproximaban al plano de simetría de los silos y se magnificaban tanto más cuanto más se alejaban de dicho plano. Esto era debido a que la solicitación de los pilotes exteriores era de flexión compuesta mientras que la solicitación de los pilotes más próximos al plano de simetría de los silos tendía o incluso llegaba a ser una compresión compuesta; y en esta última situación desaparecía la fisuración detectada.

A continuación se hicieron los taladros y se anclaron las armaduras de la gran viga riostra, en la zona macizada de las tolvas. Esta armadura se colocó para absorber las tracciones que ya hemos comentado. Simultáneamente se demolió el encepado de los silos en la zona de tangencia, para dar continuidad a las armaduras pasivas de los encepados. Estas etapas ya se describieron al comentar las fotografías números 3 y 4.

En una fase posterior se realizaron, a través del encepado, los taladros inclinados en los que iba a quedar alojada la armadura activa. También se hicieron los taladros y se anclaron los redondos de conexión de los dados extremos con el macizado de tolvas. En estos dados es donde quedaron alojados los anclajes activos del pretensado. Como los taladros aludidos se hicieron en contrapendiente, fué necesario colocar el redondo de conexión, sellando a continuación la superficie exterior a fín de poder inyectar un mortero tipo Betec por un macarrón corto hasta que la lechada saliera por un macarrón largo que se dejó alojado en el taladro hasta la parte alta del mismo.

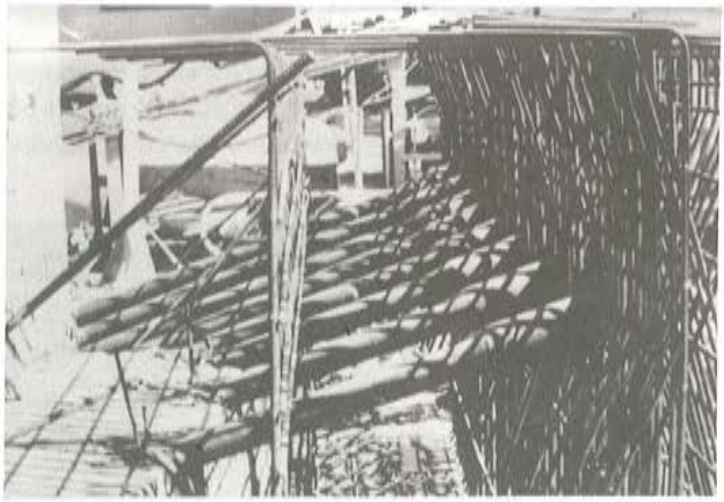


Foto 7.

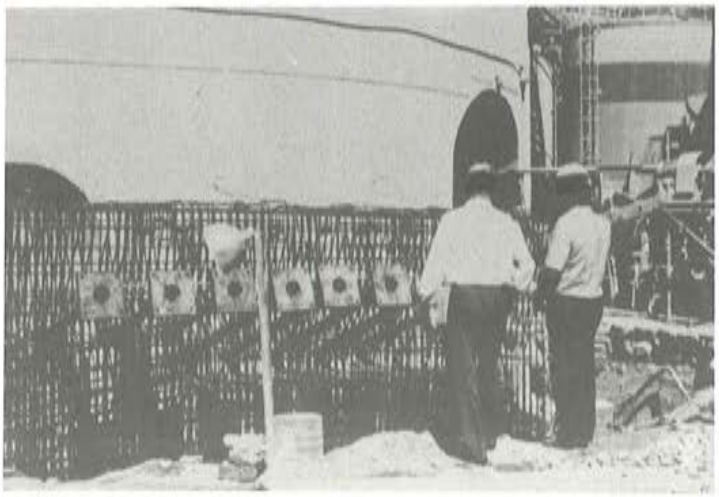


Foto 8.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

A continuación se enfiló y se colocó la armadura activa. Esta armadura se dejó embebida en los dados extremos de anclaje (véanse fotografías números 7 y 8) y en dos dados inferiores al encepado de los silos (véanse figuras números 5 y 6) que se proyectaron para absorber las fuerzas de desviación del pretensado. Las vainas en la zona recta comprendida entre los dados inferiores, se embebieron en vigas de hormigón que se apoyaron en varias pilastras o machones de ladrillo.

Posteriormente, se colocó la armadura pasiva de los dados inferiores, de la gran viga riostra y de los dos dados extremos de anclaje. Las fotografías números 7 y 8 corresponden a dos vistas de la ferralla de los dados extremos de anclaje. También se pueden ver en las fotografías números 9 y 10 las vainas y las trompetas de los anclajes activos.

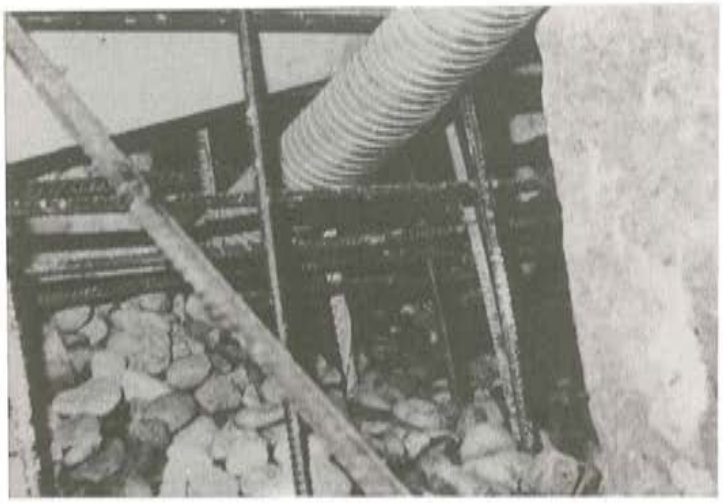


Foto 9.

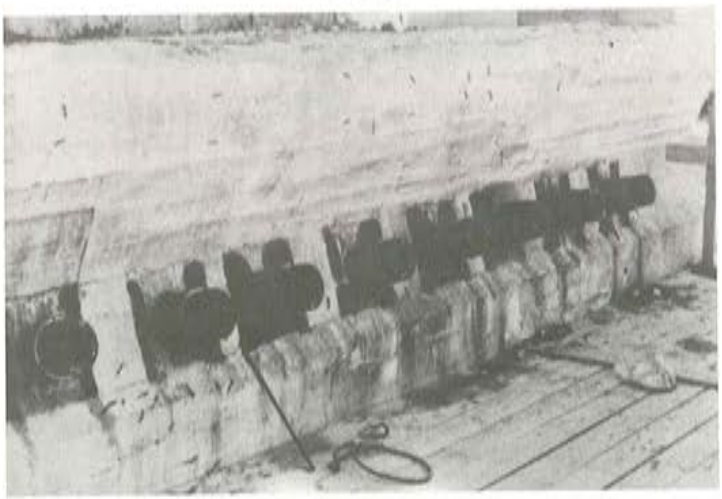


Foto 10.

En este momento se colocaron, por una casa especializada, diversos aparatos de medida de tensiones y deformaciones.

A continuación se inyectaron, con hormigón Prepakt, los dados inferiores de la galería; única forma de conseguir un contacto íntimo entre el hormigón de estos dados y la superficie inferior de los encepados de los silos. Al mismo tiempo se hormigonaron, con un hormigón convencional, los dados extremos de anclaje y la gran viga riostra. Durante el fraguado de estos hormigones se exigió mantener fijas las cargas de los silos para evitar que se produjeran movimientos relativos apreciables y peligrosos durante el fraguado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

A continuación se realizó el pretensado en las dos etapas mencionadas, se inyectaron los tendones con lechada de cemento y se hormigonaron las vigas en las que quedaron alojadas las vainas del pretensado. Finalmente, después del revestimiento de la galería a fín de contener las tierras, se efectuaron los seguimientos del estado tenso-deformacional, lo que permitió juzgar, como más adelante se indicará, la idoneidad de la reparación realizada.

La fotografía número 11 es una vista de los silos una vez finalizada la reparación.

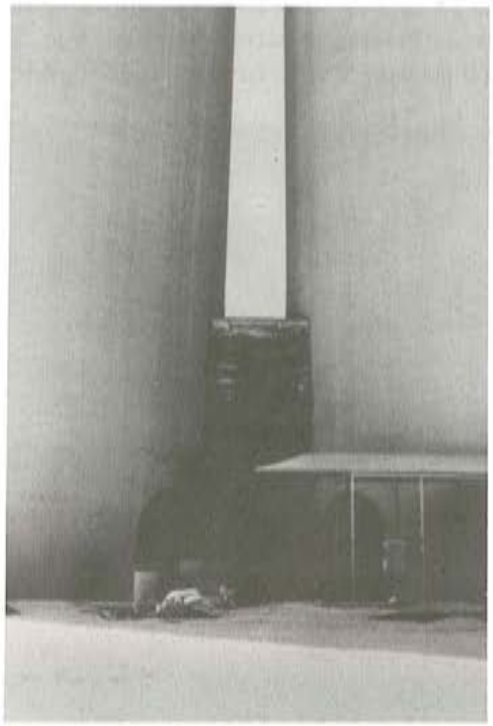


Foto 11.

COMPROBACION DEL PILOTAJE

Para calcular el par actuante, se ha considerado rígido el conjunto suelo-pilotes, lo que supone obligar a una deformación plana a la capa de arena. Esto quiere decir que, desde el punto de vista del pilotaje, los movimientos son simplemente de arrastre. De este modo puede partirse del par así determinado y calcular el pilotaje suponiendo que no hay deformaciones adicionales de la capa de arena y que es el conjunto de pilotes, elásticamente, el que ha de tomar sus cargas correspondientes.

Es decir, la hipótesis pésima respecto a las cargas en los pilotes, resulta de considerar que, además de la sobrecarga de 15.000 t en un silo, actúa un par exterior de 50.500 m.t que trata de volcarlo hacía el exterior; sin embargo, al considerar el conjunto rígido de los dos silos, dicho par es un esfuerzo interno y es el conjunto de los pilotes de los dos silos el que ha de soportar las sobrecargas existentes en cada uno de ellos. En esta segunda hipótesis, la situación pésima se producirá estando un silo lleno y el otro vacío. Naturalmente, en ambos casos, admitiremos que el peso propio ha producido ya todas sus deformaciones.

Se han estudiado dos pilotajes diferentes: el correspondiente a un solo silo y el correspondiente al conjunto, suponiendo en ambos casos que el encepado (junto con la tolva) es infinitamente rígido.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El estudio se ha hecho con el programa DUQALBA, basado en la teoría expuesta en el libro Geotecnia y Cimientos III, capítulo 3, apartado 3.3.8.

En el primer caso se han considerado 3 hipótesis de carga: la primera corresponde al par de 50.500 m.t y a la sobrecarga de 15.000 t; la segunda corresponde al peso propio y la tercera es la combinación de ambas.

En el segundo caso se han considerado también 3 hipótesis de carga: la primera corresponde a los dos silos cargados con 15.000 t cada uno (hipótesis de la que se deducen fácilmente los valores correspondientes al peso propio); la segunda a que esté un silo lleno y el otro vacio y la tercera es la suma de la segunda y la correspondiente al peso propio.

De esta forma encontramos que los pilotes verticales más cargados, tanto en el primer caso de carga como en el segundo, toman unas tensiones de trabajo totalmente admisibles; o bien, que sus coeficientes de seguridad tanto frente a rotura como frente a hundimiento son también admisibles. De todo ello se deduce que, desde el punto de vista del pilotaje, la rigidización de los silos es totalmente factible.

COMPROBACION DE LAS TOLVAS

Para poder tener la seguridad de que la "unión" de los silos era totalmente viable, restaba por comprobar que los valores de las tensiones que se inducen en el macizado de las tolvas, a través de la gran viga riostra y del pretensado, eran admisibles. Con tal fin se han discretizado las tolvas mediante un modelo axil-simétrico de elementos finitos, y las cargas se han introducido mediante desarrollos en serie de Fourier que se han limitado a 10 armónicos. Se ha supuesto que las cargas de la viga corresponden a un caso de deformación plana de la sección, con el hormigón en clase II, y que se distribuyen uniformemente en el ancho de la pieza. Las cargas debidas al pretensado se suponen también uniformemente distribuidas en los dados extremos de anclaje y en los dados inferiores (que recogen las fuerzas de desviación del pretensado). Puesto que el desarrollo en serie de Fourier que admite el programa es único, han sido las propias cargas las que se han afectado directamente de su correspondiente coeficiente de la serie.

No se incluye en el texto el modelo de elementos finitos utilizado, así como las cargas consideradas, para no hacer más extensa esta Comunicación. Del estudio realizado se deduce que, desde este punto de vista, la rigidización de los silos también era factible.

MEDIDAS DE CONTROL

El seguimiento de tensiones y deformaciones se hizo fundamentalmente a base de straingages colocados en la viga riostra y en las caras interiores de las tolvas, ya que las células de presión nos han parecido inadecuadas para el presente caso en el que se pasa por ciclos repetidos de tracciones y compresiones. No se incluyen los detalles de colocación de los aparatos de medida, de las secuencias seguidas en los diferentes niveles de carga, ni del mantenimiento y duración de los diferentes ciclos, a fin de no hacer más prolija la exposición; aunque sí se quiere dejar constancia de la concordancia existente entre los valores medidos y los estudios realizados.

ANALISIS DE ASIENTOS

Se ha dispuesto de datos suficientes de los asientos sufridos por los silos de referencia, para poder juzgar sobre su comportamiento y estimar el efecto del asentamiento de la capa

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

de arcilla que originó el problema planteado y motivó el arriostramiento realizado.

Como primeros datos significativos, antes de pasar a un estudio detallado, hay que resaltar la pequeña magnitud del asiento máximo registrado, que fue de solo 24 milímetros, a pesar de que en ambos silos se ha sobrepasado, con mucho, la carga de cálculo, pues un silo ha llegado a tener 17.400 t y el otro 16.100 t.

Los datos disponibles hasta la fecha, permiten un estudio estadístico de los mismos que, como veremos, hacen posible concluir que el comportamiento de los silos es perfectamente elástico y que los valores de los asientos de consolidación son totalmente admisibles y no presentarán ningún problema a lo largo del tiempo de utilización de los mismos.

En primer lugar, se han analizado los datos de una prueba de carga efectuada a partir del 16-8-83. Considerando independientemente las ramas de carga y descarga, se obtiene para la primera un coeficiente de correlación $\rho = 0{,}92$ y para la segunda un $\rho = 0{,}97$.

Para estimar el efecto de la consolidación durante la fase de carga, se ha supuesto que se está en las primeras fases del fenómeno y, por tanto, el grado de consolidación alcanzado

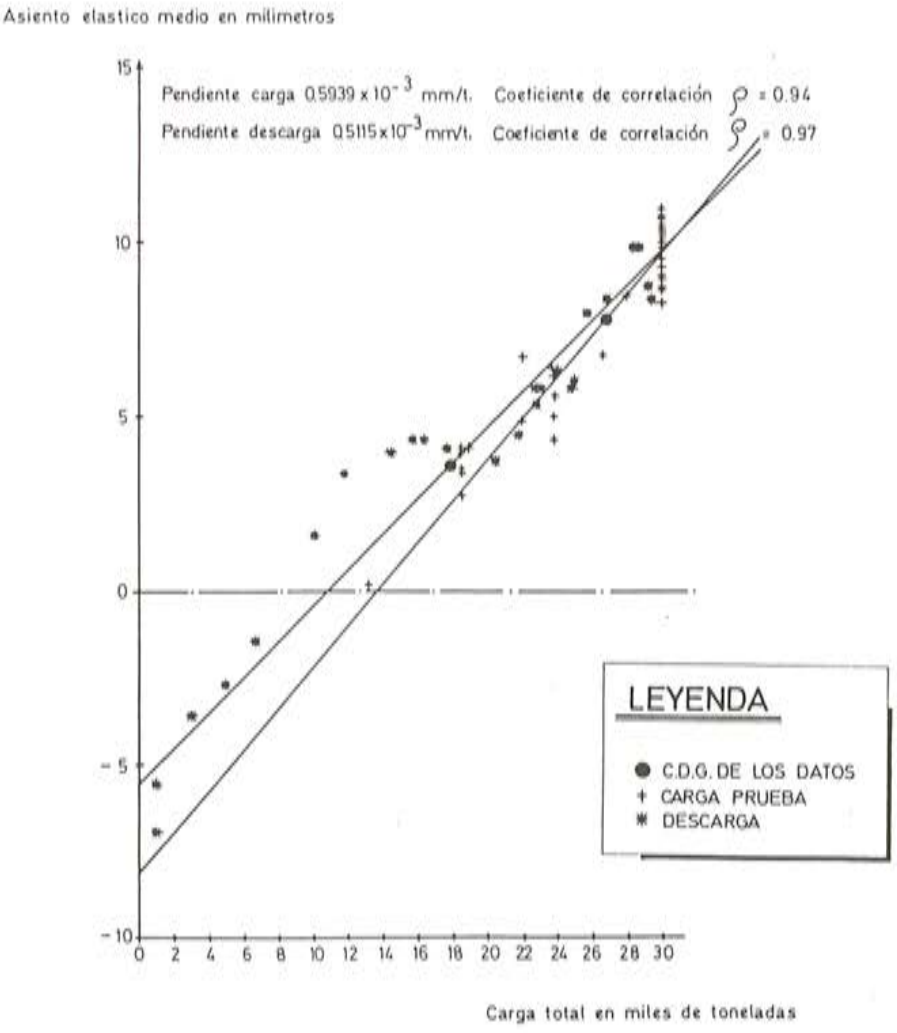


Fig. 7.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

es proporcional a la raiz cuadrada del tiempo. Admitida la aditividad de las isocronas, puede suponerse que un incremento de carga ΔP, colocado en el instante t_j, produce en el instante t_i un asiento proporcional a $\Delta P . \sqrt{t_i - t_j}$.

De este modo se encuentra, para cada asiento, la corrección:

$$S_{ci} = \alpha \sum_{j=o}^{i} \Delta P_j . \sqrt{t_i - t_j}$$

del asiento de consolidación correspondiente; lo que permite estimar el asiento elástico.

La constante de proporcionalidad α se ha estimado de modo que maximice el coeficiente de correlación, habiéndose encontrado el valor $\alpha = 0.0000690$ (para ΔP en toneladas y t en días) que proporciona un coeficiente de correlación $\rho = 0,94$.

Las pendientes de las rectas de regresión s–P y P–s resultan, respectivamente, $\beta = 0,5579 \times 10^{-3}$ mm/t y $\beta = 1.586,8456$ t/mm. En este caso en que la fiabilidad de los datos es prácticamente la misma (es decir, no tienen mayor precisión las cargas estimadas en los silos por cubicación y multiplicación por una densidad media, que la medición de los asientos), puede tomarse la recta de regresión ortogonal o, simplemente, un valor medio de los dos citados. Este último procedimiento es el que hemos seguido, por su simplicidad.

Así pues, en la figura número 7 se han dibujado los asientos elásticos (asientos medios de los dos silos) producidos por las cargas totales (suma de las cargas de los dos silos) y la recta de regresión media antes definida, que tiene una pendiente de $0,5939 \times 10^{-3}$ mm/t.

El asiento de consolidación puede estimarse como:

$$s_c = 30.000 \times 0,0000690 \times \sqrt{26} = 10,555 \text{ mm}$$

y este valor se ha restado de todos los asientos medidos en descarga para obtener los correspondientes asientos elásticos, que se han dibujado también en la figura número 7. Como hemos dicho, el coeficiente de correlación es en este caso $\rho = 0,97$, y las pendientes de las rectas s–P, P–s son, respectivamente, $0,498 \times 10^{-3}$ mm/t y $0,5322 \times 10^{-3}$ mm/t, siendo la pendiente media de la recta dibujada $0,5115 \times 10^{-3}$ mm/t. Como puede verse en dicha figura número 7, el comportamiento es practicamente elástico.

Se han analizado a continuación los datos correspondientes a la utilización de los silos desde el 6-10-83 al 12-7-84.

Tomando los asientos medios y las cargas totales, se obtiene un coeficiente de correlación bajo: $\rho = 0,65$. Sin embargo, si se toman las diferencias de cargas entre los silos (que son proporcionales al par que actúa sobre el conjunto) y las diferencias de los asientos medios de los mismos (proporcionales, pues, al giro del cimiento) se obtiene un coeficiente de correlación $\rho = 0,89$, con una pendiente para la recta s–P de $0,4218 \times 10^{-3}$ mm/t y para la P–s de $0,5373 \times 10^{-3}$ mm/t, con un valor medio de $0,4796 \times 10^{-3}$ mm/t.

Este espectacular aumento del coeficiente de correlación se debe al hecho de que la diferencia de asientos elimina prácticamente el efecto de la consolidación. Por tanto, se ha realizado un nuevo cálculo estimando, como hemos visto antes, el valor de estos asientos de consolidación. Siendo la utilización de los silos un proceso alterno de cargas y descargas, resulta mucho más complejo estimar dichos asientos, que se producirán a veces sobre ramas de consolidación diferentes y con tiempos también distintos. Suponiendo que la utilización de los silos, hasta el momento, sea típica y podamos admitir que se repite con el tiempo, podría asimilarse a una función continua y por tanto existiría una cierta "carga característica" uniforme que produciría en un instante dado el mismo asiento de consolidación que la función de carga real, de modo que, en los primeros estadios de la consolidación, podría admitirse

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

que los asientos son proporcionales a dicha carga característica y a la raiz cuadrada del tiempo. Englobando en un mismo coeficiente la carga característica y el valor de la constante de proporcionalidad, se obtiene de este modo, maximizando el coeficiente de correlación, un valor $\gamma = 0{,}46036$ (tiempo en días) que proporciona un $\rho = 0{,}81$, con unas pendientes para s–P de $0{,}3859 \times 10^{-3}$ mm/t y para P–s de $0{,}5882 \times 10^{-3}$ mm/t, con una media de $0{,}4870 \times 10^{-3}$ mm/t, que es la que se ha dibujado en la figura número 8, junto con los asientos elásticos una vez deducidos los de consolidación.

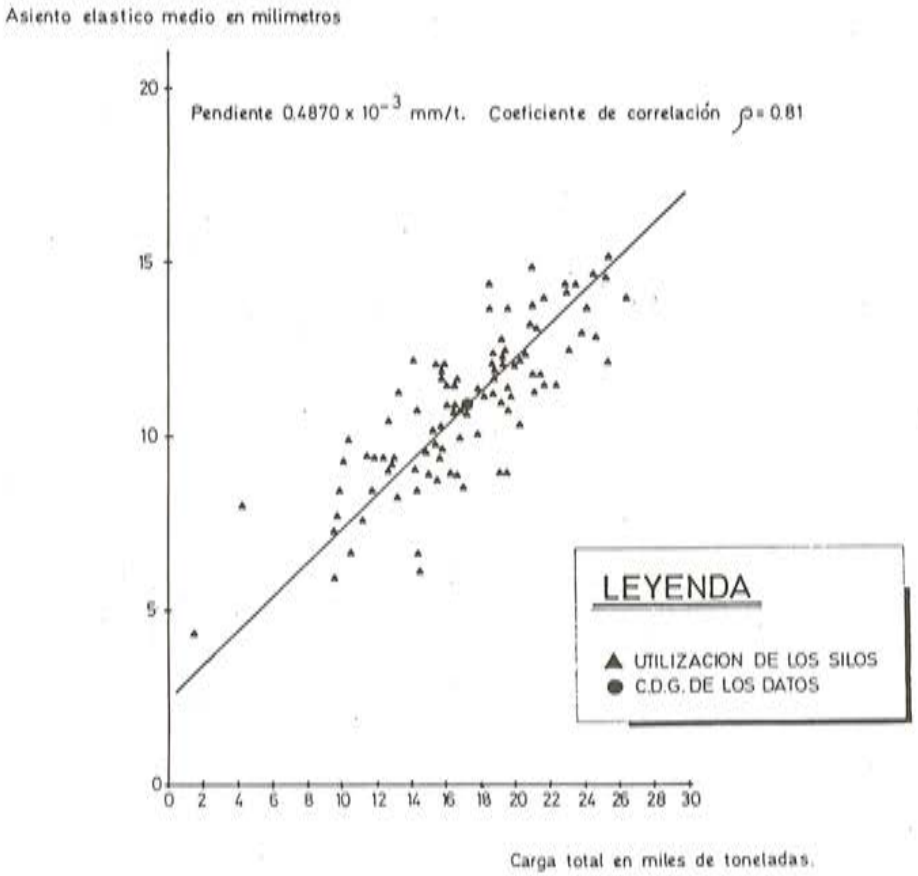


Fig. 8.

Admitiendo que como carga característica pudiera tomarse la carga media de utilización, $P_m = 17.184$ t, a ese coeficiente γ correspondería un coeficiente $\alpha = 0{,}00002679$, que es un 40 por 100 del obtenido para la carga de prueba; de modo que el asiento de consolidación máxima que cabe esperar en el plazo de 10 años, por ejemplo, sería $s_c = 30.000 \times 0{,}00002679 \times \sqrt{3650} = 48{,}555$ milímetros; que es perfectamente admisible.

La pendiente media obtenida para la fase de utilización de los silos, coincide prácticamente con la de descarga durante la prueba de Agosto-Septiembre del 83; lo que indica que el comportamiento de los silos es perfectamente elástico y se estan moviendo ya por la recta de "recarga", lo que a su vez explica el menor valor obtenido para α. Esta elasticidad queda también corroborada por la pendiente de la recta $\Delta s - \Delta P$ de la figura número 9.

En efecto; consideremos el cimiento conjunto de los silos como un círculo único de área $\Omega = 2 \times 603{,}50\ m^2 = 1.207\ m^2$. Será R = 19,60 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La distancia entre los centros de los silos es de 23,72 m. La diferencia de cargas entre los dos silos produce pues, un par $M = \Delta P \cdot \frac{d}{2}$, y la diferencia de asientos un giro $\theta = \frac{\Delta s}{d}$. Suponiendo el suelo elástico, un par M produce, en un círculo rígido, un giro $\theta = \frac{3 M (1 - \mu^2)}{4 E R^3}$; y una carga P, un asiento $s = \frac{(1 - \mu^2) P}{2 E R}$.

Por tanto, la relación de pendientes será: $\frac{\theta/M}{S/P} = \frac{3}{2} \frac{1}{R^2}$, y por consiguiente, como:

$$\frac{\theta}{M} = \frac{\Delta s}{\Delta P} \frac{2}{d^2}$$

se tendrá:

$$\frac{\Delta s/\Delta P}{s/p} = \frac{3}{4} \frac{d^2}{R^2} = \frac{3}{4} \left(\frac{23,72}{19,60}\right)^2 = 1,098$$

La relación calculada ha sido $\frac{0,4796 \times 10^{-3}}{0,4870 \times 10^{-3}} = 0,985$, es decir, prácticamente la teórica.

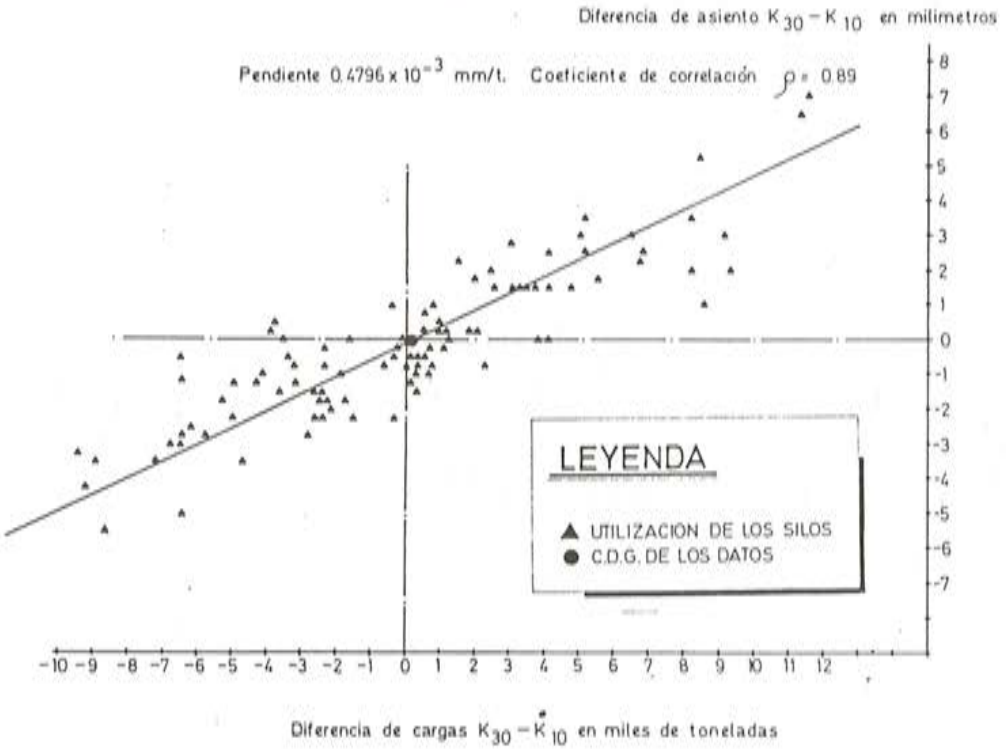


Fig. 9.

CONCLUSIONES FINALES

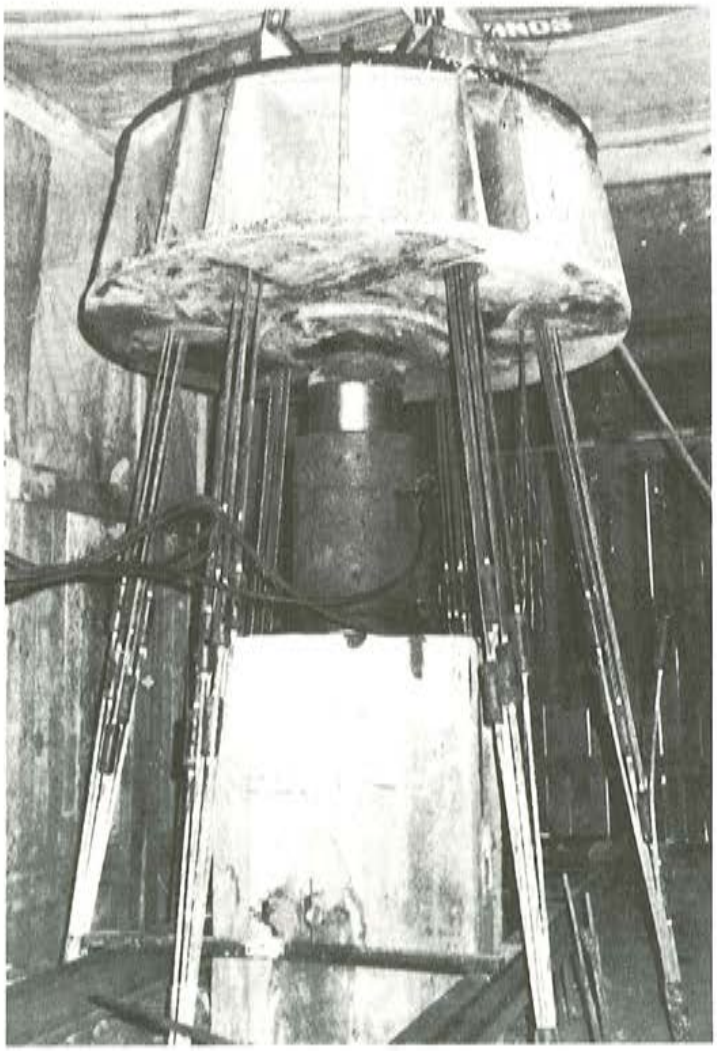
De todo lo anterior se deduce un comportamiento prácticamente elástico de los silos, junto con unos valores del asiento de consolidación perfectamente admisibles, por lo que puede darse por resuelto el problema con plena satisfacción técnica.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES





Prueba de carga de un pilote.

MADRID

Oficinas:
Monte Esquinza, 30 - 4º 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 23/11/2026

Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos

A. GONZALEZ SERRANO
Ingeniero de Caminos
Ibérica de Estudios e Ingeniería, S.A.
(IBERINSA)

Que anque din que os mortos n'oien,
cando ós meus lle vou falar,
penso que anque estén calados
ben oien o meu penar.

(Rosalía de Castro)

A meus pais,
na sua lembranza

1. SINOPSIS

En la presente comunicación se explica la reparación de unos silos de áridos en batería que estaban muy próximos a su agotamiento resistente. El refuerzo consistió en recrecerlos con una capa de hormigón proyectado armado que, una vez realizada, quedó solicitada a compresión (para mejorar sus condiciones de fisuración) mediante una predeformación introducida en la estructura durante el proceso constructivo.

2. ANTECEDENTES

Los silos en cuestión son cuatro silos cilíndricos de 10 m de diámetro y 10 m de altura, de ladrillo armado que estaban recubiertos de una capa de mortero. De acuerdo con la información recibida, estos silos se construyeron con carácter temporal para ensilar los áridos con los que se fabricó el hormigón de una obra importante. La explotación posterior de la cantera, una vez que la obra a la que habían dado servicio se había culminado, hizo que se continuase con la utilización de dichos silos hasta el momento en que fuimos requeridos, a finales de 1983, para repararlos, ya que su capacidad resistente por aquel entonces estaba muy precaria y amenazaban ruina en un futuro no lejano.

Mientras que uno de los cuatro silos estaba aislado, los otros tres eran tangentes, como se puede ver en la fotografía 1. El silo aislado ya había sido reparado mediante una armadura exterior en redondo laminado que se había acuñado contra la pared del propio silo y se había recubierto o protegido con una capa de mortero exterior dada a mano. Los tres silos tangentes restantes no habían sido aún reparados y del estado de la fisuración del hormigón y de la corrosión de sus armaduras nos da cuenta la fotografía 2.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

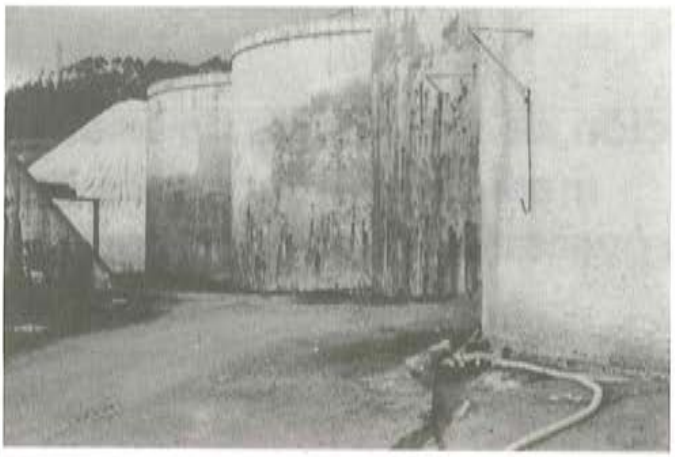


Foto 1. Aspecto general que presentaban los silos antes de ser reparados. Obsérvese que en los tres silos tangentes se detecta su nivel interior de llenado, a través de la humedad que se manifiesta en los paramentos exteriores.



Foto 2. Una zona de los silos con el típico mapa de grietas y las manchas de óxido, que era el aspecto que presentaban antes de repararlos.

Como se puede observar en dicha fotografía los silos antes de repararlos estaban muy agrietados y casi se podía calificar que tenían el hormigón reventado. El agua pasaba desde el interior hacia el exterior de los silos a través de las grietas, dejando marcadas sus huellas ineludibles en abundantes manchas de óxido que nos explicaban cómo estaba deteriorándose la armadura resistente.

3. DESCRIPCION DE LA REPARACION REALIZADA

Se buscó una reparación que fuese sencilla, con pocas unidades de obra y que se pudiese contratar con una única casa especializada. Con este motivo se diseñó, una capa de hormigón proyectado (mal llamado gunita, según mi opinión, ya que la palabra inglesa shotcrete es bastante más expresiva que la española), que se armó con un mallazo electrosoldado al que se le daba continuidad en los puntos de tangencia mediante armaduras pasantes a través de taladros previamente realizados. Antes de dar la capa de hormigón proyectado se prescribió

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

llenar los silos a su plena capacidad, incluso haciendo rebosar el árido superiormente en forma cono, a fin de que el recubrimiento de hormigón proyectado quedase solicitado a compresión a silo vacío y con cargas inferiores de llenado.

Una solución parecida se había utilizado en los depósitos del reactor de la Moncloa.

La solución descrita es teóricamente cierta si el hormigón no tuviese fluencia, pero aún así la hemos preferido utilizar, ya que las compresiones residuales en los paramentos del hormigón proyectado le han dado a los silos una impermeabilidad que nunca tuvieron, manifestándose exteriormente, después de reparados, con un aspecto impecable.

La solución realizada queda reflejada en la fotografía 3. Como se puede ver en esta fotografía, a la armadura de los mallazos electrosoldados se le daba continuidad a través de los puntos de tangencia de los silos, mediante armaduras pasantes en redondos laminados con igual capacidad mecánica que la del mallazo, que quedaban alojadas en taladros previos e inyectadas con lechada antes de procederse a la proyección del mortero.



Foto 3. Representación gráfica de la reparación realizada. Se puede observar que a la armadura de los mallazos, que se interrumpe al llegar a los puntos de tangencia de los silos, se le da continuidad mediante redondos pasantes alojados en taladros previos. También se puede ver que a los paramentos de los silos de la zona izquierda e inferior de la fotografía ya se aplicó el hormigón proyectado.

3. PROCESO DE EJECUCION DEL REFUERZO

Se comenzó aplicando un chorro de arena a la superficie exterior de los silos que se iban a reparar, para dejar las superficies que iban a recibir el hormigón proyectado, limpias, sin lechada superficial, sin áridos sueltos y con los áridos al descubierto. Posteriormente se aplicó una primera capa de hormigón proyectado de unos 5 cm de espesor. A continuación se fijaron los

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mallazos electrosoldados a las superficies a revestir. Esta operación se hizo mediante alambre de atar ferralla que se había adherido previamente a la superficie con una resina epoxi. Simultáneamente se hicieron los taladros que iban a recibir a las armaduras pasantes o de conexión. Una vez colocada esta armadura se inyectaron los taladros con lechada (formada por agua, cemento y el aditivo "intrusión aid") para protegerla. Finalmente se dió una segunda capa de hormigón proyectado, de unos 5 ó 6 cm, con lo que se dió por finalizada la reparación aludida.

En la fotografía 3 se puede ver, como ya se ha indicado, el mallazo colocado, la armadura pasante de conexión y un área pequeña de hormigón proyectado en el lado izquierdo y en el punto de tangencia inferior de los silos.

En la fotografía 4 se puede observar la operación de proyección del mortero de la segunda capa o definitiva.

En las fotografías 5 y 6 se pueden ver los silos totalmente reparados.

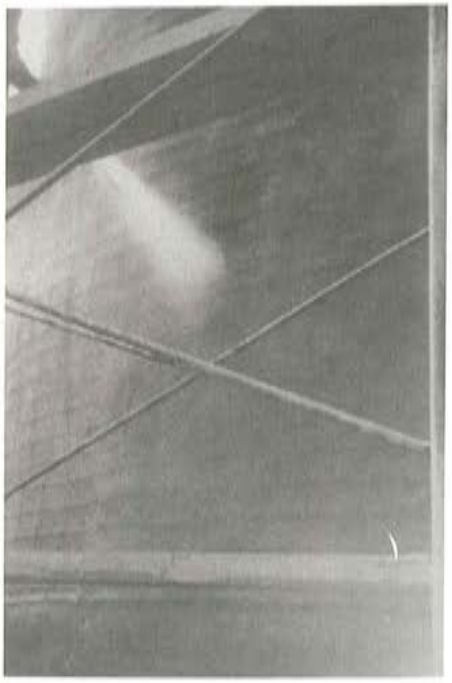


Foto 4. Proceso de proyección del mortero de la segunda capa o definitiva.



Foto 5. Aspecto que ofrece el punto de tangencia de dos silos después de reparados.



Foto 6. Aspecto general que ofrecen los silos, una vez terminada su reparación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Ya hemos manifestado en alguna otra publicación que para conseguir un buen hormigón proyectado, con una resistencia equivalente o superior a la de un hormigón convencional, se necesita conocer y elegir adecuadamente los siguientes parámetros: Equipo de aplicación; áridos y su granulometría; dosificaciones; tipo, clase y categoría del cemento; aditivos; y equipo de puesta en obra. Aunque todos los factores enumerados son importantes, los factores que quizá más intervengan en el proceso o en los que se suelen cometer mayores errores son: la presión y el consumo de aire comprimido (que deben ser los adecuados y superiores a los que muchas veces se vienen utilizando, con un criterio erróneo de economía,

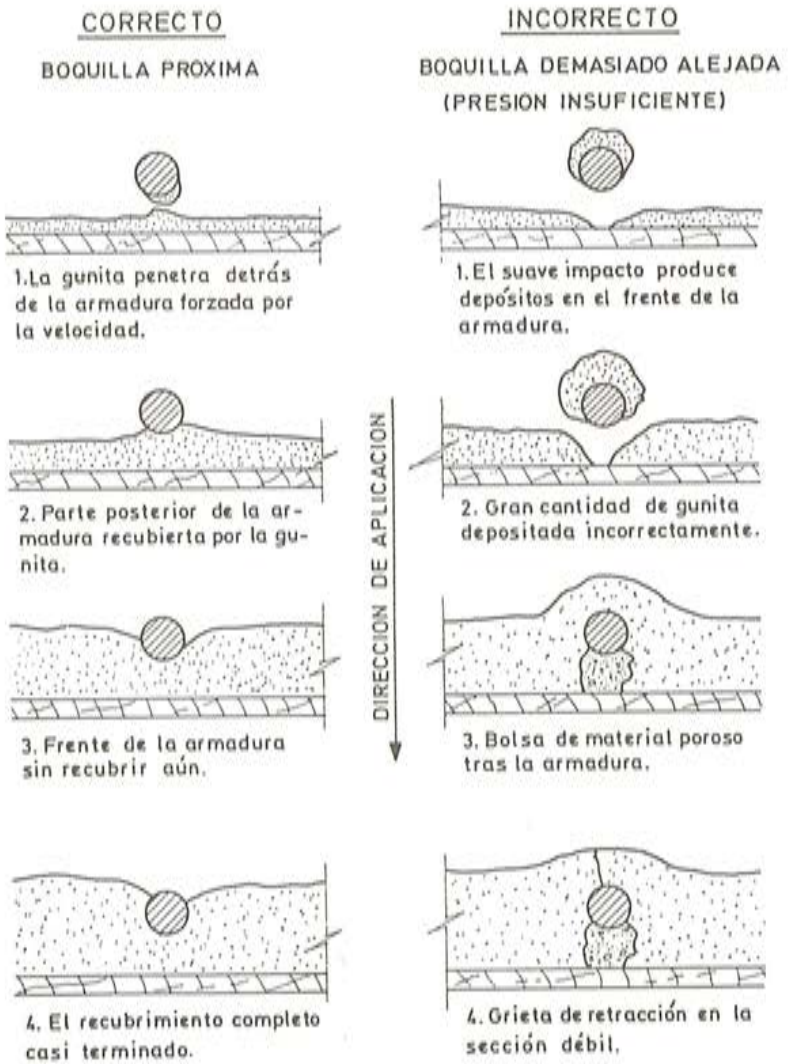


Fig. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

por algunas casas especializadas) y la especialización del personal que proyecte el mortero. J. Reading (1) refiriéndose a este punto concreto cita un caso en el que, empleando el mismo equipo mecánico de puesta en obra e idéntica composición del material base, la resistencia bajó de 420 kg/cm² a 105 kg/cm² al sustituir el personal cualificado por otro mal adiestrado. Es decir, con los mismos elementos se puede lograr un hormigón proyectado excepcional o un mal enfoscado no incrustado, y por lo tanto con una mala adherencia con la superficie inicial que hay que revestir. Cuando se coloca armadura, como en el caso que nos ocupa, es necesario que los redondos queden perfectamente rodeados por el hormigón proyectado sin "zonas en sombra" poco compactas y con un contenido pobre en cemento. La figura 1, que es muy aclaratoria al respecto, procede de la norma Recommended Practice for Shotcreting (ACI 506-66) (2).

BIBLIOGRAFIA

(1) Tecnología de la Gunita. Por Luis Martínez Díaz. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

(2) Recommended Practice for Shotcreting (ACI 506-66).

(3) Shotcreting S.P. American Concrete Institute. Detroit 1966 pp. 224.

(4) Morán, T. Whitley "The use of Gunite as Structural Material. A Survey of Developments, 1930-1955". The Structural Engineer (London). V. 34 nº 2. Feb. 1956, pp. 37-55.

(5) Kulberg. O.N., "Pneumatically Applied Mortar for Restoring Concrete Structures". ACI Journal Proceedings V 57. nº 2 Ago. 1960. pp. 183-192.

(6) "Dry-mix Shotcrete Practice". Theodore R. Crom.

(7) "Zur Technologie des Spritzbetons". O. Drögsler.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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

La vida no es la vida que vivimos;
La vida es el amor y es el recuerdo:
Por eso hay muertos que en el mundo viven,
y hombres que viven en el mundo muertos.

A. González Serrano
Ingeniero de Caminos
Ibérica de Estudios e Ingeniería, S.A.
(IBERINSA)

A mis padres,
"In memoriam".

1. SINOPSIS

En la presente comunicación se describe la degradación química progresiva que ha sufrido la estructura de hormigón armado de un edificio y la reparación efectuada en el mismo. El sistema de refuerzo utilizado fue un refuerzo pasivo consistente en zunchar los pilares con tubo de chapa inyectado con un hormigón sin retracción (y de alta resistencia) y en zunchar simultáneamente las vigas principales embebiéndolas en otras de mayor dimensión.

2. DESCRIPCION DE LA TIPOLOGIA ESTRUCTURAL Y DE LOS DAÑOS DETECTADOS

El edificio en cuestión tenía una estructura de hormigón armado diferenciada en vigas, pilares y un forjado unidireccional hormigonado in situ. En el perímetro exterior del edificio, de forma cuadrangular, y en el perímetro de un patio interior de luces, la estructura resistente era a base de muros portantes de hormigón de baja resistencia que se interrumpían y descansaban en una estructura aporticada, únicamente a nivel de la planta baja.

El hormigón de la estructura había sufrido una importante degradación por carbonatación que estaba acompañada por una sensible disminución del Ph del hormigón; hecho que produjo una alteración importante del efecto pasivante que el hormigón tiene sobre las armaduras.

Al quedar destruido este efecto, las armaduras se corroen formándose el óxido poroso de hierro en capas blandas y superpuestas que se conoce por "herrumbre". Este proceso va siempre acompañado de una importante expansión de la armadura, lo que conlleva al desprendimiento del recubrimiento de hormigón a causa de las fuertes tensiones internas que se originan. De esta forma se combina la degradación progresiva del hormigón con la destrucción de sus armaduras; fenómeno que fue preciso detener ya que estaba muy próxima la ruina inminente de la obra. Las fotografías números 1 a 8 nos explican más que mil palabras el estado en que se encontraba la estructura antes de repararla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

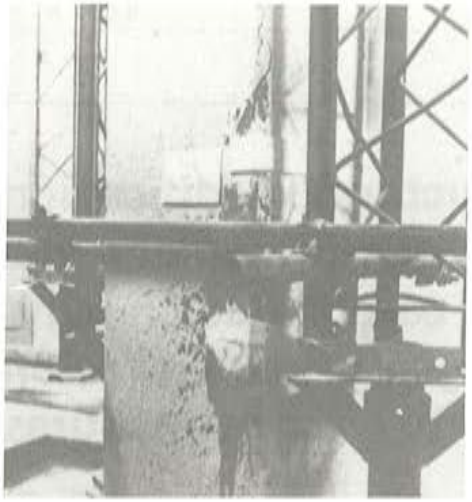


Foto 1.



Foto 2.



Foto 3.



Foto 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En la fotografía número 1 se puede ver el aspecto exterior que ofrecían algunos pilares de la obra de referencia. Los pilares, que estaban enlucidos, tenían unas grietas importantes longitudinales, coincidentes con el trazado de la marmadura principal del pilar, que eran debidas a la expansión que sufre la armadura al transformarse en "herrumbre". El edificio, como se puede observar en la fotografía, tenía un apeo importante antes de ser reparado, en consonancia con los daños detectados.

En las fotografías números 2, 3 y 4 se aprecia el estado de degradación tan alarmante que tenía el hormigón de algunos pilares, junto con la destrucción total por corrosión de sus armaduras que se reducian a polvo con la simple ayuda de un llavin.

En la fotografía número 5, además de la degradación del hormigón y de la corrosión de las armaduras descrita, se puede observar la presencia de un recubrimiento o enfoscado del pilar que se supuso sin fines estructurales aunque su calidad era muy superior al hormigón del pilar.

En las fotografías números 6 y 7 se pueden ver sendos fragmentos de hormigón de los pilares que se desprendieron fácilmente con las manos y sin la ayuda de medios mecánicos. Como se aprecia en las fotografías aludidas el hormigón desprendido llevaba adheridos los restos de la armadura transformados en "herrumbre" y algunas caracolas y conchas marinas.

En la fotografía número 8 se puede ver la misma degradación descrita, en una de las vigas de la estructura.

Finalmente, en el Anejo número 1 del artículo: "La demolición de los halles centrales de Reims, una propuesta alternativa de salvación y recuperación", publicado por el autor de esta comunicación junto con el Ingeniero de Caminos José Antonio Fernández Ordoñez en el número 148 de la revista Hormigón y Acero (1) correspondiente al tercer trimestre del año 1983, se explica desde un punto de vista químico el proceso de degradación del hormigón por carbonatación y el proceso de corrosión de las armaduras.

3. SISTEMA DE REPARACION UTILIZADO

El sistema de refuerzo diseñado fué un refuerzo de tipo pasivo, es decir, se trató de un refuerzo que no trabaja imponiendo corrimientos ni introduciendo acciones sobre la estructura para poner en carga alguna parte de la misma, sino que refuerza a la estructura en la proporción en que ésta se lo pide.

El sistema utilizado para reforzar los pilares consistió en zuncharlos mediante un tubo metálico, inyectando el espacio comprendido entre el tubo y el pilar que se iba a reforzar, con un hormigón especial exento de retracción.

Este refuerzo se explica con detalle en el apartado 3.1 del artículo: "Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado", del que es autor el ponente de la presente comunicación (2). En el citado artículo se demuestra la enorme ductilidad y la elevada capacidad resistente (frente a agotamiento por compresión) que presentan las piezas solicitadas con cargas triaxiales y sólo cabe añadir aquí que las deformaciones concomitantes con las cargas de agotamiento son también muy elevadas; aunque este último fenómeno no ha de preocuparnos en el caso que nos ocupa, ya que las tensiones de trabajo de estas piezas, una vez zunchadas, son del orden de la cienava parte de las cargas de agotamiento de las mismas. A este respecto se quiere manifestar que se puede ver cualitativamente el efecto del zunchado, analizando las curvas de resistencia intrínseca del hormigón o analizando cuantitativamente los ensayos de Richart y de Balmer que se describen en el apartado 3 del mencionado artículo (2). El proceso de ejecución seguido en la inyección de los pilares, también se puede ver en el apartado 3.1 del artículo de referencia (2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Foto 5.

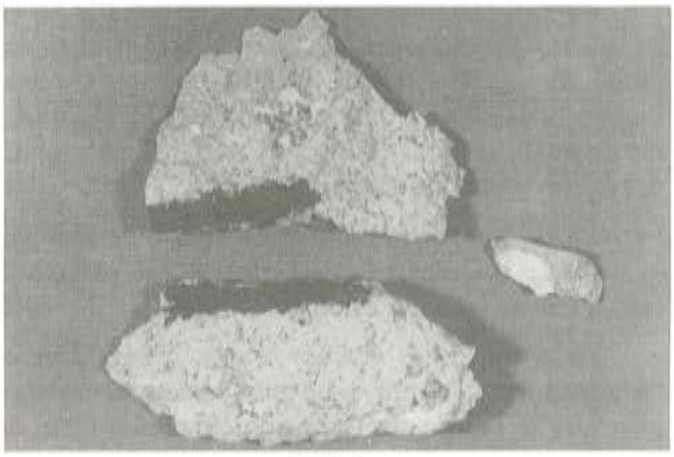


Foto 6.



Foto 7.



Foto 8.



Foto 9.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El diseño del espesor de la chapa del tubo del refuerzo se calculó de forma que se cumpliera la condición de zuncho que se indica en el apartado 3.1 de mi referenciado artículo (2) y al mismo tiempo se verificase que la sección de acero de la chapa del refuerzo fuese suficiente para reforzar al pilar considerado como pieza prismática o elemento lineal de hormigón armado. En este último cálculo solo se consideró a la chapa del refuerzo como armadura longitudinal y solamente se tuvo en cuenta como hormigón resistente al comprendido en el espacio inyectado entre el tubo y el pilar que se iba a reforzar. (En el presente caso no se pudo contar con la colaboración del hormigón, ni del acero, del pilar existente debido a la alarmante degradación que presentaban estos materiales; aunque en otros casos se puede y se debe contar con los materiales existentes en la pieza que se refuerza, homogeneizando la sección convenientemente para poder contemplar la diferencia de resistencias– y por ende los diferentes módulos de elasticidad– de los hormigones de la pieza que se refuerza).

A la armadura de la chapa, al considerar la pieza reforzada como elemento lineal, fué necesario darle continuidad a través del nudo, mediante armaduras pasantes que se pueden ver en la fotografía número 9. En esta fotografía se puede ver además el árido de una viga que estaba lista para ser inyectada con hormigón Prepakt.

En las fotografías números 10 y 11 se puede ver la inyección del pilar cuyo estado antes de reparar era el que se indicó en la fotografía número 2. En la fotografía número 11 se ve la primera fase de inyección del pilar que se correspondió con la zona más lesionada que fue obligado reparar urgentemente. Esta fase se había culminado cuando se tomó la fotografía y la humedad que por capilaridad se observa en el hormigón del pilar nos deja constancia de ello.

En la fotografía número 12 se pueden ver tres pilares reforzados entre los que se encuentra el pilar de la fotografía anterior. Esta fotografía corresponde a una etapa en la que se había culminado el refuerzo de toda la estructura de esta zona.

En los pilares de medianería, que estaban adosados al muro portante de hormigón que ya se describió en el apartado 1 de esta publicación, no fué posible reforzar los pilares mediante el zunchado aludido por motivaciones arquitectónicas y estructurales simultáneamente. Por esta causa se embebieron los pilares existentes en otros de hormigón armado con sección en forma de U que se unió a los muros portantes mediante llaves discontinuas. En la fotografía número 13 se pueden ver los redondos de espera del refuerzo que se dejaron anclados a la cimentación mediante taladros previos rellenos de Betec, que es el nombre comercial de un mortero de alta resistencia, equivalente a un H-800 o aún superior, que esta desprovisto además de retracción. En la fotografía número 14 se puede ver una fase del refuerzo en uno de los pilares de medianeria.

Los muros portantes existentes en el perímetro exterior e interior del edificio no fué preciso reforzarlos debido a las reducidas tensiones a que está trabajando el hormigón de los mismos y debido a que su estado de degradación no aconsejaba hacerlo. Sin embargo fue preciso reforzar con el método descrito en la presente publicación, la estructura aporticada, que existe a cota de calle o planta baja que es donde se interrumpen dichos muros.

El refuerzo de las vigas consistió en embeberlas en otras de horigón inyectado de mayor dimensión que, junto con la reparación de los pilares, le devolvieran al edificio el pórtico resistente espacial con que inicialmente se diseñó. Además de calcular las nuevas vigas como piezas prismáticas de hormigón armado, con el refuerzo realizado se envolvió a las vigas iniciales en otras de mayor dimensión que las preservarán de nuevos ataques futuros y este ataque futuro no se producirá, no sólo por dejar aislada a la estructura actual de los agentes atmosféricos exteriores, sino también porque el refuerzo realizado le devuelve a la estructura actual el ambiente alcalino que había perdido. Esta última razón es la que hace que el refuerzo de una estructura de hormigón mediante hormigón sea el refuerzo conceptualmente más idóneo frente a otras soluciones posibles de tipo mixto, metálico o a base de resinas epoxídicas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

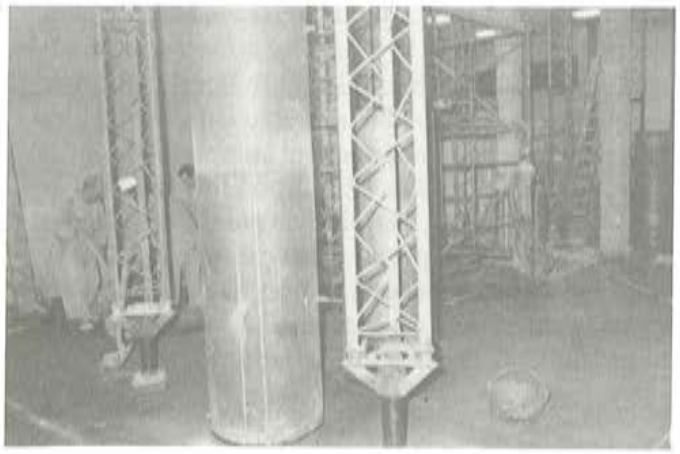


Foto 10.

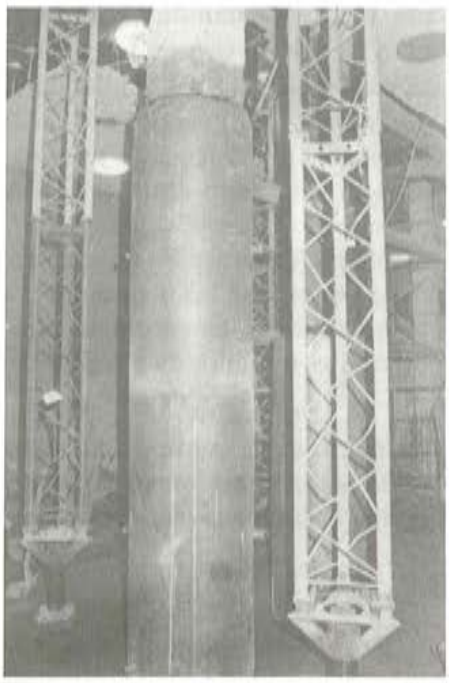


Foto 11.



Foto 12.



Foto 13.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Foto 14.

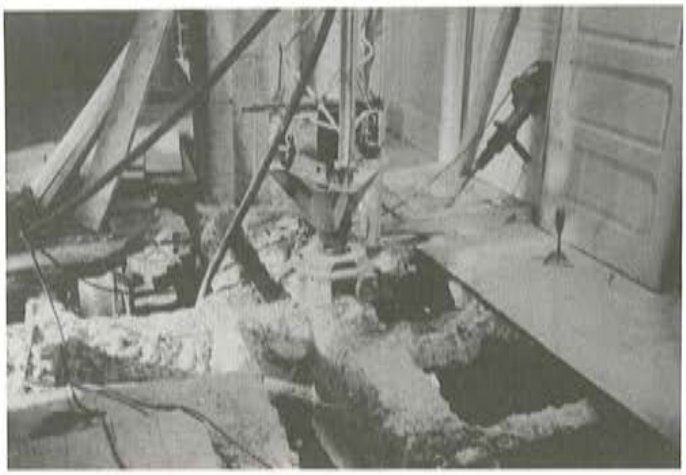


Foto 16.

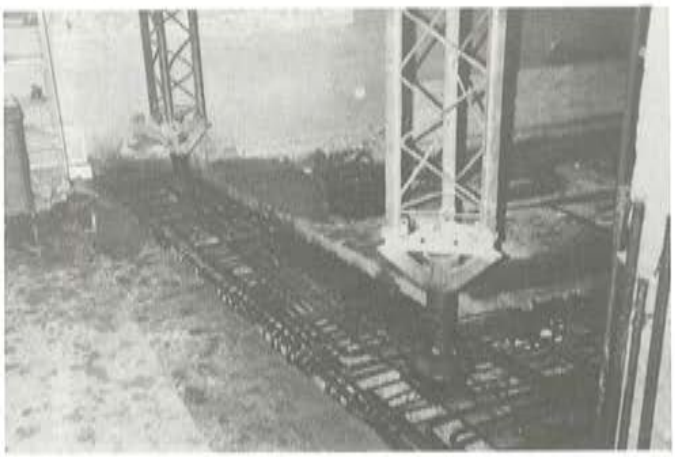


Foto 17.



Foto 15.

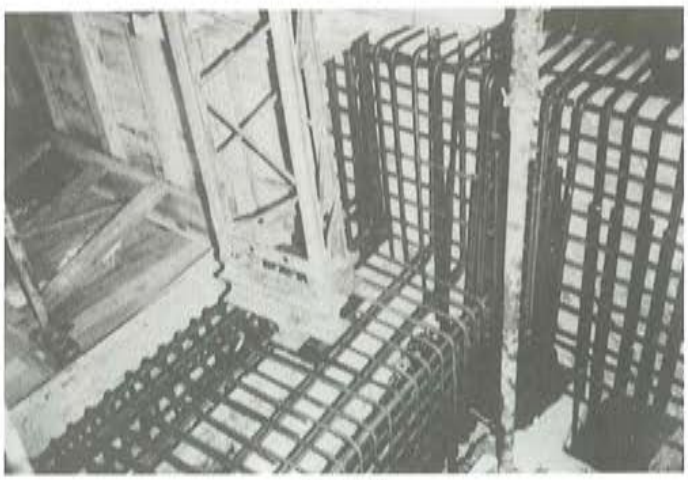


Foto 18.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Foto 19.



Foto 20.

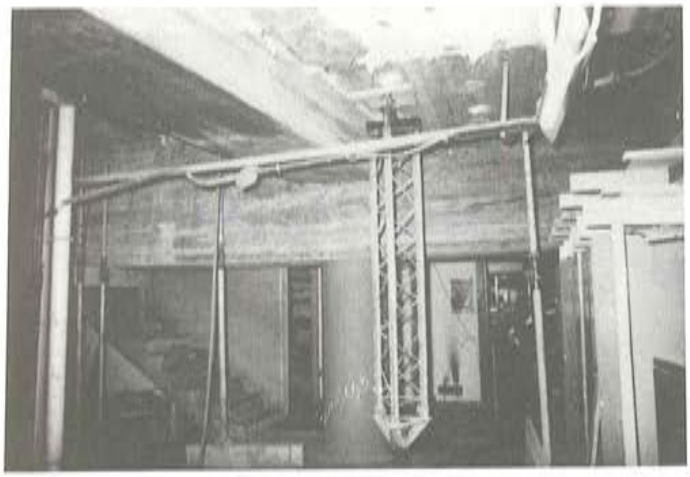


Foto 21.



Foto 22.

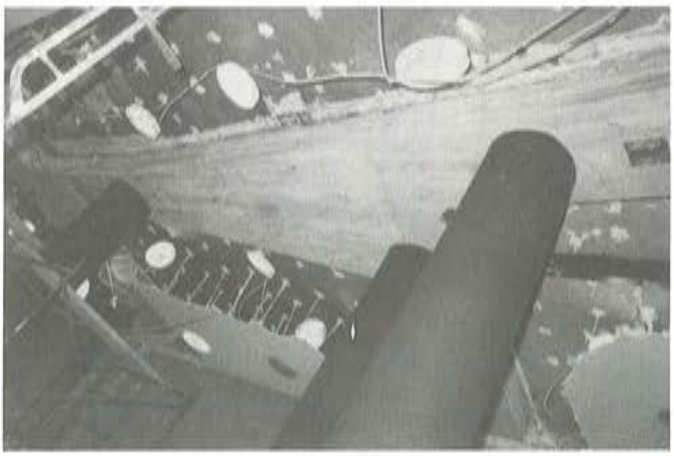


Foto 23.

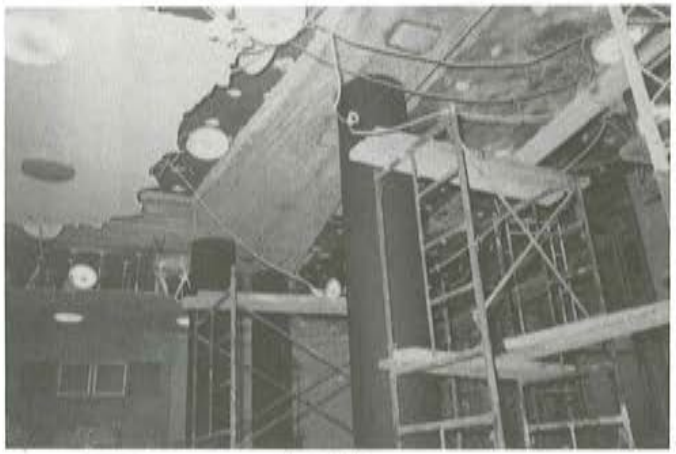


Foto 24.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En las fotografías números 15 y 16 se puede observar la demolición previa que se hacía en las vigas antes de proceder a repararlas. En este proceso se dejaban pasantes los nervios del forjado de hormigón armado hormigonado in situ que luego quedarían embebidos en el refuerzo.

En las fotografías números 17 y 18 se puede apreciar la ferralla del refuerzo de vigas. La fotografía número 18 corresponde a un enlace singular de dos vigas brochales, de cantos diferentes, correspondientes a la zona del hueco de escaleras y ascensores.

En las fotografías números 19 y 20 se pueden ver dos tomas de la inyección con hormigón Prepakt de dos vigas que previamente se habían rellenado de grava. Las características que han de cumplir los materiales para poder conseguir un hormigón inyectado adecuado se pueden ver en las publicaciones referenciadas con (1) y (2) en la bibliografía.

Finalmente, en las fotografías números 21, 22, 23 y 24 se pueden ver cuatro tomas de la estructura con el refuerzo propiamente dicho totalmente acabado.

BIBLIOGRAFIA

(1) La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación. Por José Antonio Fernández Ordoñez y Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Número 148. Tercer trimestre de 1983.

(2) Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado. Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Número 153. Cuarto trimestre de 1984.

(3) "Patología: Reparación de un forjado reticular". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero N° 136. 3er trimestre de 1980.

(4) "Patología: Refuerzo de encepados sobre pilotes". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero N° 142. 1er trimestre de 1982.

(5) "Comentarios al título 3° del control de la EH-73". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero N° 129. 4° trimestre de 1978.

(6) "Concrete Strength and Strains" by Constantin Avram, Ioan Fâcâoaru, Ovidiu Mirsu, Lion Filimon e Igor Tertea. Developments in Civil Engineering. Elsevier Scientific Publishing Company 1981.

(7) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318-77). American Concrete Institute.

(8) CRD.C 79-58. "Method of test for flow of Grout Mixtures (Flow Cone Method)". Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the Suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Oc. 1951.

(9) Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures" Tabla 13. Octubre 1951.

(10) "Temperature Rise in Block and Shrinkage in Large Block" Pág. 3 y siguientes. Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Octubre 1951.

(11) "Temperature Rise of Grout". Págs. B 34 y siguientes. Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the Suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Appendix A and Appendix B. Agosto 1964.

(12) Blume, J.A.; Newmark, N.M.; and Corning, L.H.; "Design of Multi-story Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions". Portland Cement Assn, 1961.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Reunión del Consejo de la FIP, en Dubrovnik (Yugoslavia)

Durante los días 7 al 10 de octubre de 1985 se ha celebrado en Dubrovnik (Yugoslavia), la segunda reunión anual reglamentaria del Consejo de la FIP, con la asistencia de 21 Delegados de los distintos Grupos nacionales integrados en la Federación. En representación de la ATEP asistió el Sr. Piñeiro.

Entre los acuerdos adoptados en relación con los puntos incluídos en el extenso Orden del día previsto para la reunión, merecen destacarse los siguientes:

- En relación con el procedimiento que debe seguirse para la adopción de acuerdos por el Consejo, se aprobó que los temas podrán ser sometidos a consulta previa por correo; pero la decisión final sobre los mismos deberá adoptarse por mayoría de los Miembros asistentes a la reunión del Consejo en cuyo Orden del día hayan sido incluídos.
- Aprobación del presupuesto correspondiente al próximo año 1986.
- Se mantendrá invariable el importe de las cuotas actualmente vigentes para las distintas categorías de Miembros de la FIP.
- En relación con la posibilidad de trasladar la Secretaría de la FIP a Lausana (Suiza) y unificarla con la del CEB, después de un amplio debate se acordó por unanimidad que, por el momento, debe mantenerse la Secretaría en Londres, conservando su actual independencia y aceptando la colaboración y el apoyo ofrecido por la "Institution of Structural Engineers".
- Dada la escasa labor efectiva que viene desarrollando la UATI (Unión de Asociaciones Técnicas Internacionales) en cuyo consejo, hasta ahora, figuraba como Miembro la FIP, se decide suspender de momento la colaboración que, desde hace años, se le venía prestando.
- Se acordó intensificar los contactos y ampliar cuanto sea posible la colaboración con el CEB.
- Se adoptaron diversos acuerdos en relación con el programa del X Congreso que habrá de celebrarse en Nueva Delhi, en febrero del próximo año 86, y el del Simposio de 1988 en Tel-Aviv. Se variaron las fechas inicialmente previstas para la celebración de este último y se decidió que se celebre los días 4 al 9 de setiembre del 88.
- Se fijó en 350, –dólares el importe de los derechos de inscripción para los participantes en el próximo Congreso, y en 125,– dólares para los acompañantes.
- Se prepararán, para su presentación en el X Congreso, tres nuevas publicaciones relativas a "Pilotes", "Barcos de hormigón" y "Edificios de varias plantas".
- Se aprobaron las Medallas Freyssinet y de la FIP que habrán de otorgarse con motivo del Congreso de Nueva Delhi.
- Se estudió el programa provisional ya establecido para el XI Congreso Internacional de la FIP, en Hamburgo, en 1990.
- Se informó que el Dr. Birkenmaier, de Suiza, por causas particulares, se ha visto obligado a renunciar a su cargo en el Presidium de la FIP.
- Se aprobaron, en principio, las siguientes sedes para las próximas reuniones del Consejo:

  Primera de 1986.– Nueva Delhi (India) coincidendo con el X Congreso.
  Segunda de 1986.– Viena (Austria).
  Primera de 1987.– Sin decidir.
  Segunda de 1987.– París (Francia).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

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. GONZALEZ SERRANO
Ingeniero de Caminos
Ibérica de Estudios e Ingeniería, S.A.
(IBERINSA)

No vuelve al nido vacío
el ave muerta en la selva,
ni quiere el Cielo que vuelva
la esperanza al pecho mío.

A mi padre,
amigo y maestro;
"In memoriam".

1. SINOPSIS

En la presente comunicación se exponen las reparaciones realizadas en el Viaducto sobre la ría de Navia, cuyo proyecto de construcción, que fue firmado y realizado por el autor de esta comunicación, resultó ganador del concurso que con tal fin convocó el F.E.V.E. en enero de 1983.

El sistema de refuerzo elegido para las pilas, que eran los elementos más dañados, fue un refuerzo pasivo; entendiendo como tal al refuerzo que no trabaja introduciendo acciones sobre la estructura para poner en carga alguna parte de la misma, sino que refuerza al elemento dañado en la medida en que éste lo necesita.

En la presente comunicación, además de describir las reparaciones realizadas, se estudian y se analizan las causas que han originado el deterioro en que se encontraba el viaducto. También se analiza y se compara la solución de reparación ganadora del concurso, con otras soluciones de reparación posibles, llegando a la conclusión de que la reparación realizada fué la más idónea no sólo en el aspecto técnico, sino también en el aspecto de facilidad de ejecución y de montaje, habida cuenta de las dificultades que presentaba la reparación de los defectos detectados.

2. CARACTERISTICAS GENERALES Y TIPOLOGIA ESTRUCTURAL DEL VIADUCTO

El Viaducto sobre la ría de Navia, que se encuentra situado en el punto kilométrico 188/814 de la línea de Ferrocarril de Vía Estrecha de Ferrol a Gijón, entre las estaciones de Jarrio y Navia, se puede considerar dividido en dos tramos totalmente diferenciados que están separados por una pila-estribo interior al viaducto.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El primer tramo, que está en el lado Ferrol del Viaducto, tiene ocho vanos isostáticos iguales de 23,5 m de longitud cada uno de ellos. Este tramo, que es el que cruza la ría, se apoya en 7 pilas intermedias entre el estribo lado Ferrol y la pila-estribo antes mencionada.

El segundo tramo del Viaducto, que se puede considerar como un acceso al primer tramo o tramo principal que cruza la ría, tiene 15 vanos isostáticos iguales de 15,30 m de longitud cada uno de ellos, que van apoyados en catorce pilas intermedias entre la pila-estribo ya mencionada y el estribo lado Gijón.

La altura de las pilas es variable, encontrándose la zona de máximo desnivel en el tramo sobre la ría. En este tramo la altura de las pilas está comprendida entre 9 y 13 metros.

El trazado en planta del tramo principal es recto si se exceptúa una zona curva en el acceso del lado Ferrol, mientras que el trazado del segundo tramo presenta una curvatura de elevado radio en el centro del mismo.

Todos los vanos del Viaducto son vanos isostáticos o biapoyados de hormigón armado con una relación canto/luz elevada y una rigidez muy notable. Los vanos de 23,50 m de longitud del tramo principal tienen una sección en cajón bicelular de 2,50 m de canto, y presentan una relación canto/luz por tanto de $\simeq \frac{1}{9}$. Los vanos de 15,30 m de longitud del tramo de acceso tienen una sección en π de 1,7 m de canto y una relación canto/luz $\simeq \frac{1}{8,5}$.

Los aparatos de apoyo del tablero sobre las pilas son metálicos, siendo la cara inferior del apoyo que va enlazado a las vigas un plano horizontal, mientras que la cara superior del apoyo que va unido a las pilas es una superficie curva de directriz cilíndrica. Estos apoyos tenían unos topes y permitían inicialmente los giros y los desplazamientos de los extremos de todas las vigas.

Las pilas del tramo principal tienen una sección ovalada formada por un rectángulo de 0,75 m x 2,50 m con dos semicírculos sobre los lados mayores, formando así una sección cuyos diámetros mayor y menor valen 3,25 m y 2,50 m. Todas estas pilas están enfoscadas con un mortero de unos 2 cm de espesor, simulando bloques de mampostería. Las pilas del tramo de acceso tienen una sección rectangular de 2,50 x 1,60 m. Alguna de estas últimas pilas está enfoscada imitando los bloques de mampostería ya mencionados, aunque la mayoría presentan el hormigón visto sin ningún enfoscado o revestimiento posterior. En todas las pilas la dimensión mayor es ortogonal al sentido de marcha del ferrocarril. Todas las pilas resultaron ser de hormigón en masa de baja resistencia, hecho que no se conocía cuando se redactó el proyecto de reparación.

La plataforma tiene un ancho constante de 3,80 m con la vía del ferrocarril centrada. Los muretes de contención del balasto dejan dos arcenes de unos 60 cm de ancho a cada lado protegidos por una barandilla metálica.

3. LESIONES Y DAÑOS OBSERVADOS EN EL VIADUCTO

A continuación se pasa a enumerar el estado en que se encontraba la obra antes de acometer la reparación:

3.1. Fisuras y grietas en las pilas

Las fisuras y grietas de las pilas era la lesión más importante que presentaba el viaducto y que aconsejaba su urgente reparación. Todas las pilas tenían, en mayor o menor magnitud, una grieta que se extendía según un plano ortogonal al sentido de la marcha del ferrocarril,

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

que dividía a las pilas en dos mitades que vibraban aisladamente durante el paso de los trenes. En algunas pilas del tramo principal la grieta descrita, después de un recorrido vertical de unos 2 ó 3 m, se curvaba muriendo en la pila según un plano casi horizontal; lo que agravaba la patología del problema por el potencial peligro de desprendimiento del dado de hormigón en masa que se había formado en la cabeza de pila.

Aunque en todas las pilas se detectó la fisura descrita, la abertura y la profundidad de la misma era variable, como suele corresponder a un fenómeno estocástico; aunque se debe afirmar que los daños eran más importantes y más patentes en las pilas del tramo principal. La abertura de las grietas alcanzaba su valor máximo en el plano superior de apoyo de las vigas y disminuía progresivamente a medida que se descendia a lo largo del fuste de las pilas. En las pilas 1, 4 y 10 (contando a partir del estribo lado Ferrol) que eran las más dañadas la abertura llegó a alcanzar los 25 mm. La altura de las fisuras también era variable en cada pila, llegándose a alcanzar en las pilas más dañadas alturas de hasta 3,5 m.

En las fotografías números 1, 2 y 3 se plasman gráficamente los defectos aquí descritos.

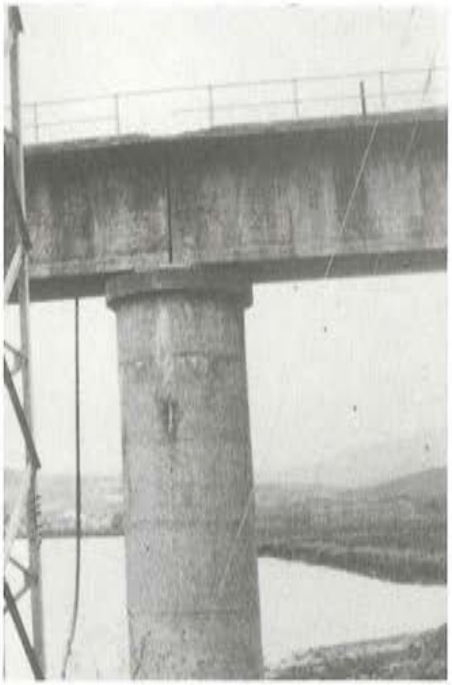


Foto 1. Se aprecia la fisuración típica en una de las pilas del tramo principal sobre la ría. Asimismo se pueden observar las manchas que la cal libre, disuelta por el agua de lluvia, ha dejado en los paramentos del tablero y en las fisuras de la pila. Otro detalle que se aprecia en la fotografía son los clásicos montones de grava existentes en el plano superior de las pilas, montones que se han formado al caer el balasto a través de la junta de dilatación entre vigas y por los extremos de los voladizos. Finalmente se puede observar el mal estado en que se encontraba la barandilla.

3.2. Placas metálicas de apoyo

Las placas metálicas de apoyo se encontraban muy desgastadas y en un estado de corrosión avanzado, que se acentuaba en los vanos del tramo principal sobre la ría. El mal estado de las placas de apoyo impidió muy probablemente, el movimiento relativo pila-tablero que debía producirse por efectos térmicos. Por esta causa se han transmitido los esfuerzos térmicos horizontales a la cabeza de las pilas, cuyo valor ha podido ser considerable, lo que

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

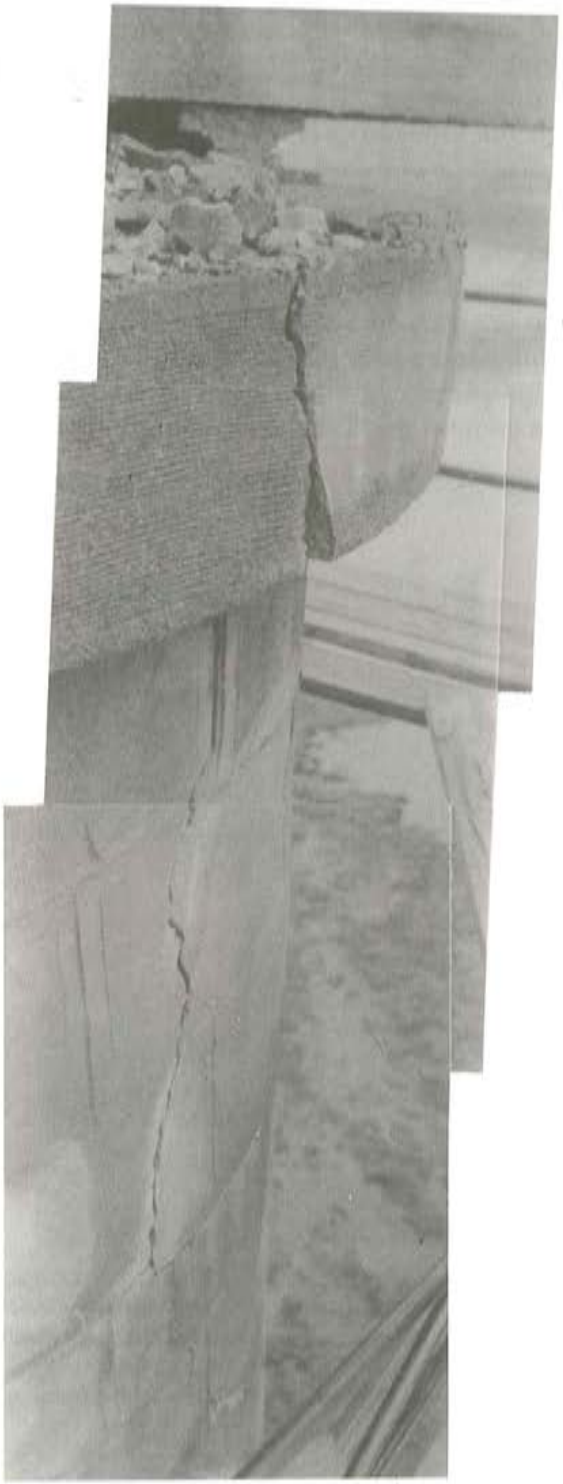


Foto 2. Fotografía composición que muestra con más detalle una fisura de una de las pilas del tramo principal sobre la ría.

motivó la fisuración y el agrietamiento descrito (al ser las pilas el fusible o el elemento más débil del conjunto de elementos sometidos a los corrimientos térmicos) al sobrepasar las tracciones en la cabeza de las mismas la resistencia a tracción del hormigón. Posteriormente, las variaciones térmicas alternativas, una vez que las placas de apoyo dejaron de deslizar entre sí, han hecho que estas grietas o fisuras actuaran como auténticas juntas de dilatación del

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

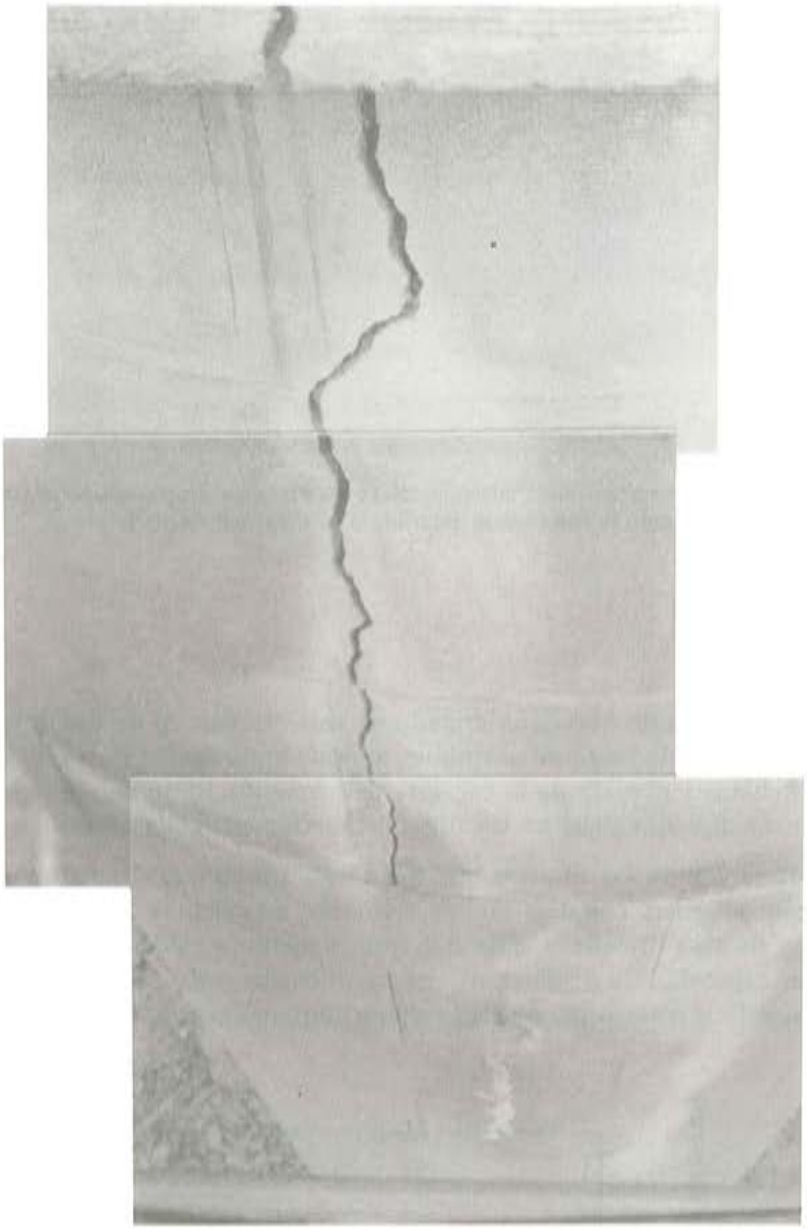


Foto 3. Fotografía composición de otra fisura en otra de las pilas del tramo principal sobre la ría.

puente continuo. Por esta causa se fué aumentando paulatinamente la abertura de las grietas hasta el valor analizado y se fué extendiendo simultáneamente la grieta a lo largo del fuste de pila (véase además el apartado 3.4).

Esta tesis está corroborada por el doble hecho de que las fisuras o grietas son mayores en los vanos de mayor luz del tramo principal sobre la ría, y porque la suma de las aberturas de todas las fisuras o grietas coincide con gran exactitud con la variación de longitud del viaducto por efectos térmicos. La distribución de las fisuras o grietas, aunque cumple las premisas anteriores, se produjo totalmente de forma estocástica como suele ocurrir en la patología de fisuras.

En la fotografía número 4 se puede ver uno de estos apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

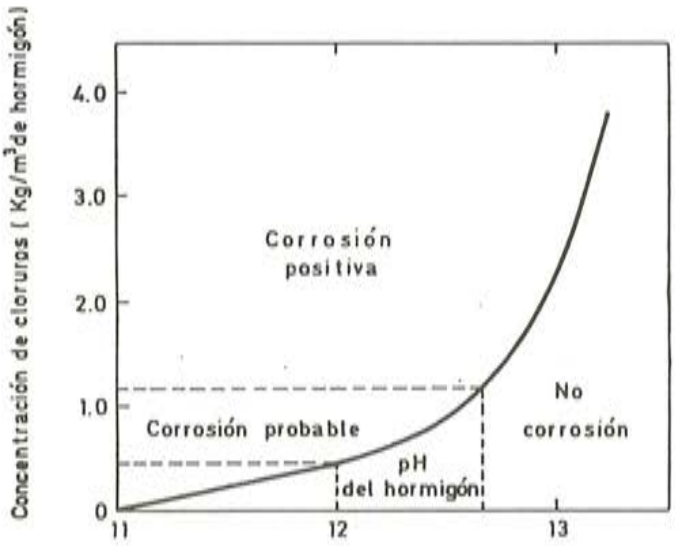


Foto 4. Uno de los apoyos metálicos del tablero, junto con los clásicos montones de balasto existentes en el plano superior de las pilas, como se comentó al describir la fotografía número 1.

3.3. Vigas del tablero

Las vigas isotáticas de hormigón armado se encontraban en un estado de conservación que se podría calificar de bastante aceptable, aunque presentaban gran cantidad de manchas blanquecinas debidas a pérdida de la cal libre del cemento, junto con innumerables desconchones en el hormigón, que dejaba a las armaduras oxidadas al descubierto.

En la hidratación de los silicatos que tiene lugar durante el fraguado y endurecimiento de un hormigón, se genera como es sabido hidróxido de calcio o "cal libre", que en el caso que nos ocupa ha sido disuelta y arrastrada por el agua de lluvia (de gran pureza y por lo tanto con gran capacidad de disolución) que ha quedado embalsada durante años entre los muretes laterales de la plataforma que sirven para contener al balasto.



Efecto de los cloruros en la corrosión de las armaduras.

Fig. 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Este defecto produce una alteración importante del efecto pasivante que el hormigón tiene sobre las armaduras, ya que al disminuir el Ph del hormigón por debajo de un valor umbral o crítico (que depende fundamentalmente del contenido en cloruros como se puede ver en la figura n° 1), se produce la corrosión de las armaduras al destruirse la película pasivante de óxido que se forma sobre la superficie de las mismas. Cuando en un hormigón sin cloruros el Ph toma valores inferiores a 11, la armadura se transforma en presencia del anhidrido carbónico del aire en el óxido ferroso en capas blandas que se conoce por "herrumbre" según las reacciones siguientes:

$$Fe + CO_2 + H_2O \rightleftharpoons Fe_2\ CO_3 + H_2$$

esta reacción todavía se acelera cuando los iones hidrógeno liberados en la zona catódica no se transforman en hidrógeno, sino que pasan del estado iónico al del agua según la reacción:

$$Fe + 2\ CO_2 + H_2O + O \rightleftharpoons Fe\ (H\ CO_3)_2$$

que por acción del oxígeno ionizado se oxida según la ecuación:

$$2\ Fe\ (H\ CO_3)_2 + O^{-2} \rightleftharpoons Fe_2\ O_3\ .\ 2\ H_2O + 4\ CO_2$$

La formación del óxido férrico conocida por "herrumbre" viene acompañada de un importante incremento de volumen o expansión de la armadura, que hace saltar al recubrimiento del hormigón además de destruir y fragilizar la propia armadura. Este fenómeno también se produce en hormigones con Ph relativamente elevado (que contienen ión cloro), ya que como se puede ver en la figura 1 basta una pequeña cantidad de cloruros para compensar una mayor basicidad del hormigón (véase fotografía número 5).

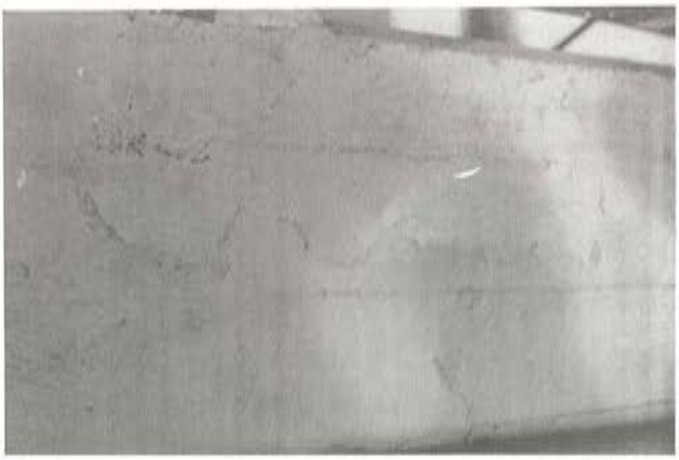


Foto 5. Paramentos del tablero que reproducen exteriormente el trazado de las armaduras según un mapa típico de fisuras debido a las tensiones creadas por la expansión de la armadura al transformarse en herrumbre.

3.4. Plataforma

En la plataforma superior existía un murete de hormigón de contención del balasto, que posteriormente fue recrecido mediante ladrillo hueco sencillo que al desprenderse en varios puntos dió lugar a la pérdida o desparramamiento del balasto. Además, las juntas entre las vigas del viaducto no tenían en su contacto con el balasto de la plataforma ninguna protec-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ción o cubrejunta que impidiera al balasto introducirse en la junta. Este hecho, junto con nuevos movimientos térmicos, aumentó de forma progresiva la amplitud de las grietas en las pilas, lo que hubiese conllevado, sin duda alguna, a la ruina de la obra.

3.5. Barandilla

La barandilla del viaducto estaba formada por unos balaustres verticales de hierro fundido de forma troncocónica de casi 1 m de altura que en su extremo superior y a media altura tienen dos anillos por los que pasan los tubos horizontales. Los elementos de más calidad de la barandilla eran los balaustres verticales que se encontraban en general en un estado de conservación aceptable, bien cimentados, sin oxidación en su interior, ya que estaban rellenos de mortero, aunque tenían fuertemente dañados los anillos de paso de los elementos horizontales, por haber permanecido a la intemperie sin sellar durante mucho tiempo. Los tubos horizontales en su paso por los anillos de los baiaustres estaban oxidados, carcomidos, y muy deteriorados. Además se detectaba una oxidación general manifestada en todos los elementos por un moteado muy perceptible, anillos rotos, tubos horizontales desprendidos y oxidación en el interior de los mismos.

4. PROCESO DE REPARACION PROPUESTO

4.1. Reparación de las pilas

La solución elegida para reparar las pilas posee la doble ventaja de ser una solución pasiva y que permite además colocar los nuevos apoyos después de reforzadas las pilas, sin cambiar los ejes de apoyo y sin necesitar interrupciones en el servicio, incompatibles con los gráficos de circulaciones. La calificación de refuerzo "pasivo" se hace en base a que no supone ningún corrimiento, ni introduce ninguna acción sobre la estructura sino que el refuerzo trabaja en la medida en que lo requiere la estructura.

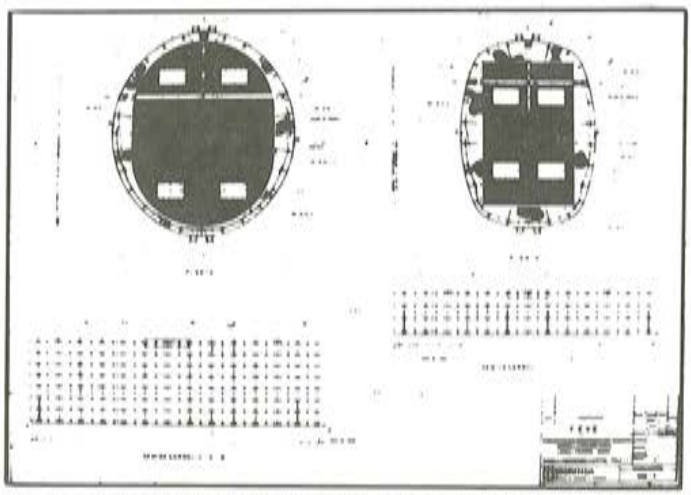


Foto 6. Virola de refuerzo de las pilas del tramo principal y virola de refuerzo de las pilas del tramo de acceso.

La reparación consiste en zunchar en cabeza cada una de las pilas mediante una sección oval de chapa o virola, rellenando el espacio comprendido entre la virola y la pila con un hormigón sin retracción de alta resistencia (véanse fotografías números 6, 7 y 8).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

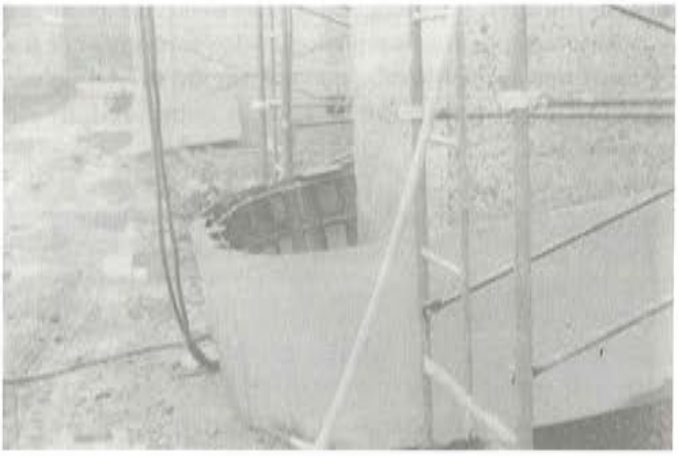


Foto 7. Exterior de una semivirola de refuerzo de una de las pilas del tramo de acceso.

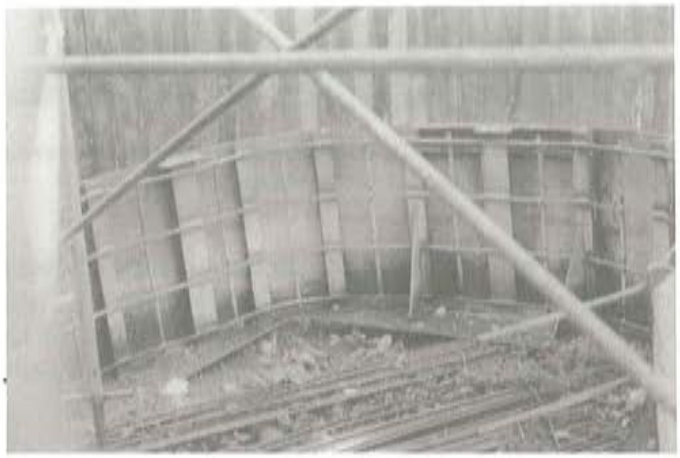


Foto 8. Interior de una semivirola de refuerzo de una de las pilas del tramo de acceso.

Se comenzó el refuerzo desprendiendo, en la zona en la que se iba a reforzar la pila con la virola, los 2 ó 3 cm de falso enfoscado simulando mampostería que tenían las pilas. En este proceso se utilizaron pistolas neumáticas que en su extremo llevan un útil (martillinas o

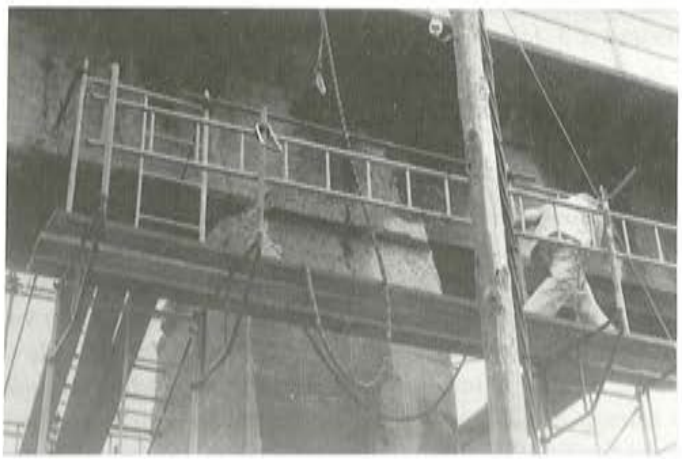


Foto 9. Saneado y limpieza que se hacía en la cabeza de las pilas en la zona que iba a ser ocupada por la virola.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

bujardas) que permiten eliminar el enfoscado y descascarillar el hormigón quitándole la lechada superficial y dejando al mismo tiempo los áridos limpios al descubierto (véase fotografía número 9). Posteriormente se colocaba en su posición al ovoide metálico y finalmente se inyectaba con un hormigón sin retracción el espacio comprendido entre el ovoide y la pila (véase fotografía número 10).

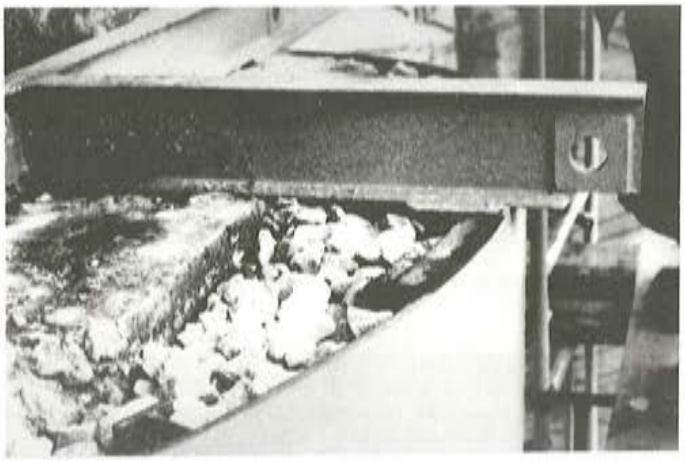


Foto 10. Ovoide metálico posicionado en una de las pilas, con el espacio comprendido entre la virola y la pila relleno de grava antes de ser inyectado con hormigón Prepakt.

La inyección efectuada permitió un contacto íntimo entre el ovoide y la pila, lo que garantizó la forma de trabajar el refuerzo. Es decir, en el refuerzo sólo se cuenta a efectos resistentes con el trabajo a tracción de la chapa del ovoide para resistir las presiones interiores que se crean por los esfuerzos horizontales que le transmitirán los neoprenos a las cabezas de las pilas.

Para el hormigón de la inyección se utilizó el hormigón Prepakt ya que no sólo está exento de retracción, sino que por el contrario, a edades tempranas experimenta una ligera expansión que se compensa con la retracción inicial de fraguado. Además, el ovoide metálico sirvió como encofrado perdido durante el proceso de ejecución, en el que el hormigón Prepakt se colocó en obra por inyección de un mortero sobre el árido que previamente había rellenado el espacio que se iba a inyectar. El tamaño del árido utilizado era uniforme y estaba comprendido entre 30 y 40 mm siendo su coeficiente de forma muy elevado: 0,225. La arena que formaba parte del mortero de la inyección tenía un tamaño máximo de 2,5 mm y su módulo de finura era próximo a 2, lo que garantizó una inyección sin ningún problema. Se eligió un cemento en el que se alcanzaba su categoría por la calidad del clinker y no por una finura de molido elevada. A este respecto se debe limitar la finura de molido a 3.500 cm^2/gr; ya que la superficie específica Blaine es como se sabe una característica que está íntimamente ligada al valor hidráulico de un cemento, ya que influye decisivamente en la velocidad de las reacciones químicas que tienen lugar durante el fraguado y primer endurecimiento. Este es un valor que debería estar limitado en la RC-75 y desde aquí se hacen votos para que así pueda ocurrir en un futuro no lejano. El mortero de la inyección tenía una consistencia fluida que se medía en obra por el tiempo que tardaba en vaciarse un determinado volumen del mismo en un ensayo standard conocido por Flow-cone(7). La consistencia fluida del mortero permitió una fácil inyección que se vió mejorada por el aditivo utilizado "intrusión aid", que es objeto de patente, que retrasa el principio y fin de fraguado y prolonga la duración del mismo, con lo que además de facilitar la colocación de la masa, sobre todo cuando se trata de grandes volúmenes, hace que el incremento de temperatura que se produce durante el fraguado sea inferior al que se produce en un hormigón convencional. Este hecho tiene un efecto

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

favorable en la retracción ((8), (9) y (10)) que se ve todavía potenciado por la expansión que produce el aditivo en el mortero a edades tempranas, que se contrarresta totalmente con la retracción inicial, como se ha dicho. El aditivo tiene simultáneamente un efecto fluidificante lo que facilita enormemente la inyección y además gelifica la masa haciendo que la arena y el cemento se mantengan en suspensión en toda la masa del mortero impidiendo la segregación del mismo antes de su fraguado.

Todos los factores enumerados permitieron una colocación y puesta en obra del mortero muy fácil, en consonancia con las condiciones topográficas y el escaso volumen de hormigón de la obra. La técnica clásica de la inyección en contra de la gravedad, permitió conseguir además un hormigón homogéneo, muy compacto y de alta resistencia equivalente a un H-450.

En la cara interior de la chapa de la virola se sueldan además unos perfiles en T de forma que el alma del perfil quede soldada ortogonalmente a la chapa. Las alas de los perfiles en T van además unidas mediante un emparrillado de redondos soldados a todas ellas. Toda esta estructura adicional quedó embebida en el hormigón Prepakt funcionando como una auténtica conexión y garantizando un trabajo conjunto del nuevo hormigón con la chapa, lo que hace que la resistencia efectiva del refuerzo sea muy superior al valor calculado considerando solo el ovoide de chapa.

La cara exterior de la chapa se protegió mediante un sistema anticorrosivo a base de una mano de silicato de cinc epoxídico de 65/75 micras y dos manos de acabado gris epoxi de 40 micras. Esta colocación exigió una limpieza previa de la chapa mediante chorro de arena a nivel SA 2.

Finalmente se inyectaron las grietas en la zona no ocupada por la virola a fin de completar el monolitismo del refuerzo. La inyección se hizo sellando la superficie con un material rígido (resina epoxi convencional) en el que se dejaron embebidos los tubitos de purga y de inyección de la lechada de relleno, formada por cemento, agua e "intrusión aid".

Las pilas del tramo principal sobre la ría, que eran las más dañadas, tenían, además del agrietamiento vertical, una fisuración horizontal por debajo del zuncho debida, sin duda, al basculamiento que se produjo en la pila al combinarse los movimientos térmicos con la colmatación de las juntas entre vigas con el balasto de la plataforma. Como estas fisuras y grietas nos parecieron potencialmente peligrosas, se decidió coserlas además con armadura pasante inyectada con lechada de cemento y anclada a ambos lados del plano de la fisura.

4.2. Placas metálicas de apoyo

Inicialmente se pensó en sustituir las placas de apoyo metálicas por apoyos nuevos de neopreno. Sin embargo esta solución se desechó rápidamente por el deterioro que se iba a producir en las pilas y en las vigas al desprender los apoyos existentes que deberían estar firmemente anclados a la estructura. Este destrozo nunca sería previsible, ni programable y no nos hubiera podido garantizar la duración de los cortes de circulación que el F.E.V.E. tenía programados para la reparación.

Por estas causas se prefirió interponer un apoyo de neopreno a modo de sandwich en el apoyo actual que sí es, por el contrario, un proceso de ejecución programable y de duración relativamente breve.

Los nuevos apoyos de neopreno se fabricaron especialmente para esta obra en base a un molde tomado "in situ" con las caras plana y curva del apoyo actual para poderlo introducir a modo de sandwich. Los nuevos apoyos de neopreno estaban vulcanizados a sendas chapas

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mecanizadas que se pegaron con resina epoxi a las superficies del apoyo actual, que previamente se limpiaron de la herrumbre mediante un tratamiento con chorro de arena. Durante el fraguado de la epoxi fue necesario mantener unas condiciones determinadas de temperatura, hecho que se consiguió calentando alrededor de los apoyos arena que estaba contenida en unos cajones de madera.

Para poder realizar la colocación de los nuevos apoyos, fue preciso levantar mediante gatos los extremos de cada tablero durante los tiempos muertos en la circulación de trenes.

Las caras vistas metálicas de los apoyos antiguos se protegieron con un sistema anticorrosivo de una pintura a base de epoxi, que hoy día se considera como el más eficaz.

Como la relación canto/luz de las vigas es muy alta, los giros en los extremos de vigas son muy reducidos y como la luz de las vigas es muy pequeña los desplazamientos térmicos son insignificantes. El nuevo apoyo de neopreno precisa muy poco espesor para absorber estos giros y estos desplazamientos y por consiguiente el incremento de altura del neopreno se absorbió fácilmente con el balasto.

Al no cambiar la posición de los puntos de apoyo de los tableros en las pilas, no se cambiaron las condiciones de trabajo, ni por lo tanto el coeficiente de seguridad con que fue proyectado en su día la totalidad del viaducto.

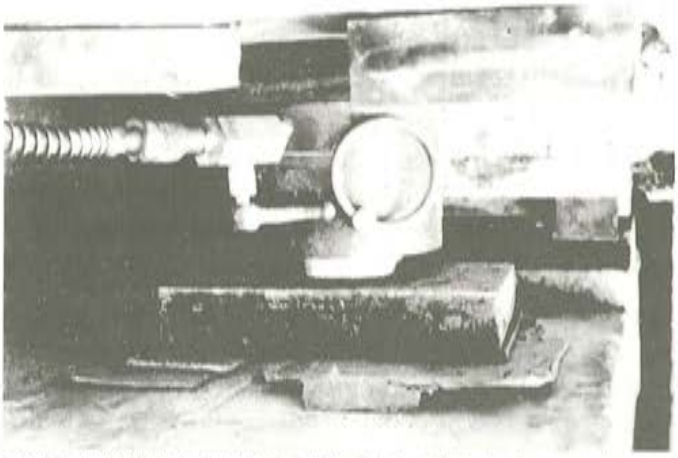


Foto 11. Izado de uno de los tableros del tramo principal sobre la ría para la operación de sustitución de apoyos.



Foto 12. Sustitución de apoyos consistente en introducir el nuevo apoyo de neopreno zunchado a modo de sandwich en el apoyo existente y pegarlo mediante resina epoxi.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Como los apoyos se sustituyeron después de reforzadas y zunchadas las cabezas de las pilas, no planteó ningún problema apoyar los gatos en el borde de las pilas para poder levantar las vigas, como se puede ver en las fotografías números 11 y 12. Este problema, que por el contrario existió en los estribos, se resolvió con una estructura metálica macizada con hormigón Prepakt que se ancló a los estribos para zunchar la cabeza de los mismos y poder apoyar así los gatos en el borde, como se hizo en el caso de las pilas. Véanse fotografías números 13, 14 y 15.



Foto 13. Estructura metálica, macizada con hormigón inyectado, del estribo lado Gijón.

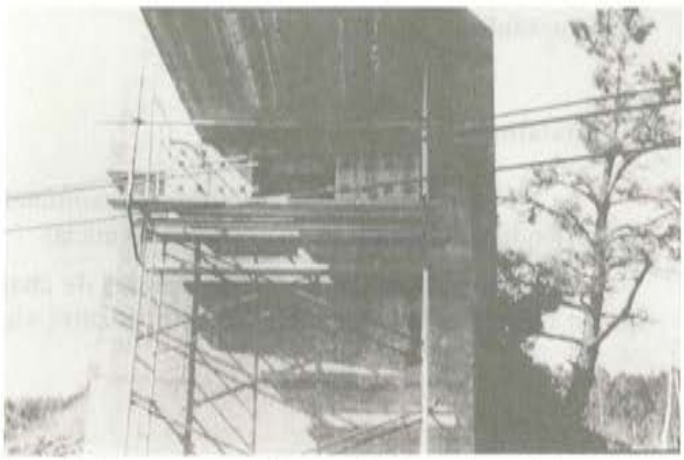


Foto 14. Estructura metálica, macizada con hormigón inyectado, del estribo lado Ferrol.

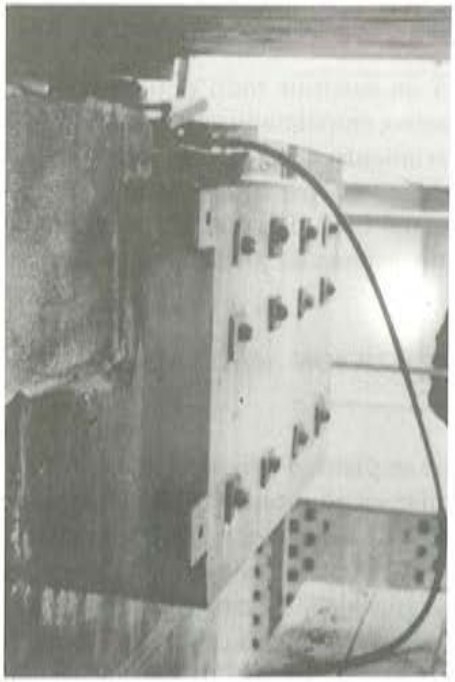


Foto 15. Izado del primer vano en el estribo lado Ferrol.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

4.3. Vigas del tablero

Se han realizado una serie de taladros o mechinales en el tablero que impiden que se embalse el agua de lluvia entre los muretes de contención del balasto. Estos taladros permiten la evacuación de las aguas de lluvia, evitando la disolución durante períodos prolongados y la pérdida de la cal libre que se generó en la hidrolisis del cemento. Con esta simple reparación se detiene el fenómeno descrito en 3.3 que en caso de progresar llega a tener efectos muy peligrosos, al culminar con el agotamiento resistente de la estructura.

En los puntos del tablero que presentaban pequeños desconchones con la armadura al descubierto fue necesario protegerlos con una pintura adherente de epoxi y un enfoscado superficial, mientras que si el deterioro era mayor se optó por repararlos con un recubrimiento de micromigón Prepakt, que técnicamente es preferible a la reparación con resinas epoxídicas, ya que de esta forma se le devuelve al hormigón el ambiente alcalino que ya había perdido.

4.4. Plataforma

Se ha vuelto a reponer el murete de contención del balasto que se había deteriorado, devolviéndole al puente su antiguo estado inicial.

También se han colocado cubrejuntas de chapa entre las vigas del tablero para impedir que el balasto se introduzca en las juntas entre vigas con los problemas que se han descrito en 3.4.

4.5. Barandilla

A la vista del estado en que se encontraba la barandilla se realizó una reparación de la misma, subsanando los defectos observados y conservando al mismo tiempo la forma y la belleza de la barandilla inicial.

La reparación consistió en sustituir todo el tubo horizontal de 1 ¼ " por tubo nuevo galvanizado del mismo diámetro, empalmado con manguitos roscados en tramos discontinuos a fin de permitir el libre movimiento de cada vano isostático, cosa que no se ha había hecho en el proyecto original; también se repararon los balaustres rotos y debilitados, y se selló el interior de los anillos de paso del tubo. Finalmente se limpió con medios mecánicos el óxido de los balaustres y se aplicó un sistema de protección de base epoxídica.

5. COMPARACION DE LA SOLUCION ADOPTADA CON OTRAS SOLUCIONES POSIBLES

La primera solución que se planteó consistía en hacer una serie de taladros atravesando el plano de la grieta para alojar en su interior unas barras roscadas tipo Gewi a las que se les podría dar una cierta tensión y se inyectarían finalmente los taladros junto con la grieta. La solución como se puede ver consistía en coser el plano de la grieta por una serie de barras inyectadas (tesas o no) cuya capacidad mecánica se fijaría en base al esfuerzo de tracción que los nuevos neoprenos transmitirían a la cabeza de la pila. La solución tenía una serie de inconvenientes que nos obligó a desecharla. Entre los inconvenientes encontrados se pueden citar los siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

- Los talados aludidos podrían debilitar la pila o incluso llegar a microfisurarla restando resistencia a un hormigón que de por sí ya era muy débil y de baja resistencia.
- Como se pensó inicialmente que las pilas eran de hormigón armado, se pensó también que los taladros podrían cortar a las armaduras, y a los elementos de anclaje de los apoyos existentes. Estos obstáculos podrían impedir hacer los taladros donde más necesario se hace el cosido de la grieta, es decir, en la cabeza de la pila.
- No nos agradaba dar ninguna tensión a las armaduras de los taladros para no introducir cargas concentradas transversales sobre la pila que son ajenas al proyecto inicial. Estas cargas además traccionarían al viaducto, si el tesado se hacia antes de la sustitución de los apoyos o distorsionarían a los apoyos en caso contrario. Además la calidad del hormigón de las pilas no permitía elevadas tensiones en las armaduras.
- No se veía clara la sustitución de los apoyos, ya que no se podían apoyar los gatos para levantar los tableros en los bordes de las pilas, como así se hizo una vez zunchadas con la solución elegida.

Otra solución que se analizó consistía en proyectar un dado bicomprimido de hormigón embebiendo a la cabeza de la pila. Esta solución que me agradó mucho más que la anterior, se desechó por las dificultades de hormigonado y de encofrado y sobre todo porque se trataba de una solución "activa", ya que con el pretensado se introducían unas deformaciones en cabeza de pilas, lo que obligaba a colocar los apoyos de neopreno definitivos antes de reparar las pilas (con los problemas que ésto planteaba y que ya se comentó), hecho que me repugnó y me hizo desechar la solución. Evidentemente a estos neoprenos se les quitaría la distorsión después de introducido el pretensado y antes de fijarlos definitivamente.

La solución adoptada pareció la más lógica por ser una solución "pasiva", que permite además cambiar los nuevos apoyos con el refuerzo efectuado en las pilas, sin ningún riesgo.

6. DESCRIPCION DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

Aunque se idearon diversos procesos constructivos ingeniosísimos, que no pasaremos a describir por quedar enterrados en el gran mundo de las ideas, finalmente la obra optó por el más clásico y convencional que es el que pasamos a describir.

En torno a las pilas ubicadas en tierra firme se construyeron unos castilletes de andamios tubulares tipo Mundus, para permitir subir al personal desde el suelo a la cabeza de la pila. Este andamio se colocaba separado del fuste de la pila para permitir el izado de la virola como luego se describirá, véase fotografía 16.

En las pilas del tramo principal sobre la ría se colocó el mismo andamiaje tubular tipo Mundus colgado desde la plataforma del tablero a fin también de permitir al personal acceder a la cabeza de la pila. Como en el caso anterior el andamio se colocaba separado del fuste de la pila para permitir el izado de la virola. Véanse fotografías 17 y 18.

Las virolas se suministraban a obra en dos mitades que se colgaban mediante tracteles de la plataforma del tablero. En las pilas situadas en tierra, un camión con una grúa automóvil dejaba las semivirolas en la base de la pila. Véanse fotografías 7 y 8. En las pilas del tramo lado mar las semivirolas se transportaban en barco hasta quedar suspendidas de la plataforma del tablero. Véase fotografía número 19.

Las dos semivirolas de cada pila, una vez suspendidas mediante tracteles se soldaban y se radiografiaban en la base de la pila. A continuación eran izadas hasta su posición definiti-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

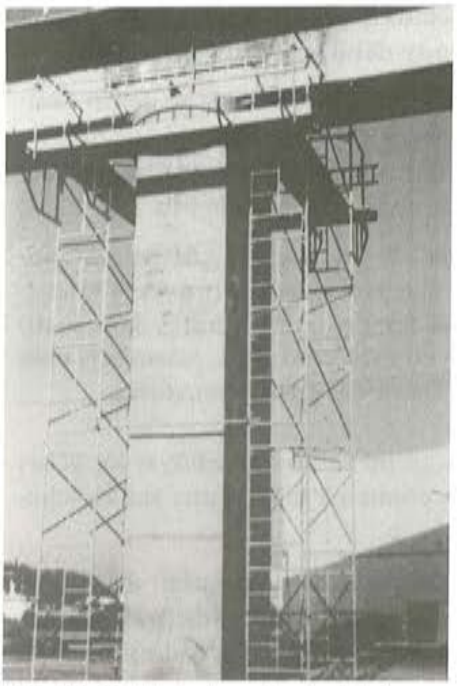


Foto 16. Castillete de andamio tubular en una pila de tierra.

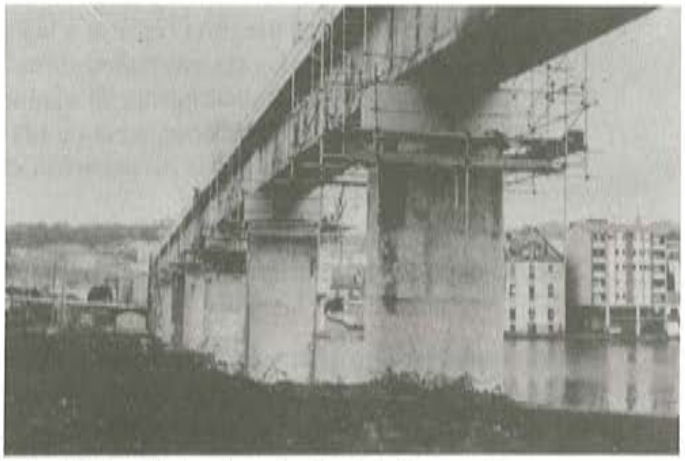


Foto 17. Castilletes de andamios tubulares en las pilas sobre la ría.



Foto 18. Uno de los castilletes de andamio tubular en una pila sobre la ría.

va y una vez allí se fijaban mediante soldadura a unos perfiles horizontales apoyados sobre la cara superior de la pila, que se habían diseñado para resistir todo el peso de la virola una vez inyectada. Véase fotografía 10.

La grava con que se rellenó el espacio que habia que inyectar comprendido entre la pila y la virola se transportó, durante el paso de cada dos trenes, hasta la cara superior del tablero usando la propia vía y un material móvil sencillo como lo es una pareja de deplories.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Para inyectar las pilas del tramo principal sobre la ría se situó la mezcladora, agitadora y bomba de inyección en el estribo lado Ferrol y para la inyección de las pilas del tramo de acceso, la maquinaria se situó sobre el terreno, en la base de las pilas en un punto intermedio entre la pila estribo y el estribo lado Gijón.



Foto 19. Transporte e izado de una de las virolas en una pila sobre la ría.



Foto 20. Perspectiva del tramo de acceso, una vez finalizada la reparación.



Foto 21. Perspectiva del tramo principal sobre la ría, una vez finalizada la reparación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Finalmente, se utilizó también un andamio móvil sencillo colgado de la plataforma del tablero, que se movía a lo largo de la longitud de todo el viaducto para acceder y poder reparar todos los defectos que hasta aquí se han enumerado.

Finalmente, en las fotografías números 20 y 21 se ven dos perspectivas del puente una vez finalizada su reparación.

BIBLIOGRAFIA

(1) Patología (1): "Reparación de un forjado reticular". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero N° 136. 3er trimestre de 1980.

(2) Patología (2): "Refuerzo de encepados sobre pilotes". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero N° 142. 1er trimestre de 1982.

(3) "Comentarios al título 3° del Control de la EH-73". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero N° 129. 4° trimestre de 1978.

(4) "La demolición de los Muelles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación". Por J.A. Fernández Ordoñez y A. González Serrano. Hormigón y Acero. N° 148. 3er trimestre de 1983.

(5) "Concrete Strength and Strains" by Constantin Avram, Ioan Fâcâoaru, Ovidiu Mirsu, Lion Filimon e Igor Tartea. Developments in Civil Engineering. Elsevier Scientific Publishing Company. 1981.

(6) Building Code Requirements for Reinforced Concrete (ACI-318M-83). American Concrete Institute.

(7) C.R.D.C. 79-58 "Method of test for flow of Grout Mixtures (Flow-Cone Method). Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the Suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Oct. 1951.

(8) Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Table 13. Oct. 1951.

(9) "Temperature Rise in Block and Shrinkage in Large Block" pág. 3 y siguientes. Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Oct. 1951.

(10) "Temperature Rise of Grout". Pág. B-34 y siguientes. Corps of Engineers U.S. Army. "Investigation of the Suitability of Prepakt Concrete for mass and reinforced Concrete Structures". Appendix A and Appendix B. Agosto 1964.

(11) Blume, J.A.; Newmark, N.M.; Corning, L.N. "Design of Multi-Story Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions". Portland Cement Assn. 1961.

(12) Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado. Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero. N°. 153. 4° trimestre 1984.

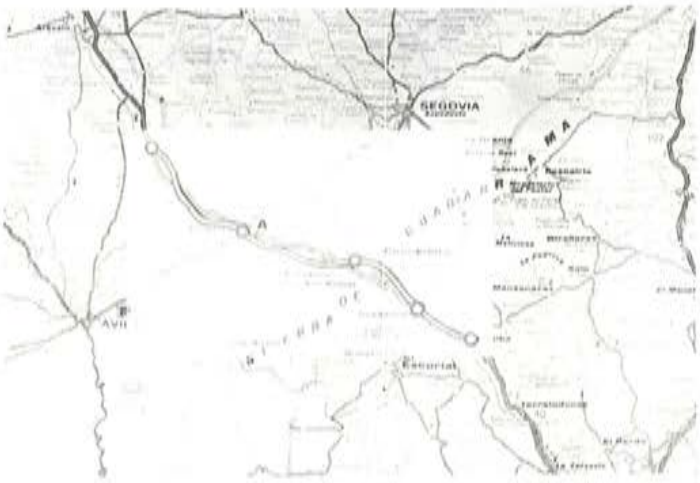
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Control del efecto de vehículos excepcionales sobre las estructuras de la autopista de peaje A-6, Villalba-Villacastín-Adanero

J. M. MORERA BOSCH
Ingeniero de Caminos
Director de Explotación
IBERPISTAS
F. J. DEL POZO VINDEL
Ingeniero de Caminos
Director Técnico
PROES

INTRODUCCION

La autopista de peaje Villalba-Villacastin-Adanero (figura 1) discurre en la primera parte del trazado en zona montañosa: Atraviesa la cordillera del Guadarrama por medio de dos túneles (figura 2) y accede hasta la cota 1.400 en el alto del Caloco. Este trazado montañoso propio, unido a las características intrínsecas de una autopista, hace que el número de estructuras en la misma sea elevado.





Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La tipología estructural de estas obras de paso sobre o bajo la autopista es muy variada (figura 3) existiendo puentes de vigas, losas, marcos, arcos, etc., siendo las luces de los vanos y la altura de las pilas (figura 4), en algunos casos, muy importantes.



Fig. 3.



Fig. 4.

La autopista en su primer tramo entre Villalba y Villacastin canaliza el 70 por 100 del tráfico total del corredor por la ventaja que supone atravesar Guadarrama por los túneles en lugar de hacerse por el puerto de los Leones. En cuanto al tráfico pesado la captación es aún mayor situándose en el 85 por 100 con una IMD de 2.000 camiones (figura 5).



Fig. 5.



Fig. 6.

La tendencia del parque de vehículos pesados a nivel nacional es de un crecimiento del peso total transportado por unidad y aunque no disponemos de cifras absolutas sí se puede decir que el 55 por 100 de los vehículos pesados que circulan por la autopista tienen su número de ejes igual o superior a cuatro, con pesos totales superiores a 30 t. En una encuesta realizada en el año 1979 solo el 15 por 100 de los camiones que circulaban por la autopista lo hacían descargados. Suponemos que el encarecimiento del combustible y los peajes desde esa fecha haya hecho incluso disminuir esa cifra.

No tenemos datos reales de las cargas por eje de estos vehículos pero mucho nos tememos que en un porcentaje elevado están por encima de los límites permitidos, pues la falta

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

de control en este sentido en las autopistas de peaje incita a las sobrecargas bien entendido que ello también es un atractivo para la captación de este tipo de tráfico.

La acción de estas sobrecargas sobre el firme acelera su agotamiento por fatiga y propicia degradaciones tales como las roderas en carriles con pendientes pronunciadas; sin embargo, su acción sobre las estructuras en general no resulta peligrosa.

A la vez que se ha registrado este paulatino incremento de las cargas de tráfico también se ha producido un aumento de los vehículos especiales con cargas totales por encima de 60 t llegando en algún caso a las 120 t. (fig. 6).

La presencia de fisuras en algunas estructuras, detectadas en las inspecciones sistemáticas llevadas a cabo por los servicios de conservación, preocupó a la Dirección de la Concesionaria que creyó necesario racionalizar la explotación y controlar las condiciones de paso de estos vehículos excepcionales por las estructuras (figura 7).

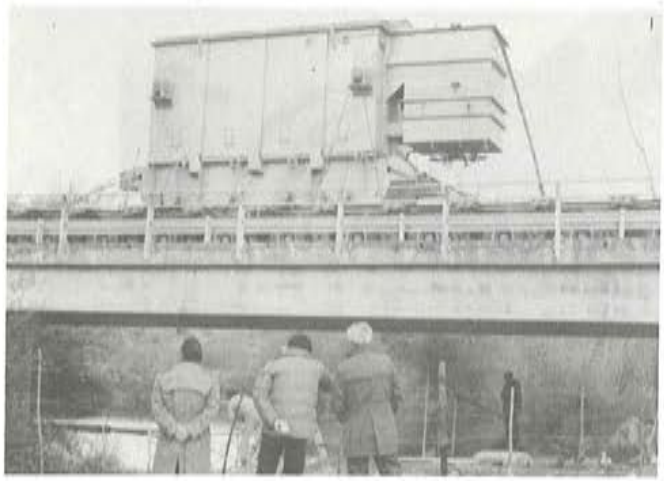


Fig. 7.

Así pues, se pensó en la realización de un programa de ordenador que permitiera simular el paso de un vehículo de características conocidas por los distintos itinerarios de la autopista determinando si podía pasar o no y en el primer caso con qué restricciones.

2. METODO DE CALCULO Y COMPROBACION

Desde los primeros instantes del estudio se plantearon dos interrogantes básicos, de cuya respuesta dependía todo el desarrollo de los trabajos:

- ¿Qué se iba a comprobar?
- ¿Cómo se iba a comprobar?

Para tratar de resolver la primera cuestión, se comenzó realizando un inventario detallado de las estructuras existentes en la Autopista y sus características. Una primera clasificación de las mismas por sus tipologías estructurales arrojó el siguiente resultado:

- Puentes de tableros isostáticos de vigas.
- Puentes losa de tablero isostático.
- Puentes con tablero en losa continua.
- Pórticos.
- Marcos.
- Pontones.
- Estructuras especiales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Un estudio previo de aproximación al problema permitió descartar los pontones, ya que la montera de tierras que tienen permite reducir su comprobación a una mera verificación de que la carga uniforme equivalente transmitida por el vehículo excepcional considerado no supera un determinado valor. Dentro de lo que se han denominado estructuras especiales, únicamente se encontraba el "Cruce de las dos Calzadas" (fig. 8), que podemos definir como un puente pérgola en arco rebajado y cuya singularidad de tipología hizo preciso el desarrollo de métodos específicos de comprobación. Para el resto de las estructuras, se decidió la adopción de un método de comprobación general, que permitiese su aplicación a todas las tipologías, independientemente del esquema resistente de las estructuras. Sus luces están comprendidas entre 6,0 y 35,0 metros, y sus esviajes entre 0° y 45°.



Fig. 8.

Por otra parte, y también desde el principio del estudio, se adoptó la decisión de limitar la comprobación a la superestructura de los puentes, o tableros. Esta decisión estuvo basada en la constatación realizada de que, con las dimensiones y características de las estructuras existentes en la Autopista, cualquier sobrecarga capaz de producir daños en elementos de las infraestructuras, como pilas, estribos y cimentaciones, habría dejado mucho antes fuera de servicio el tablero de cualquiera de las estructuras.

La existencia de puentes, fundamentalmente de tableros isostáticos de vigas, con elementos de diferentes luces y características, hizo aconsejable la definición, como unidad de comprobación, del tablero, pudiendo, por lo tanto, una estructura estar constituida por varios tableros diferentes sobre cada uno de los cuales se realiza la comprobación correspondiente. Esta forma de definir la unidad de comprobación presenta la ventaja adicional de disminuir el número de elementos que hay que comprobar, ya que existen estructuras cuyos tableros son idénticos, lo que sucede en particular en casi todos los casos de estructuras desdobladas para ambas calzadas y en el caso de estructuras normalizadas. De acuerdo con esto, el número total de unidades de comprobación en la Autopista se reduce a 50 tableros.

Desde el punto de vista de la comprobación de las estructuras, se plantea el problema de la modalidad de paso del vehículo excepcional sobre el tablero. El sistema de comprobación adoptado debería dar como resultado una de las siguientes alternativas:

- Paso libre por la estructura.
- Paso con restricción de adelantamiento.
- Paso con restricción de trayectoria.
- Paso prohibido por la estructura.

En el primer caso, debería comprobarse que la estructura soportaba no sólo el paso del vehículo excepcional concreto de que se tratara por cualquier carril, sino que simultáneamente actuase la carga correspondiente a un camión pesado standar que adelantase al ve-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

hículo excepcional sobre la estructura que se comprueba. Dada la dificultad de control de las cargas reales por eje y la variedad de dimensiones de los camiones que actualmente circulan por nuestras carreteras, se adoptó a efectos de esta comprobación un vehículo ficticio, envolvente de los reales, de 40 toneladas totales de peso y una separación entre ejes de 3,35 metros. El ancho entre ruedas exteriores de un mismo eje se supuso de 2,0 metros.

En el caso de que la estructura no fuese capaz de soportar las acciones anteriores, correspondientes al paso libre por la estructura con los coeficientes de seguridad que se detallan más adelante, habría de comprobarse si era admisible el paso con restricción de adelantamiento. En este caso no se permite que sobre la correspondiente estructura pueda ser adelantado el vehículo excepcional por ningún otro vehículo que circule por la calzada. La materialización en la práctica de esta modalidad de paso requiere la presencia de uno o varios vehículos de acompañamiento con personal de la Autopista que controle el cumplimiento estricto de las especificaciones de paso. Esta precaución debe ser asimismo adoptada en cualquier modalidad de paso que presente alguna restricción.

El paso con restricción de adelantamiento permite que el vehículo excepcional circule por la estructura con cualquier trayectoria, o lo que es lo mismo habrá de ser comprobada la seguridad de la misma para la posición transversal del vehículo que resulte más desfavorable, lo que en todos los casos corresponde a la posición más excéntrica posible. En el caso de no ser admisible el paso en estas condiciones se comprueba si resulta suficientemente segura la modalidad de paso con restricción de trayectoria que corresponde, obviamente, a obligar al vehículo a circular por el carril o posición transversal que resulte más favorable a efectos resistentes de la estructura. En todos los casos dicha trayectoria corresponde al paso del vehículo centrado con el eje longitudinal del tablero. Finalmente, si ni con estas restricciones el paso resulta suficientemente seguro, no se permite al vehículo correspondiente circular por la Autopista salvo cálculos concretos de comprobación particularizada mucho más afinados que los que son objeto del estudio presentado en esta comunicación.

Una vez decididos los elementos que había que comprobar y frente a qué acciones en cada caso, se presentaba un segundo problema que era el de cómo realizar dicha comprobación. Obviamente el método de análisis venía en gran medida influido por la operatividad del programa en la práctica. Resultó evidente desde el primer momento que el método de cálculo que había que adoptar habría de ser simple y muy rápido. Esto descartaba en principio los métodos de determinación de esfuerzos habituales en el proyecto y comprobación de estructuras, como los basados en modelos de bandas finitas o emparrillados ya que los tiempos de proceso, aún suponiendo en cada tablero conocidas las acciones y su posición, lo que no era el caso, serían del orden de horas, mientras que en una explotación comercial de la Autopista no eran admisibles plazos superiores a los pocos minutos.

Con objeto de optimizar los tiempos de respuesta del sistema se adoptó, en primer lugar, la decisión de realizar el programa de forma que se comprobaran estrictamente las estructuras por las que había de pasar el vehículo, lo que hacía que en el caso pésimo del trayecto más largo posible el número de tableros que había que calcular se redujera a 28. Teniendo en cuenta los accesos existentes a la Autopista situados (fig. 9) en:

– Villalba	PK	40
– N-VI	PK	42
– Valle de los Caídos	PK	47
– San Rafael	PK	60
– Villacastín	PK	81
– Sanchidrián	PK	102
– Adanero	PK	109

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

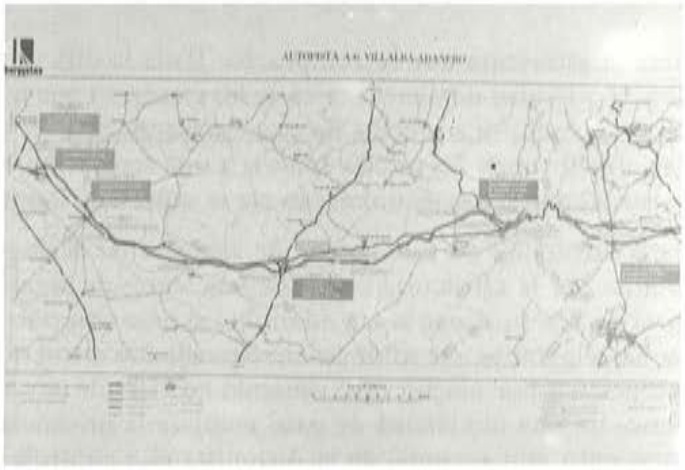


Fig. 9.

ésta queda dividida en doce tramos, seis en dirección La Coruña y otros seis en dirección a Madrid. Dentro de cada uno de estos tramos existen una serie de estructuras, algunas de las cuales sólo son atravesadas cuando el acceso o salida de la Autopista se realiza por un determinado punto. La división de la Autopista en tramos posibilita el permitir el paso de un determinado vehículo excepcional por una parte de la misma aunque el resto del trayecto deba ser realizado por carreteras alternativas.

No obstante lo anterior, y la considerable reducción del número de tableros que era necesario calcular en cada caso, resultaba a todas luces evidente que la comprobación de cada uno de ellos debería ser realizada por un método simplificado para que resultara operativa. Dado que una comprobación de seguridad en un tablero-tipo debería constar de:

- Comprobación de esfuerzos longitudinales
- Comprobación de esfuerzos transversales
- Comprobación de acciones locales

se efectuaron una serie de estudios previos para tratar de reducir el número de comprobaciones que había que realizar.

Durante el proyecto de todas las estructuras habían sido tenidas en cuenta las acciones locales producidas por ruedas de 10 toneladas en las posiciones más desfavorables. Este hecho exime de la comprobación de los efectos locales siempre que las cargas puntuales transmitidas no superen dicha cifra. Esta circunstancia se produce normalmente en cualquiera de los vehículos de transporte por carretera. Por otra parte el empleo de ruedas tan pesadas produce daños en el firme que desaconsejaban el permitir, salvo casos excepcionales y previo un estudio particular de sus consecuencias, el paso de vehículos de estas características por la Autopista. Debido a lo anterior, la única comprobación realizada en este sentido por el programa se limita a constatar que no existen en el vehículo que se va a procesar cargas puntuales que superen el mencionado valor.

Por lo que respecta a los esfuerzos transversales se pudo comprobar, que teniendo en cuenta la limitación de cargas por rueda a 10 toneladas, y tras un estudio de las características habituales de los vehículos empleados para transportes pesados en los que se utilizan trenes con gran número de ruedas para producir un reparto lo más uniforme posible, tanto en sentido transversal como longitudinal de las cargas, que no eran de temer esfuerzos transversales de gran magnitud sin que simultaneamente se produjesen esfuerzos longitudinales capaces de dañar la estructura. Dada esta circunstancia y habida cuenta de que la comprobación de esfuerzos longitudinales pasa por la determinación del reparto transversal de cargas que requeriría la realización de estudios transversales pormenorizada de todas las estructuras, se adoptó el criterio de no incluir en el programa una comprobación específica de esfuerzos transversales.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

De acuerdo con lo anterior y dentro de los objetivos marcados para el método que se presenta en esta comunicación, la comprobación de la seguridad se puede reducir a la verificación de la estructura frente a los esfuerzos longitudinales.

Por otra parte se pudo comprobar mediante la realización de estudios previos sobre tableros representativos de cada uno de los tipos estructurales existentes y teniendo en cuenta los esquemas de armado dispuestos, que no era posible que se produjeran esfuerzos cortantes capaces de dañar la estructura sin que previa o simultaneamente ésta quedase fuera de servicio por la acción de los momentos flectores. Para llegar a esta conclusión se realizaron cálculos de esfuerzos producidos por cuchillos longitudinales de carga, tanto repartida como concentrada, y situada en diferentes posiciones transversales respecto al eje de la estructura.

Todas las consideraciones anteriores permitieron adoptar la decisión de desarrollar un método de comprobación limitado a los momentos flectores longitudinales. Asimismo y con objeto de aumentar la operatividad y velocidad del programa se decidió reducir la comprobación a la sección central de los tableros. Esta limitación, que permite una comprobación muy realista en el caso de tableros isostáticos, obligó a la realización de estudios previos de comparación de momentos resistentes entre las distintas secciones de las estructuras hiperestáticas en las que la sección pésima pudiera no ser la de centro de vano sino otra como la situada sobre apoyos. La relación de momentos resistentes entre la sección pésima y la de comprobación, en la mayoría de las estructuras hiperestáticas, permite afirmar que la comprobación de la sección central es suficiente para garantizar la seguridad de la estructura. En los casos en que ésto no se cumplía el problema fué resuelto mediante una disminución del momento admisible en la sección de comprobación que garantizase la seguridad en el resto de las secciones de la estructura.

De acuerdo con todo lo anterior el método de cálculo finalmente adoptado en el programa consta de dos partes independientes:

- Determinación de momentos flectores pésimos en la sección central del tablero.
- Comprobación de la seguridad estructural.

Para la determinación de los momentos flectores pésimos se adoptó un sistema en dos fases que consistían en determinar en primer lugar el momento flector máximo longitudinal en la sección central del tablero considerado como viga, o lo que es lo mismo la integral del momento flector a todo lo ancho del tablero; en segundo lugar mediante la aplicación de los correspondientes coeficientes se determina la distribución transversal de dicho momento entre los diferentes elementos longitudinales que componen el tablero.

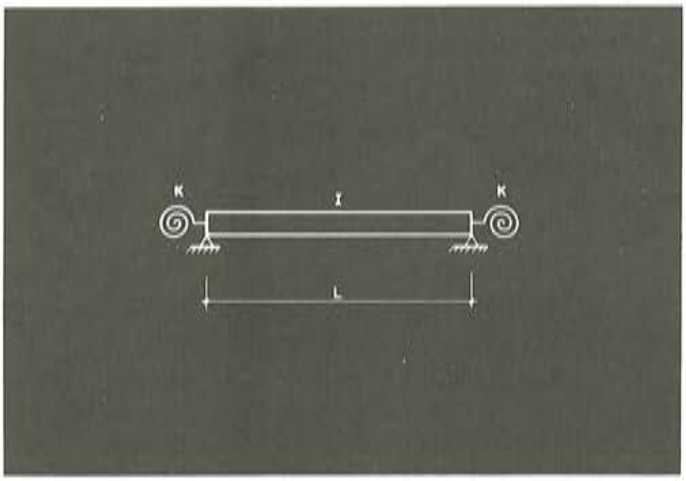


Fig. 10.

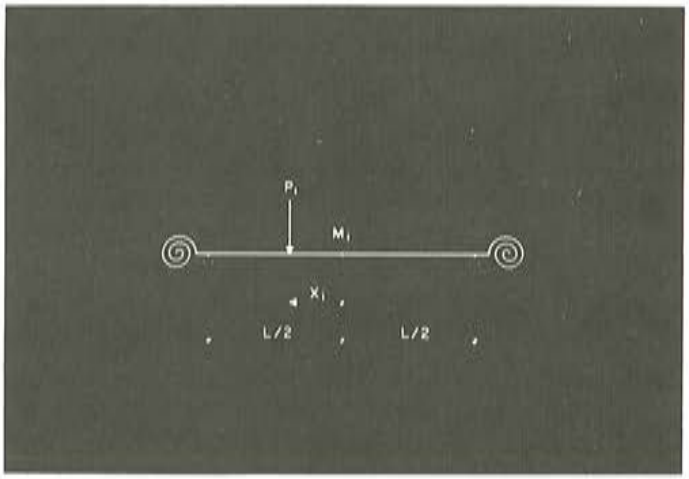


Fig. 11.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Para el cálculo del momento flector total a todo lo ancho se adoptó para todos los tableros, independientemente de su tipología, la misma modelización estructural (fig. 10) consistente en una viga de sección constante elásticamente empotrada en ambos extremos. Para cada uno de los tableros se determinaron previamente los valores de los parámetros que definen el modelo y que son:

- Luz (L).
- Inercia de la sección transversal (I).
- Rígidez de los muelles (K).

El proceso de cálculo seguido es el que se describe a continuación.

Una carga de valor P_1 situada en una posición X_1 respecto al centro de la viga, produce en este punto un momento de valor M_1 (fig. 11) cuya expresión es:

$$M_1 = \frac{P_1 L}{4} (1 - 2\lambda_1) \frac{1 + 0{,}5\eta - \eta\chi_1}{1 + \eta}$$

donde:

$$\chi_1 = \frac{X_1}{L}$$

$$\eta = \frac{KL}{2EI}$$

Si se considera un vehículo formado por una serie de N cargas según la distribución mostrada en la figura 12, y definiendo como posición del vehículo la correspondiente a la primera carga X_1, el valor total del momento en la sección central será:

$$M_{x1} = \sum_{i=1}^{i=N} Q_1 (1 - 2\chi_1) \frac{1 + 0{,}5\eta - \eta\chi_1}{1 + \eta}$$

donde:

$$\eta = \frac{KL}{2EI}$$

$$\chi_1 = \left| \frac{X_1 - Z_1}{L} \right|$$

$$Q_1 = \begin{cases} = 0 & \text{para } \chi_1 \geq 0{,}5 \\ = \dfrac{P_1 L}{4} & \text{para } \chi_1 < 0{,}5 \end{cases}$$

El momento flector longitudinal total máximo del tablero M_o se determina mediante la expresión anterior para posiciones del vehículo comprendidas entre $X_1 = 0$ y $X_1 = Z_N$. Para determinar dicho máximo, en el programa se calculan en cada tablero 25 posiciones del vehículo comprendidas entre los límites anteriores, lo que según los estudios previos realizados permite la determinación de dicho máximo con errores inferiores al uno por mil. Este mismo procedimiento puede ser aplicado para la determinación del momento producido por el camión estandar.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

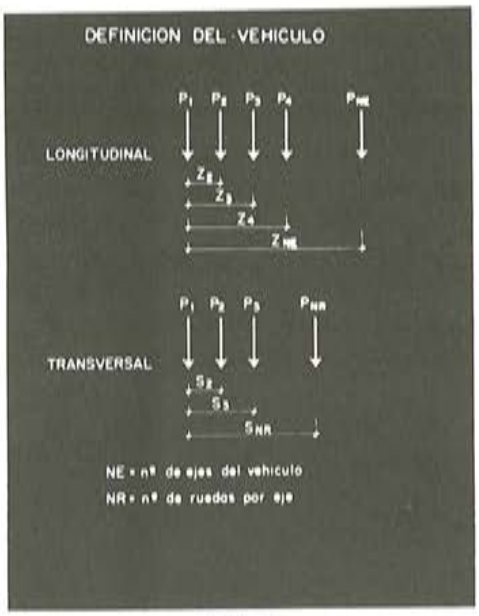


Fig. 12.

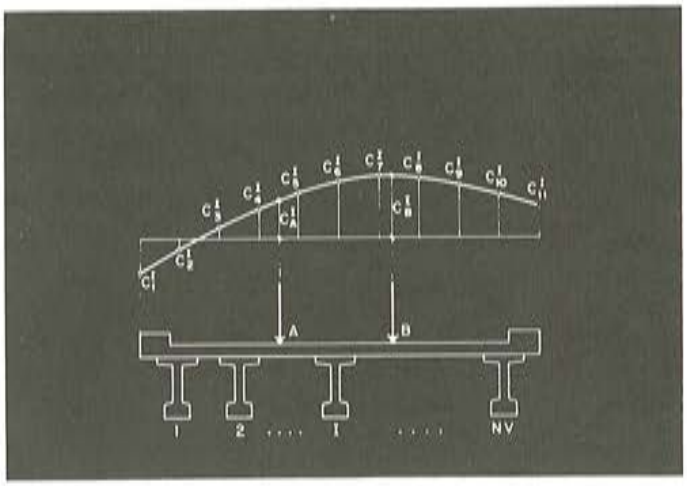


Fig. 13.

El segundo paso del proceso de cálculo consiste en determinar cómo se reparte el momento flector total máximo M_0 entre los diferentes elementos (vigas) longitudinales que conforman la sección transversal del tablero. En principio dicho reparto depende de la posición transversal de las ruedas del vehículo y de la posición longitudinal de los diferentes ejes, así como de las propias características elástico-geométricas del tablero. Para el estudio de estos factores se realizó una modelización de cada uno de los tableros en emparrillado plano. En el caso de puentes isostáticos de vigas, los elementos longitudinales considerados en la discretización coincidían con las vigas mientras que en los puentes-losa, marcos y pórticos se realizó una discretización transversal acorde con las características de cada una de las estructuras que había que calcular, considerando como mínimo un número de elementos longitudinales igual a cinco.

Para determinar la influencia de la distribución longitudinal de los ejes del vehículo se realizaron, sobre los modelos de emparrillado descritos, una serie de cálculos previos consistentes en determinar el reparto transversal de momentos longitudinales para cargas puntuales y cuchillos longitudinales de carga repartida situados en diversas posiciones transversales. Los resultados de dichos cálculos previos confirmaron que el reparto del momento flector longitudinal total entre los diversos elementos venía poco influido por la disposición longitudinal de cargas, por lo que podía adoptarse como patrón de reparto transversal el correspondiente a cargas puntuales situadas en el centro de la luz. Esta forma de proceder da, en cualquier caso, valores con un error inferior al 5 por 100 en los cálculos de comprobación realizados, lo que resulta perfectamente admisible.

De acuerdo con los resultados anteriores el proceso que se siguió para cada uno de los tableros es el siguiente:

– Sobre el modelo del tablero como emparrillado se introduce una carga de 1.000 toneladas puntuales situada en el centro de la luz y en 11 posiciones transversales equidistantes, lo que supone el cálculo de la estructura sometida a 11 hipótesis de carga; se calculan los momentos que se producen en los diferentes elementos longitudinales en que se ha discretizado el tablero y cuyos valores son: M_J^I; donde M_J^I es el momento flector en el elemento o viga I producido por una carga puntual de 1.000 toneladas en la posición transversal J, que corresponde a una de las 11 hipótesis de carga anteriormente descritas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

– Sobre el modelo del tablero como viga elásticamente empotrada se introduce una carga puntual unidad de 1.000 toneladas en su centro y se determina en ese punto el momento flector total cuyo valor denominamos M_v.

– Los coeficientes de reparto transversal para las 11 posiciones estandar de la carga se determinan mediante la siguiente expresión:

$$C_J^I = \frac{M_J^I}{M_v}$$

El conjunto de valores C_J^I fue determinado para cada uno de los tableros. Estos coeficientes permiten determinar en cada uno de los elementos longitudinales o vigas I el momento flector longitudinal que se produce en función del momento flector total M_0 calculado como se ha descrito anteriormente sobre el modelo de viga elásticamente empotrada. En efecto, si deseamos determinar el momento flector en el elemento I producido por un vehículo cuyo momento total máximo es M_0 y cuyas ruedas se encuentran situadas transversalmente en los puntos A y B (fig. 13) el proceso de cálculo es el siguiente:

– Determinación mediante interpolación parabólica entre los puntos más cercanos a las posiciones A y B de los coeficientes C_A^I y C_B^I de reparto de la viga I.

– Determinación del momento en el elemento I mediante la siguiente expresión:

$$M_I = M_0 \frac{C_A^I + C_B^I}{2}$$

En general si el número de ruedas es NR la expresión que hay que aplicar será:

$$M_X = M_0 \sum_{i=1}^{i=NR} \frac{C_{Ai}^I}{NR}$$

donde C_{Ai}^I es el coeficiente correspondiente a la rueda que ocupa la posición A_i determinado por interpolación parabólica entre las 11 posiciones estandar.

Dado que el vehículo, dependiendo de la modalidad de paso, puede situarse transversalmente en cualquier posición, se determina para cada una de las vigas el momento pésimo para la posición transversal más desfavorable. Estos valores, que denominaremos M_{Max}^I, son los que serán empleados para la comprobación de la estructura. Por otra parte, dichos valores se determinan, en caso de ser necesario, para las tres modalidades de paso descritas anteriormente:

– Paso sin restricciones. En este caso se supone el efecto del camión estandar situado en la posición más desfavorable compatible con la posición del vehículo excepcional. El cálculo se realiza para el camión estandar por el mismo procedimiento ya comentado para el vehículo.

– Paso con restricción de adelantamiento. Es el mismo caso anterior sin la superposición del efecto del camión estandar.

– Paso con restricción de trayectoria. La posición transversal del vehículo viene fijada, para que su efecto sea el menos desfavorable sobre la estructura, centrada con el tablero.

La última parte del cálculo es la comprobación de la seguridad propiamente dicha. Esta comprobación se realiza determinando para cada una de las vigas o elementos longitudinales el coeficiente de utilización γ_x cuya expresión es:

$$\gamma_x = \frac{M_{adm}^I}{M_{Max}^I}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

donde M^I_{Max} es el momento producido en el elemento I por el vehículo, y si es necesario el camión estandar, determinado como se ha explicado anteriormente. M^I_{adm} es el momento máximo admisible en el elemento I considerado. Los coeficientes de utilización iguales o superiores a la unidad hacen admisible el paso por la estructura en la modalidad considerada, mientras que los inferiores a la unidad obligan a considerar modalidades de paso más restrictivas o a prohibir el paso por la estructura si no existe ninguna admisible.

La determinación de los valores de M^I_{adm} para cada uno de los elementos longitudinales que componen los distintos tableros se ha realizado en forma diferente dependiendo de su tipología estructural.

- En elementos de hormigón armado el momento admisible es aquel que sumado a los producidos por peso propio y cargas permanentes proporciona un coeficiente de seguridad a rotura de $\gamma_f = 1{,}40$.
- En elementos de hormigón pretensado el momento admisible es aquel que sumado a los producidos por peso propio y cargas permanentes produce un momento igual al de fisuración controlada de las vigas (clase II).

La aplicación descrita en este trabajo consta de dos partes fundamentales:

- Programa.
- Archivos de datos

Ambos se encuentran grabados en un soporte magnético de disco flexible de 5 1/4". El equipo empleado en el desarrollo de la aplicación es un microordenador Olivetti M-20 con 128 Kbytes de capacidad de memoria central.

Por lo que respecta al programa propiamente dicho fué desarrollado en lenguaje BASIC y su diseño es modular constando de segmentos independientes con encadenamiento automático. Los segmentos básicos son los siguientes:

- Entrada de datos. En este segmento se introducen las características del vehículo excepcional definiendo la separación entre ejes, las cargas por eje y el número de ruedas por eje, no existiendo ninguna limitación para el número de dichos datos. También se introducen en este módulo el trayecto que va a realizar el vehículo y los datos de identificación del trabajo. La entrada de datos es interactiva y está prevista la corrección de cualquiera de ellos.
- Cálculo. En este segmento se realiza el cálculo de esfuerzos pésimos y comprobación de todos los tableros afectados por el paso del vehículo.
- Salida de resultados. Este módulo del programa proporciona toda la información tanto por pantalla como escrita, sobre los resultados del cálculo de comprobación realizado.

Todos los cálculos se llevan a cabo mediante la utilización de los datos básicos tanto de trayectos – tablero en cada trayecto, estructuras, composición de las mismas, etc. – como de características de las estructuras – luz, ancho, muelles, coeficientes de reparto transversal, esfuerzos admisibles, etc. – que están almacenados en una serie de archivos de datos en disco.

La estructuración del programa en segmentos independientes y el almacenamiento de los datos básicos de las estructuras en archivos, en lugar de su introducción dentro del propio programa, permite además de una mayor flexibilidad en el uso del mismo, la modificación posterior de los datos o del programa, en el caso de que se considere necesario, de una manera simple y con el mínimo esfuerzo de programación. Esta característica hace posible aumentar en un futuro el número de estructuras analizadas o modificar las características de

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

las actuales (cambio de elementos, estructuras, refuerzos, etc.) mediante modificación del archivo de datos básicos correspondiente sin tocar el programa de cálculo, para la inclusión de nuevas posibilidades en el programa, o la modificación de alguno de los segmentos existentes sin necesidad de introducir variaciones en los restantes segmentos ni en los archivos de datos.

4. EXPLOTACION DEL PROGRAMA

La ejecución del programa ha sido pensada para que pueda ser explotado por personal que no tuviese conocimientos previos de informática. Así, un técnico con la lectura del manual era capaz de hacer correr el programa sin dificultad tras una sesión de aprendizaje (1 hora).

Los vehículos con cargas excepcionales o especiales, para su paso por la Autopiesta tienen obligación de ponerse en contacto con el Centro Coordinador. Esta toma de contacto la hacen en muchos casos los propios conductores de los vehículos cuando llegan al área de servicios de Villalba, situada en el PK-42.

En otras ocasiones hay un aviso previo de la empresa transportista en el que se dan instrucciones para que una vez llegados a nuestras instalaciones se pongan en contacto con el Centro Coordinador.

El Centro Coordinador envia un técnico a inspeccionar el vehículo y en función de sus características informa en qué condiciones debe pasar por la Autopista (acompañado de otro coche patrulla, un vehículo de la guardia civil, etc.).

Actualmente, además, si el vehículo tiene un peso total superior a 72 t se hace la comprobación de paso por las estructuras con el programa y se define su condición de paso por ellas.

Por debajo de 72 t se ha comprobado que no existe ningún riesgo y por ello no se efectúa esta comprobación.

El tiempo necesario para realizar la comprobación, una vez conocidos los datos del camión, incluyendo el dedicado a introducir los datos al programa, depende del itinerario que vaya a recorrer, pero para el más largo es de 20 minutos.

El ordenador una vez efectuados los cálculos proporciona un listado donde para cada estructura del itinerario indica la condición de paso y además el coeficiente de seguridad (utilización) con que se efectúa este paso. En la figura 14 se incluye un listado tipo para el trayecto Villalba-San Rafael.

Una vez conocida la condición de paso se disponen los medios necesarios para facilitar el recorrido al camión. Cuando existen restricciones se suele contar con la colaboración de la Guardia Civil.

Para facilitar la localización de las estructuras desde las calzadas, se ha procedido a identificar todas ellas con un cartel que marca su eje, los puntos de comienzo y final cuando no existen juntas superficiales y el tipo de estructuras de que se trata. En la figura 15 se puede apreciar uno de estos carteles.

Este tipo de comprobación se ha comunicado a los transportistas clientes habituales de la autopista los que en algunos casos han facilitado las características de sus transportes tipo para los que se han efectuado las comprobaciones de paso por los distintos itinerarios y se

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

:BERPISTAS

REFERENCIA EJ-001/A

FECHA 12 de Julio de 1983

IDENTIFICACION EJEMPLO DE UTILIZACION

TRAYECTO Villalba - Adanero

DATOS DEL VEHICULO

Vehiculo de 4 ejes de 2 ruedas por eje

Eje	Separacion	Carga
1		15.00
	1.500	
2		18.00
	3.600	
3		20.00
	1.000	
4		20.00

Rueda	Separacion
1	
	2.000
2	

Los coeficientes de seguridad que aparecen en la tabla que figura a continuacion, estan calculados suponiendo las siguientes restricciones

* * * :paso prohibido por la estructura
* * :paso permitido por el centro de la estructura
* :paso libre por la estructura sin posibilidad de adelantamiento
paso sin restricciones

Estructura	P.K.	Coef	Restr
2 L-6	39.932	1.02	
Ponton 3 P-5	40.573	1.00	
Ponton P-8	40.888	1.06	
Puente nro. 1 sobre FFCC Madrid-Irun	41.087	1.21	*
2 L-6	41.591	1.34	*
Puente nro. 3 sobre rio Guadarrama	44.500	1.21	*
2 L-6	44.827	1.33	*
Puente nro. 4 sobre carretera Valle de los Caidos	45.910	1.20	*
Puente nro. 5 enlace Valle de los Caidos	47.450	1.21	*
Puente nro. 6 sobre C-600	47.540	1.21	*
Puente nro. 7 Viaducto La Jarosa	49.560	1.10	
Cruce ds Calzadas puente nro. 8	51.036	1.03	
Puente nro. 9 sobre CN-VI	52.100	1.21	*
Ponton P-10	52.962	1.08	
Viaducto San Rafael	59.300	1.01	
Ponton P-8 R	59.914	1.05	
Puente nro. 10 Enlace San Rafael	60.500	1.19	*
Puente nro. 11 sobre C-603	61.200	1.19	*
Ponton P-8 R	62.715	1.05	
Ponton P-8 R	64.083	1.05	
Viaducto Arenales	65.635	1.10	
Puente nro. 13 sobre CN-VI	67.700	1.19	*
L-6	71.020	1.03	
Viaducto Sotillo	75.218	1.10	
L-6	75.950	1.03	
Viaducto Lavadero	77.698	1.10	
L-6	79.100	1.03	
L-6	82.442	1.03	
H-6	84.010	1.10	
H-6	85.125	1.10	
H-6	87.938	1.10	
Portico	89.325	1.01	
H-6	90.440	1.09	
H-6	90.920	1.10	
H-6	91.670	1.10	
H-6	93.545	1.10	
H-6	94.095	1.13	
H-6	95.025	1.10	
Puente sobre CN-VI	95.828	1.06	
P 5	96.430	1.10	
Puente sobre acceso urbanizacion	97.255	1.31	*
H-6	97.820	1.09	
Puente sobre rio Voltoya	98.047	1.25	*
H-6	99.858	1.10	
H-6	105.132	1.10	
H-6	106.300	1.10	
H-6	107.157	1.10	
Puente sobre CN-403	108.010	1.22	*
H-6	108.334	1.10	

Fig. 14.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 15.

ha provisto del certificado correspondiente a sus vehículos evitando de esa forma demoras en sus viajes a través de la autopista.

Como conclusión del trabajo queremos indicar que si el sistema ha tenido importancia para prevenir en un futuro daños irreversibles en una estructura por una mala operación, se ha mostrado especialmente interesante para sensibilizar al personal de explotación de la Autopista respecto a las limitaciones de uso que tiene toda obra, y para conocer aquéllas que son más sensibles a las sobrecargas y por lo tanto deben ser objeto de unas condiciones más severas de inspección y conservación.

La colaboración entre los técnicos de explotación de Iberpistas y Proes nos ha permitido conocer la realidad de nuestras estructuras, no porque se temiese por su seguridad sino para saber hasta qué punto se las puede exigir en cuanto a condiciones de paso de vehículos excepcionales durante la explotación.

La informática hoy día ha permitido abordar con unos medios accesibles, un problema que hace tan sólo cinco años se hubiera considerado inabordable en cuanto a coste y equipos necesarios.

El siguiente paso que hay que abordar y que está en vías de desarrollo es la instalación de unos detectores en las entradas de la Autopista que capten tanto los pesos de cada uno de los ejes como las distancias entre ellos y separación entre ruedas. Estos datos serán tomados en tiempo real analizados "on line" y se procederá a dar las alarmas pertinentes en caso de que existiese alguna restricción. Evidentemente, un sistema de estas características se instalará con otros fines tales como el estudio y evolución del parque de vehículos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Datos orientativos sobre la evolución de defectos en la construcción, en España

J. A. VIEITEZ CHAMOSA,
Dr. Ing. Ind.
J. L. RAMIREZ ORTIZ,
Dr. Ing. Ind.
Universidad del País Vasco

RESUMEN

Desde hace tiempo se viene echando de menos el poder disponer de datos cuantitativos relativos a la patología de la construcción en el ámbito territorial del Estado. No existen cifras, al menos de carácter general, que permitan relacionar causas con defectos, en diversos materiales y tipos de obra, compararlas con las de otros países o sacar conclusiones correctoras.

Estas circunstancias han llevado a los autores a abordar un detallado estudio estadístico, basándose en 586 informes recopilados de obras con lesiones en su estructura y/o en los cerramientos, que permite ver reflejada en los resultados, la contribución de cada una de las causas posibles de las lesiones al panorama de la patología estructural en España.

En este trabajo se comparan resultados con cifras de estadísticas europeas, se analizan tendencias respecto al aumento o disminución de la problemática con el tiempo y, también, se presentan resultados particularizados a nivel del País Vasco, a partir de 116 casos del colectivo general correspondientes a dicha área.

INTRODUCCION

La importancia social de la construcción y el volumen de su industria justifica el interés de cualquier país por conocer en cada período la calidad de sus edificaciones y su evolución con el tiempo. Una buena manera de alcanzar dicho conocimiento es realizando estudios estadísticos sobre colectivos de obras dañadas.

En diversos países europeos se vienen abordando desde hace algún tiempo estudios de este tipo sobre lesiones en las edificaciones, algunos bastante conocidos, efectuados por diversas entidades públicas y privadas; sobre todo por las compañías de seguros de la construcción.

Del análisis de hechos patológicos, determinando la causa o causas coadyuvantes en los mismos, se pueden extraer enseñanzas en orden a corregir comportamientos futuros, y, en consecuencia, evitar la reproducción de los mismos defectos al poder incidir sobre sus causas determinantes.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

A continuación se expone el método de trabajo adoptado y los límites impuestos para la consecución de un colectivo de 586 casos de patología de la construcción, repartidos por toda la geografía del Estado. Se pretende dar al lector una idea acerca de la naturaleza de dichos informes, su alcance, enseñanzas y conclusiones que de los mismos se pueden extraer.

Como parte fundamental del trabajo se aborda un análisis estadístico cuyos resultados, así como su valoración e interpretación, permiten extraer conclusiones sobre la evolución, causas y localización de las deficiencias de la calidad de nuestras construcciones.

No hay que olvidar, por otra parte, el interés económico que presentan estos temas, en sus múltiples facetas y ramificaciones, incluso antes de llegar a problemas de refuerzos generalizados o de demoliciones imprevistas.

1. CASUISTICA

Las lesiones de las estructuras pueden tener su origen en la propia naturaleza de los materiales de construcción (inestabilidad físico-química) o en las influencias patológicas del medio ambiente que rodea la obra (acciones climáticas, higrotérmicas, etc.).

Los fallos también pueden ser causados por deficiencias en el proyecto, en la ejecución, en la fabricación de los materiales, en la utilización y mantenimiento, o por acciones externas imprevisibles. Este grupo de agentes causales depende fundamentalmente del elemento humano, que o bien interviene en el proceso constructivo, como es el caso del autor del proyecto que concibe y diseña el mismo, el constructor que ejecuta la obra, el fabricante de materiales que elabora los mismos, o bien utiliza el edificio construído, como es el caso del usuario.

Para analizar la problemática de los fallos mencionados, era imprescindible hacer un repaso del estado de la construcción en España, para lo cual se debía extraer una muestra de estructuras dañadas, lo suficientemente amplia para que fuera representativa y además que recogiera fallos repartidos por toda la geográfía del Estado conteniendo estructuras diversas.

Para ello se pensó en acudir a algunas entidades y laboratorios de ensayos y control de obra de nuestro país, depositarios fundamentales de los casos de patología. Se eligieron tres de los más importantes por su volumen de trabajo en este campo y su capacidad técnica disponible para informes de este tipo con abundante producción anual. De esta manera se obtuvieron los 586 casos, base del presente trabajo, de los que 116 corresponden al País Vasco. Aún cuando esta última muestra fuera pequeña pareció de interés a los autores su tratamiento por si del análisis se extraía alguna consecuencia adicional para dicha región.

Incluso a nivel estatal, los informes analizados constituyen con todo una parte pequeña del conjunto de obras con lesiones. Creemos, sin embargo, que puede ser una muestra suficientemente representativa del ámbito de los daños en estructuras y cerramientos, aunque los resultados de su estudio se valoren con cautela, sin pretender un grado de confianza demasiado elevado.

Dado el carácter confidencial de los informes de patología, que no permitía ningún tipo de copia, se optó por grabar en cinta magnética las partes fundamentales de los expedientes, sobre todo las relativas al tipo de obra, naturaleza de la estructura, localización de los daños, manifestación de los mismos, causas y acciones físico-químicas origen de las lesiones. Las descripciones correspondientes a los 586 casos registrados ocuparon una longitud de grabación de 45 horas. Posteriormente la información grabada se transcribió a fichas para su análisis y tratamiento estadístico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Las entidades de control, de cuyos archivos se tomaron datos de informes, fueron el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y el Cemento de Madrid, el Instituto Técnico de Materiales y Construcciones (INTEMAC) de Madrid y los Laboratorios de Ensayos e Investigaciones Industriales "L.J. Torróntegui" (LABEIN) de Bilbao.

2. ANALISIS ESTADISTICO DE UN COLECTIVO DE ESTRUCTURAS DAÑADAS

Para la elaboración de la estadística se tomó como base metodológica un cuestionario como el propuesto por el C.E.B. en su reunión de Budapest, Junio de 1980.

Se establecieron un total de 11 campos para definir y clasificar las obras dañadas; éstos son:

1 Tipo de obra.
2 Naturaleza de la estructura.
3 Localización de lesiones.
4 Manifestaciones de lesiones.
5 Causas de lesiones.
6 Origen de lesiones.
7 Ambiente de la obra.
8 Estimación de costos de reparación.
9 Fecha de inspección.
10 Edad de la obra en el momento de la inspección.
11 Referencia.

Para cada campo se han agrupado los hechos patológicos de acuerdo con sus variables más significativas, constituyendo diversas poblaciones dentro del mismo. Así podrá verse en los cuadros posteriores.

Por razones de comodidad en el manejo de los múltiples datos obtenidos al tratar los 586 casos de patología, se ha procedido a un análisis informático mediante un programa de base de datos para ordenador, en lenguaje Basic, confeccionado siguiendo el sistema de ficheros, por ser un sistema abierto y flexible que permite intercalar nuevos campos o datos sin necesidad de rehacer el programa. Con él se han elaborado cuatro estadísticas designadas con las letras A, B, C y D.

La Estadística "A", da la distribución porcentual de los casos de patología entre las poblaciones de los distintos campos.

La Estadística "B" suministra información sobre las tendencias en la evolución de la patología estructural. El colectivo de datos E (España) queda fraccionado en tres grupos, correspondientes a los años 1969-73, 1974-78, 1979-83. Para cada grupo se determina la distribución porcentual de casos de patología de igual modo que se hizo en la Estadística "A".

La Estadística "C" da el porcentaje de casos de cada campo, condicionado al campo "Causas de las lesiones", que se halla distribuido entre las poblaciones "P" (defectos de proyecto), "E" (defectos de ejecución), "M" (defectos de materiales), "U" (defectos de mantenimiento y utilización) y "N" (acciones naturales e imprevisibles).

La Estadística "D", finalmente, suministra datos del campo "Costos de reparación", interpretados como casos de declaración de "ruina" y "refuerzo", condicionado a los campos "Tipo de obra" y de "Edad del edificio".

Con los datos obtenidos del análisis estadístico mencionado se han preparado los Cuadros 1 y 2. Mediante ellos se pretende suministrar al lector una visión de síntesis de los resul-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

tados, lo cual puede facilitar el valorar e interpretar dichos resultados a la vez que sugerir conclusiones y líneas de actuación.

El Cuadro 1 intenta presentar una panorámica de la valoración de las causas de lesiones en las obras en diversos países europeos en las últimas décadas.

Casi la totalidad de las estadísticas recogidas presentan porcentajes de causas de daños cuya suma es cien, lo cual indica que entre las posibles causas de las lesiones de cada obra dañada se ha elegido aquella más significativa. La estadística realizada para España por los autores del presente trabajo se ha confeccionado contemplando, para cada obra lesionada, todas las causas importantes que dieron lugar al hecho patológico; en consecuencia, la suma de los porcentajes es necesariamente mayor de cien.

Al final del cuadro aparecen los porcentajes medios de cada una de las "causas de lesiones" definidas. Dichos valores medios están basados en los porcentajes reducidos ($\psi = 100$) para las estadísticas cuya suma de porcentajes reales era distinta de cien. Estos valores reducidos tienen interés únicamente cuando se pretende obtener valores comparativos de unas estadísticas con otras. Los porcentajes reales, en cambio, servirán de referencia en los comentarios de resultados.

El Cuadro 2 nos muestra, en un intento de visión sintética, los valores obtenidos en las estadísticas A, B, C y D antes descritas. Se contemplan paralelamente los colectivos (E), colectivo de 586 informes a nivel estatal y (PV), colectivo de 116 informes a nivel de País Vasco.

Como se observará, se han incluído en la 2ª columna de las diversas tablas que componen el Cuadro nº 2 los valores medios del campo "Causas de lesiones", tanto los referidos al colectivo (E) como al (PV). Ello tiene por objeto permitir una rápida comparación de dichos valores medios con los que aparecen en las columnas siguientes y que hacen referencia a otros campos condicionados al campo "Causas...".

3. VALORACION E INTERPRETACION DE RESULTADOS

Estadísticas internacionales - Cuadro 1

Los estudios estadísticos sobre patología estructural existentes en los países europeos a que antes se ha aludido, son más bien escasos, y los existentes muestran diversas metodologías a la hora de manipular la información.

Los colectivos de datos recogidos en el Cuadro 1 van en general más allá de lo que son estructuras y cerramientos, al incluir lesiones como las derivadas de las instalaciones y servicios sanitarios, acústica, etc.; en consecuencia, las comparaciones con los resultados del presente trabajo deben ser consideradas únicamente a título orientativo.

De la comparación de los valores medios de dichas estadísticas con las obtenidas por los autores resulta una buena concordancia general, tanto en los colectivos (E) como en el (PV). Destaca si cabe el menor valor relativo de la incidencia del proyecto en el colectivo (PV).

Aunque ya van siendo paulatinamente conocidas, no dejará de sorprender a muchos que en los casos de patología estructural en nuestro país el Proyecto tenga responsabilidad en un 51,5 por 100 de los casos, la Ejecución en el 38,5 por 100, los Materiales en el 16,1 por 100 y la Utilización en el 13,5 por 100.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

CUADRO 1

UBICACION	PERIODO	Nº CASOS	CAUSAS DE LESIONES					
			P %	E %	M %	U %	N %	%
G. BRETAÑA I	Hasta 1974	510	58,0	35,0	12,0	11,0	2,0	118
G. BRETAÑA I (% reducidos)	Hasta 1974	510	49,1	29,6	10,1	9,3	1,7	100
G. BRETAÑA II	1970-1974	–	49,0	29,0	11,0	10,0	1,0	100
R.F. ALEMANA	1970-1980	1.576	40,1	29,3	14,5	9,0	7,1	100
RENANIA DEL NORTE WESTFALIA	Hasta 1978	481	40,5	28,8	15,0	9,6	6,1	100
BELGICA I	1974-1976	1.200	49,0	22,0	15,0	9,0	5,0	100
BELGICA II	1976-1978	1.800	46,0	22,0	15,0	8,0	9,0	100
DINAMARCA	1972-1977	601	36,6	22,2	25,0	8,7	7,5	100
YUGOSLAVIA	1976-1978	117	34,0	24,2	21,6	12,2	8,0	100
FRANCIA	1968-1978	10.000	37,0	51,0	4,5	7,5	–	100
HAMBURGO	Hasta 1978	95	40,3	29,0	14,8	9,2	6,7	100
BELGICA III (SECO)	Desde 1958	1.350	54,0	29,0	5,0	11,7		100
RUMANIA	1971-1978	832	37,8	20,4	23,1	10,6	8,1	100
PAIS VASCO (Autores)	1969-1983	116	41,4	38,8	20,7	12,9	6,0	120
PAIS VASCO (% reducidos)	1969-1983	116	34,5	32,3	17,2	10,7	5,0	100
ESPAÑA (Autores)	1969-1983	586	51,5	38,5	16,2	13,5	4,1	123,7
ESPAÑA (% reducidos)	1969-1983	586	41,2	31,1	13,0	10,9	3,2	100
VALORES MEDIOS SOBRE (% reducidos)	–	–	42,4	28,1	14,6	9,5	6,2	–

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Estadísticas parciales por campos - Cuadro 2

Los resultados del Cuadro 2 los analizaremos siguiendo el orden de colocación de los distintos campos en el mismo.

Respecto al campo "Causas", el más importante, los resultados quedan reflejados en la columna segunda del Cuadro 2. Destaca el alto valor de participación de responsabilidad del *proyecto* con un 51,5 por 100 en (E) y el 41,4 por 100 en (PV), así como la diferencia significativa de dichos valores en ambos colectivos. Del 51,5 por 100 en (E), el proyecto fué el único responsable en el 31,0 por 100 de las obras dañadas, mientras que en un 20,5 por 100 su responsabilidad fué compartida.

Los fallos debidos a la *ejecución*, que en el colectivo (E) significan un 38,5 por 100, son debidos únicamente a la ejecución en un 18,7 por 100, siendo el resto responsabilidad compartida.

En los defectos de *materiales* destaca el colectivo (PV) con un 20,7 por 100 de casos, frente al 16,2 por 100 del colectivo (E).

Las tendencias que se advierten en el campo "Causas de lesiones", aunque no indicadas en el Cuadro 2, son también reveladoras, mostrando tendencias crecientes según nos acercamos a la fecha actual para los fallos de proyecto, materiales, utilización y acciones naturales, y decreciente nítidamente para los defectos de ejecución.

CUADRO 2-I

ESTADISTICAS		VALORES MEDIOS DE LOS COLECTIVOS (E) y (PV)*		TIPO DE OBRA							
				EDIFICIOS DE VIVIENDAS		EDIFICIOS DE ENSEÑANZA		EDIFICIOS INDUSTRIALES		OTROS EDIFICIOS**	
		E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV
A		–	–	40,1	55,0	17,2	4,9	11,7	14,6	19,5	16,3
B		1969 - 73 1974 - 78 1979 - 83		46,0 38,5 38,5		13,6 16,8 20,5		13,6 11,0 11,5		16,5 21,2 12,5	
C	P %	51,5	41,4	47,6	37,6	56,4	60,4	54,7	52,7	49,2	42,3
	E %	38,5	38,8	33,0	42,2	43,6	18,6	39,3	41,0	41,0	45,3
	M %	16,2	20,7	24,0	26,5	10,4	18,6	10,2	11,6	12,3	4,9
	U %	13,4	12,9	–	–	–	–	–	–	–	–
	N %	4,0	6,0	–	–	–	–	–	–	–	–
D	REF. %	25,2	26,7	19,9	13,9	25,46	18,0	29,0	40,9	–	36,0
	RUI %	8,3	10,3	4,7	9,2	4,63	–	18,8	23,4	–	4,8

* E (España) PV (País Vasco)

** Edificios comerciales, culturales, hoteleros, deportivos, etc.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

CUADRO 2-II

Estadísticas		Valores medios de los colectivos (E) y (PV)		NATURALEZA DE LA ESTRUCTURA													
				Estructura de H.A. y muros de carga		Estructura de H.A. y forjado unidirec-cional		Estructura de H.A. y forjado bidirec-cional		Soluciones a base de vigas planas		Estructura de hormigón pretensado		Estructura metálica		Estructura mixta	
		E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV
A		–	–	5,4	0,8	68,0	82,7	2,9	0,0	0,2	0,0	2,7	0,0	7,6	7,7	7,0	1,7
B		1969-73 1974-78 1979-83		3,6 6,9 5,0		67,6 66,8 71		5,0 1,6 3,0		2,1 1,2 0,5		5,0 2,4 1,5		12,2 8,1 4,0		5,0 8,1 7,0	
C	P %	51,5	41,4	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	E %	38,5	38,8	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	M %	16,2	20,7	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	U %	13,4	12,9	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–
	N %	4,0	6,0	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–

CUADRO 2-III

ESTADISTICAS		Valores medios de los colectivos (E) y (PV)		MANIFESTACIONES DE LESIONES													
				Lesiones en la cimentac.		Lesiones en pilares		Lesiones en vigas		Lesiones en forjados		Lesiones en tabiquería		Lesiones en cerra-mientos		Lesiones en cubierta	
		E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV
A		–	–	19,0	18,0	13,6	14,6	23,9	13,8	25,6	13,8	15,3	6,9	22,3	22,4	16,2	13,0
B		1969-73 1974-78 1979-83		13,6 13,1 15,5		20,1 11,0 12,5		35,2 21,7 19,0		25,1 30,3 20,5		12,2 15,5 17,5		23,7 22,1 22,0		15,7 15,5 17,5	
C	P %	51,5	41,4	50,2	54,5	34,5	23,5	52,8	56,2	59,3	50,0	73,3	62,0	54,9	50,0	65,2	46,1
	E %	38,5	38,8	22,3	27,2	43,3	41,4	42,8	43,7	37,3	43,7	22,2	11,6	33,6	26,9	46,3	46,1
	M %	16,2	20,7	7,8	13,6	33,8	35,3	11,2	5,8	15,3	12,5	1,9	0,0	12,9	23,0	6,3	6,1
	U %	13,4	12,9	16,8	13,6	12,5	17,1	12,5	12,3	6,6	18,1	3,2	0,0	12,9	11,5	10,5	13,2
	N %	4,0	6,0	4,2	13,6	1,4	0,0	4,2	5,8	11,3	18,1	16,6	37,5	5,8	0,0	2,0	0,0

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

CUADRO 2-IV

Estadísticas		Valores medios de los colectivos (E) y (PV)		MANIFESTACION DE LAS LESIONES COMO													
				Deformaciones		Fisuras		Falta de estanquidad		Corrosión de armaduras		Baja resistencia del hormigón		Desprendimientos y desconchones		Hundimientos	
		E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV
A		–	–	12,6	7,0	59,2	37,9	8,0	12,0	7,3	9,5	9,7	16,4	10,5	15,5	5,6	6,9
B		1969-73 1974-78 1979-83		8,6 ↑ 11,8 16,5		69,0 59,8 52,5 ↓		7,9 ↑ 7,3 9,0		3,5 ↑ 7,7 9,5		10,7 7,7 ↓ 11,5 ↑		7,9 ↑ 10,6 12,5		7,2 6,5 3,5 ↓	
C	P %	51,5	41,4	73,3	61,4	58,7	59,1	51,0	35,7	32,8	27,2	18,5	10,3	46,0	40,0	51,5	50,0
	E %	38,5	38,8	37,3	37,1	35,6	31,6	52,5	35,7	60,4	36,3	20,6	26,2	50,4	40,0	48,2	62,5
	M %	16,2	20,7	2,3	0,0	11,1	4,5	15,0	21,4	13,6	8,4	68,4	63,1	10,4	16,5	5,3	0,0
	U %	13,4	12,9	9,5	11,4	11,3	15,8	21,2	14,1	44,2	45,4	10,3	15,8	23,8	28,0	8,9	0,0
	N %	4,0	6,0	3,9	0,0	3,8	11,3	0,0	0,0	9,5	8,4	3,0	0,0	4,7	5,3	5,3	0,0

CUADRO 2-V

ESTADISTICAS		Valores medios de las estadísticas (E) y (PV)		ORIGEN DE LAS LESIONES EN							
				Cargas		Acciones climáticas		Acciones hidrotérmicas		Acciones químicas	
		E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV
A		–	–	10,0	6,9	7,0	9,5	27,2	17,2	11,0	11,2
B		1969-73 1974-78 1979-83		10,0 ↑ 11,0 9,0 ↓		7,2 6,9 7,0	–	27,3 28,7 26,0 ↓		6,4 ↑ 14,2 18,5	
C	P %	51,5	41,4	55,9	49,2	56,0	45,4	60,6	45,0	21,8	7,7
	E %	38,5	38,8	22,0	36,2	39,0	35,7	41,8	40,0	48,4	15,3
	M %	16,2	20,7	10,0	11,6	7,1	8,4	15,0	20,0	28,1	15,3
	U %	13,4	12,9	33,8	0,0	18,5	27,2	7,3	9,8	39,0	61,5
	N %	4,0	6,0	3,0	0,0	7,1	8,4	2,9	4,6	11,8	30,7

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Respecto del campo "Tipo de obra" (Cuadro 2-I), y centrándose en el colectivo (E), los *edificios de viviendas* son los de mayor incidencia, 40,1 por 100, seguidos de los edificios de enseñanza, 17,2 por 100, y los industriales, 11,7 por 100.

La problemática que presentan los edificios de viviendas y enseñanza es muy distinta en cuanto a responsabilidades de los fallos atribuíbles al proyecto y materiales, según se deduce de la observación del Cuadro 2-I. Hay un hecho que favorece la calidad de los materiales de los edificios escolares y es que al pertenecer al sector público la Administración exige lo estipulado en la normativa vigente, en cuanto a presupuesto dedicado al control de calidad de materiales, marcas, sellos, D.I.T., etc., y control de obra de los mismos (control de hormigones, cerámicos, instalaciones, etc.). Parece que el resultado es eficaz si se compara con la incidencia de los materiales en el sector vivienda, con una baja calidad del control al resultar prácticamente voluntario.

En cuanto a los *edificios industriales* la alta incidencia del proyecto como responsable de daños, un 54,7 por 100 en (E), así como la fuerte incidencia de las declaraciones de "ruina" y "refuerzo", se justifica si tenemos en cuenta que este tipo de edificios suelen estar sometidos a condiciones de trabajo más duras que en el caso de viviendas. Los problemas de sobrecargas, vibraciones, choques, ambientes especialmente agresivos, etc., son ejemplos de la problemática específica de estas construcciones. Ante un proyecto deficiente y/o una ejecución descuidada, las causas mencionadas ven multiplicada su acción agresiva, dando como resultado el envejecimiento prematuro del edificio, o incluso la ruina del mismo en un período corto de tiempo.

Respecto al campo "Naturaleza de la estructura", (Cuadro 2-II), ésta es en la mayoría de los casos, 68,0 por 100 en (E), de *hormigón armado y forjado unidireccional.* Sólo en un 7,6 por 100 de los casos la estructura es *metálica.* Las restantes soluciones estructurales presentan porcentajes pequeños.

Respecto al campo "Localización de lesiones", (Cuadro 2-III), la incidencia del proyecto es mayor de la media en *forjados* y menor en *pilares* al referirnos al colectivo (E). En cuanto a la ejecución ocurre lo contrario. Destaca la fuerte incidencia de los materiales en las lesiones de pilares, con un 33,8 por 100, frente al valor medio del 16,2 por 100, cuestión lógica por otra parte.

En las lesiones de *cubiertas, cerramientos* y *tabiquería,* el proyecto da valores de participación superiores a los medios, mientras que los materiales y utilización influyen escasamente. La ejecución está por encima de los valores medios en cubiertas y por debajo en los demás.

Respecto del campo "Manifestación de lesiones", (Cuadro 2-IV), las *fisuras* son las más frecuentes con una presencia del 59,2 por 100 en el colectivo (E). En los episodios de *hundimientos* (5,6 por 100) la ejecución es responsable con valores muy por encima de la media. Los materiales y utilización influyen escasamente y el proyecto en proporción normal.

En los problemas de *falta de estanquidad y corrosión de armaduras,* hay una incidencia acusada de la ejecución y utilización, que presentan valores muy por encima de la media de su presencia en la globalidad de los problemas.

Los problemas de *deformaciones excesivas* están relacionados lógicamente con los fallos en tabiquerías y al igual que en ellas es el proyecto el principal responsable, con incidencia muy superior a la media.

Respecto al campo "Origen de lesiones", (Cuadro 2-V), queremos destacar únicamente cómo los problemas originados por *acciones químicas* tienden a crecer de forma importante según nos acercamos a la fecha actual, y cómo hay un aumento de responsabilidad de estos problemas en la ejecución, en los materiales y, sobre todo, en la utilización.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Cuadro 2-VI

ESTADISTICAS		Valores medios de las estadísticas (E) y (PV)		Ambiente de la obra								Estimación costos			
				Seco		Húmedo		Marino		Especialmente agresivo		Declaración de ruina		Necesidad de refuerzo	
		E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV	E	PV
A		–	–	49,1	23,2	25,9	71,5	18,2	1,7	3,0	4,3	8,3	10,3	25,2	26,7
B		1969-73 1974-78 1979-83		45,3 ↑ 52,0 49,0 ↓		33,0 ↓ 22,5 32,5 ↑		16,5 ↑ 22,1 15,0 ↓		2,8 ↓ 2,0 4,5 ↑		9,3 9,0 7,0 ↓		33,0 ↓ 18,4 28,0 ↑	
C	P %	51,5	41,4	53,8	29,6	46,7	47,0	55,1	47,0	16,6	0,0	48,9	41,6	54,0	45,1
	E %	38,5	38,8	39,6	55,5	39,4	36,1	34,5	0,0	24,2	0,0	42,1	50,0	35,1	29,0
	M %	16,2	20,7	15,4	29,7	15,0	18,0	19,7	0,0	15,1	18,6	18,0	8,3	16,2	16,1
	U %	13,4	12,9	10,0	7,3	3,4	12,0	10,9	47,0	60,6	60,0	8,4	8,3	11,5	25,8
	N %	4,0	6,0	2,6	3,4	5,0	17,1	2,7	47,0	30,3	60,6	9,6	8,3	4,7	9,3
EDAD DE LA OBRA, AÑOS	0-2	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	51,0	41,6	56,7	51,6
	0-5	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	54,2	50,0	67,5	64,5
	0-10	–	–	–	–	–	–	–	–	–	–	65,0	58,4	72,2	70,9

Respecto al campo "Estimación de costos", (Cuadro 2-VI), debemos indicar que a partir de la información recogida no fué posible hacer una valoración de los costos de patología registrada, pero, a grandes rasgos, puede enjuiciar su importancia relativa la calificación de *ruina* o de necesidad de *refuerzo*.

Las declaraciones de ruina suponen en el colectivo (E) un 8,3 por 100 y los refuerzos un 25,2 por 100.

En las declaraciones de ruina tienen incidencia destacada los materiales y ejecución, mientras que en las obras necesitadas de refuerzo la tiene el proyecto.

Es interesante destacar cómo el 51 por 100 de las declaraciones de ruina y el 56,7 por 100 de los refuerzos, se efectuaron durante los dos primeros años de vida de la obra, y que el 65,0 por 100 de las declaraciones de ruina y el 72,2 por 100 de refuerzos tuvieron lugar durante el período decenal. El 20,4 por 100 fueron dañadas durante la misma construcción de la obra o recién concluída.

Resulta muy ilustrativo, finalmente, el estudiar la tendencia creciente o decreciente de cualquier problema en las cifras correspondientes a la estadística B, lo que además se simboliza por medio de flechas indicativas.

***

Esperamos que los datos aportados en este trabajo, de los que sin duda el lector vinculado al campo de la construcción podrá extraer conclusiones más allá de las anteriormente indicadas y añadir datos a sus intuiciones y experiencia, puedan servir como una aportación a la concreción de algunos problemas y estimule a todos los actores en el campo de la construcción a la búsqueda de soluciones y mejoras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Sobre el comportamiento en el tiempo de construcciones pretensadas de hormigón

Dieter Jungwirth
Rolf Urmetzer
Drs. Ings. DYWIDAG

1. INTRODUCCION

Comparado con la roca natural, la madera o el acero, el hormigón pretensado con aproximadamente 100 años de antigüedad es un material de construcción relativamente joven. El boom de la construcción tras la II Guerra Mundial y el gran incremento del tráfico abrieron el camino a la construcción en hormigón pretensado, más económico, en unos tiempos de carencia de materiales.

En la actualidad, el 60 por 100 de los puentes de la red federal de carreteras de la R.F.A. es de hormigón pretensado (tabla 1) (1). En forma de viga, se salvan luces de hasta 250 m y hasta 400 m con soluciones de cables atirantados (fig. 1).

Tabla 1: Inventario de puentes y su superficie dentro de la red de carreteras federales en 1.980 según tipos de construcción (1).

	Unidades	%	millones m^2	%
Hormigón pretensado	8.328	31	11,29	63
Hormigón armado	15.783	57	3,90	22
Construcción mixta	425	2	0,72	2
Construcción metálica	2.775	10	1,91	11

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

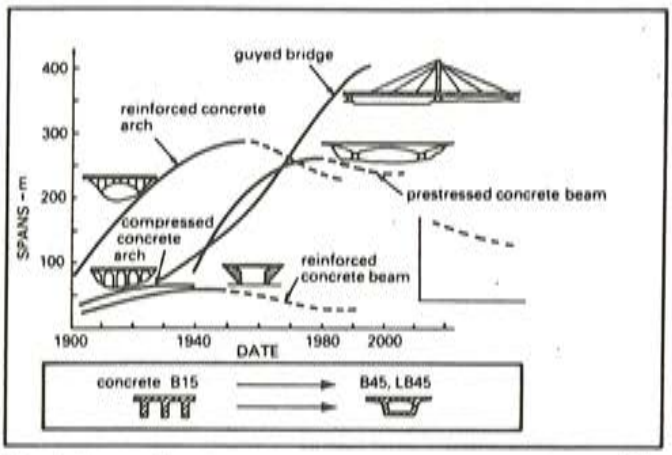


Fig. 1. Evolución de las luces en el transcurso del tiempo. (2)

No faltaron los siniestros en la construcción, sobre lo que los medios de difusión y la prensa especializada informaron, en parte, espectacularmente. Sobre esto cabría mucho que decir en cada caso en particular. Limitémonos a las siguientes consideraciones:

a) No existe el desarrollo sin reveses. Los siniestros indican los límites de lo realizable. Su frecuencia marca la pauta del progreso. El riesgo de siniestros tiene que ser incluído al contemplar el coste general. Los costes de diseño, materiales, mano de obra, maquinaria, riesgos de ejecución, mantenimiento, así como demolición y nueva construcción, tienen que ser reducidos al mínimo.

b) El ahorro de materiales y su mejor aprovechamiento, citados ya como ventaja, se transforman en inconvenientes, cuando se pretende diagnosticar los defectos muy pronto, y, en consecuencia, los conocimientos sobre ellos van detrás del progreso de la construcción. Por consiguiente debe ser del interés de todos los que intervienen en la construcción, el intercambiar las experiencias con la mayor honestidad y rapidez posibles. Para determinar las influencias a largo plazo es preciso reflexionar cada cierto tiempo sobre los métodos constructivos y de ejecución.

c) El número relativamente reducido de daños, producidos generalmente por la coincidencia accidental de varios factores desfavorables, se debe a los tres tipos de causas siguientes que se interfieren en parte:

I Diseño
- a) Planificación y proyecto.
- b) Cálculo y construcción de detalles.

II Ejecución de la obra
- a) Tecnología deficiente.
- b) Ejecución deficiente por errores humanos.

III Utilización
- a) No consideración, durante la fase de proyecto, de posibles variaciones de las cargas de tráfico o de las consecuencias del empleo de sales de deshielo, por ejemplo.
- b) Escasez de sistemas de alarma en las estructuras de responsabilidad, que permitan detectar oportunamente los daños y evitarlos.

La distribución porcentual de daños (número) para los grupos citados, según las investigaciones más recientes (3) es de 40 : 50 : 10; donde el grupo III presenta una tendencia ascendente. En esta estadística se han incluído las observaciones realizadas fuera de la R.F.A. y en obras propiedad del Estado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

d) Los conocimientos del sector de la construcción en hormigón pretensado, a este respecto, pueden aplicarse análogamente a todos los demás materiales y otros tipos de estructuras.

2. LOCALIZACION DE LOS DAÑOS, ANALISIS, REPARACION, PREVENCION

Un estudio detenido sobre los métodos de construcción en hormigón pretensado conduce a la consideración de 4 etapas:

I Localización de los daños (diagnóstico)
II Análisis de los daños (anamnesis)
III Reparación de los daños (terapia)
IV Prevención de los daños (profilaxis).

2.1. Localización de daños

Pese a una cantidad de información cada vez mayor, no resulta fácil encontrar datos sobre el tipo de daño, frecuencia y magnitud de los mismos.

Muchos daños no han sido detectados todavía ya que por aducidas razones de coste, no es aún frecuente en las ingenierías efectuar una vigilancia o inspección de las estructuras. Esta vigilancia sería muy importante para reconocer oportunamente los defectos antes de que se produzcan daños mayores: "impedir el comienzo".

En la red federal de carreteras alemanas, el coste anual de vigilancia se eleva a más o menos el 1 por 100 del valor de la obra nueva. Se dispone de suficientes medios auxiliares para un diagnóstico no destructivo según la táctica del "paso a paso". Estos van desde el registro de grietas, el pegado de bandas de vidrio, la determinación de la carbonatación y cloruros, ultrasonidos, rayos X, técnica de perforación, hasta el método del vacío y endoscopia. Para completar éstos, citaremos los finos análisis de vibraciones para la comprobación de alteraciones del sistema y las mediciones del potencial en aceros de armado corroídos.

2.2. Tipos de daños y causas

Para no extendernos citaremos únicamente los tipos de daños y causas principales, desglosadas en los tipos anteriormente citados.

I En la fase de proyecto:

- Insuficiente valoración de los esfuerzos a cortadura;
- El problema de las juntas;
- Incorrecto trazado de los tendones de pretensado;
- Cálculo erróneo de la influencia de la temperatura;
- Construcción de masas mínimas;
- Inadecuado sistema de drenaje (fig. 2).

II En la ejecución de la obra:

- Problemas por un recubrimiento deficiente de hormigón, compactación y tratamiento ulterior;
- Aditivos inadecuados del hormigón;
- Deficiencias en la técnica de inyección e impermeabilización;
- Daños en juntas y apoyos;
- Falta de control de calidad;

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

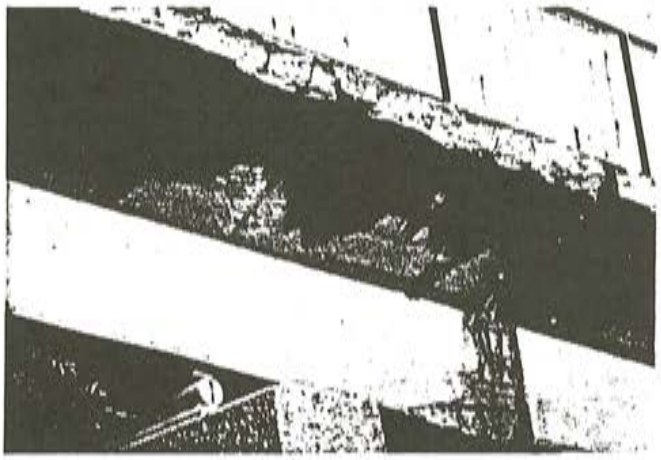


Fig. 2. Daños producidos por un drenaje no diseñado correctamente.

III En la utilización:

- Sales de deshielo (hasta 2 kg/m² en invierno) e influencias ambientales;
- El incremento de la carga por tráfico e intensidad del tráfico;
- Vigilancia deficiente (la catedral de Colonia no existiría ya, si no fuera vigilada y cuidada).

2.3. Del análisis de los daños a la terapia

Antes de aplicar la terapia adecuada de mantenimiento, es preciso subsanar en lo posible la causa del daño y comprobar el grado de deterioro del material en función del tiempo. Por ejemplo, la fig. 3 (3) muestra, de forma simplificada, la dependencia de la resistencia a la fatiga con respecto de la entalladura por corrosión. En el caso de los daños por corrosión, se trata de un problema estadístico, en cuanto hasta qué punto se dan en realidad condiciones para la corrosión o corrosión bajo tensión.

Como paso siguiente, ha de estimarse el estado de fuerzas interiores, con el fin de, tras la comparación con la capacidad portante del material dañado, determinar el refuerzo eventualmente requerido.

Como refuerzo se han empleado: tendones adicionales de pretensado para flexión y cortadura, refuerzos con elementos de hormigón armado o pretensado adicionales, así como zunchos de acero pegados. Con frecuencia bastan también terapias sencillas, tales como:

- El sellado
- La inyección de fisuras (fig. 4)
- El saneamiento de los puntos de corrosión
- La inyección bajo vacío si es preciso, mediante resinas especiales (fig. 5).

pero que tienen que ser realizadas por manos expertas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

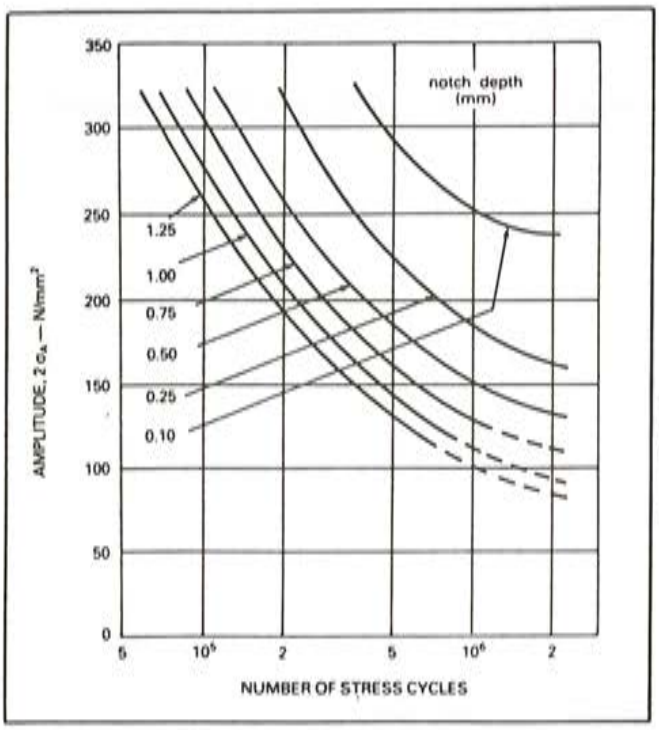


Fig. 3. Dependencia de la resistencia a fatiga con relación a la profundidad de entalladura en acero de pretensado St. 110/125.

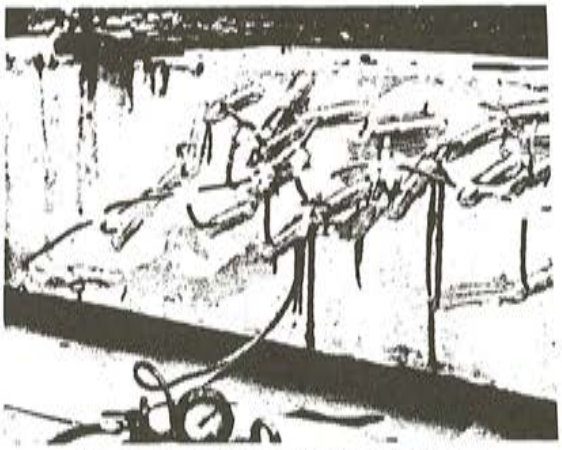


Fig. 4. Ejemplo de inyección de grietas.

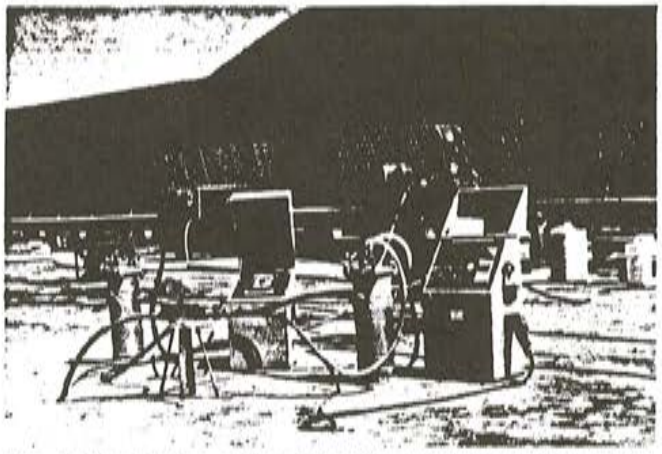


Fig. 5. Dispositivos para la inyección por vacío para la reparación de vainas de tendones mal inyectados.

En la red de carreteras federales de Alemania, sobre la cual se dispone de suficiente información estadística, corresponden por año (4) a la subsanación de daños de mayor importancia el 0,1 por 100, y a mantenimiento el 1,5 por 100 (del cual el 50 por 100 aproximadamente va destinado al saneamiento y renovación de la capa de rodadura), referido al capital invertido, por valor de:

$$2.000\ DM/m^2 \times 17{,}8 \times 10^6\ m^2 - 35.000\ millones\ DM$$
$$(114.000\ Pts/m^2 \times 17{,}8 \times 10^6\ m^2 - 2\ billones\ de\ Pts)$$

lo que equivale aproximadamente a 500 millones de marcos por año (unos 28.500 millones de Pts/año).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. CONCLUSIONES PARA FUTURAS CONSTRUCCIONES

3.1. En la fase de proyecto ¿qué exigencias, resumidas en pocas palabras, han de imponerse además de la función y estética al proyecto y construcción?:

- En primer lugar es necesario establecer con precisión las exigencias impuestas a la estructura.
- Tiempo de preparación suficiente (la obra debe cumplir al fin y al cabo durante 50 - 100 años su objeto).
- No un sistema en cadena, sino un sistema en paralelo con una capacidad portante reconocible y reservas dentro del sistema (fig. 6).
- Preguntarse ¿qué pasa si....?
- Mantener alejadas las aguas.
- Ser realizable.

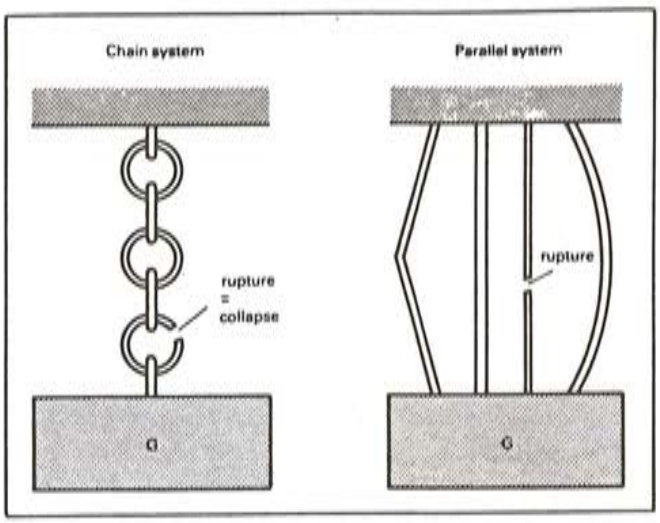


Fig. 6. Comparación entre el sistema en cadena y el sistema en paralelo.

El que sea realizable quiere decir no solo que los elementos de construcción sean manualmente realizables con el personal disponible; deben intervenir también las ideas de la producción industrial y de procesos de trabajo del mismo tipo, en lo posible con independencia de las condiciones atmosféricas, tal y como se presentan en la construcción por empujado o dovelas sucesivas.

Así por ejemplo, el puente sobre el Danubio en Metten (fig. 7) (5), construído por dovelas sucesivas, constituye un buen ejemplo a este respecto. Constituído por dos esquemas estructurales en principio no deseados por la propiedad, tablero continuo volando en ambos sentidos y accesos, utilizando los puntos de vista actuales, surgió una solución óptima. Así es como se desea proceder también en el futuro.

La moderna construcción por elementos constituídos por segmentos prefabricados, en los que las juntas no atravesadas por armadura pasiva se unen entre sí por medio de potentes tendones de pretensado, es considerada en el extranjero como un desarrollo más bien deficiente, pero mejorable. Nuestras especificaciones, según las cuales somos medidos fuera de Alemania, no permiten ésto en modo alguno y dificultan así la competitividad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

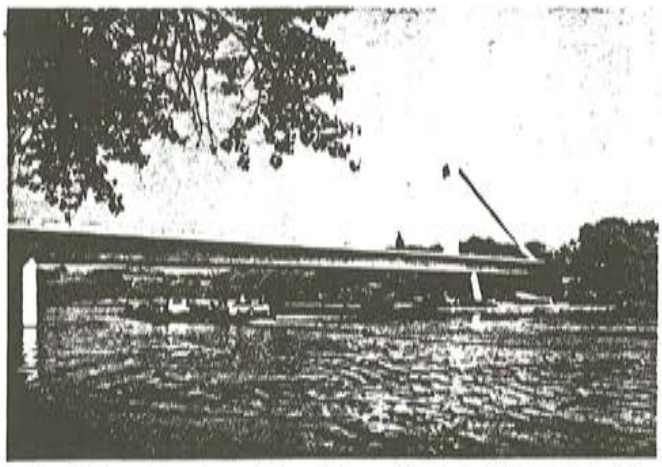


Fig. 7. Puente sobre el Danubio en Metten (Alemania). (5)

Para el dimensionado han de tenerse en consideración los siguientes principios:

- Especificaciones claras y comprensibles.
- Prestar atención a los puntos donde el momento de cálculo sea igual a cero; considerar el gradiente térmico.
- Valoración más exacta de las acciones: por ejemplo, reducción del esfuerzo de tracción Z_v en la armadura activa,

$$0.9 \times k \times Z_v$$

  donde el primer coeficiente (0,9) tiene en cuenta la imprecisión del valor del rozamiento, y el segundo (k), la pérdida por fluencia y retracción, más importante en las juntas.
- Comprobación adecuada a fisuración (la verificación de las tensiones rige únicamente como ayuda orientativa para el constructor), para estimar la probabilidad de que se produzcan grietas en el estado de utilización, determinante del comportamiento a largo plazo; aunque por lo demás sea una estimación imprecisa.
- Comprobación de la fatiga o verificación de la resistencia en servicio según el estado II.
- Los sistemas de celosía, elegidos en base al desarrollo de las fuerzas según la teoría E, contribuyen a crear conceptos de dimensionado claros.

La norma alemana sobre hormigón pretensado DIN 4227, partes 1 a 6, fue revisada incluyéndose la detección de daños. Igualmente fue revisada la norma de carga 1072.

Pese a estas ampliaciones se procura no dar rigidez a las normas, hacerlas más comprensibles, estimular a pensar y a no frenar el desarrollo ulterior.

3.2. En la ejecución. Tecnología constructiva

El espacio no es suficiente como para entrar en los múltiples detalles tecnológicos de la construcción futura tales como:

- La resistencia a las heladas (con poros de aire, Kleenopor, bolas de cera, etc., probada en multitud de ensayos).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

– La emigración de los iones de cloruro (el mecanismo de enlace no está aclarado aún definitivamente).

– Curado.

– Recubrimiento de hormigón, influencias superficiales, etc.

Todos estos aspectos están relacionados con la durabilidad y con la protección contra la corrosión, aunque al respecto, la influencia de las sales de deshielo no tiene en España la misma importancia que en regiones más frías.

Una deficiencia considerable es la falta del cumplimiento de los valores mínimos especificados del recubrimiento de hormigón de la armadura pasiva. Con este fin se han elaborado hojas de instrucciones con datos sobre separadores en función del elemento de construcción y diámetro de las barras. En caso necesario, es preciso tener en consideración además las tolerancias dimensionales y de radio de doblado de las armaduras.

Al aumentar las influencias ambientales agresivas, es preciso elevar la compacidad y el recubrimiento del hormigón, lo que, por otra parte, influye desfavorablemente en la formación de fisuras. El recubrimiento de hormigón de la pila principal del puente de Metten sobre el Danubio, incluso en la zona de protección contra choques, se aumentó hasta 7,5 cm, habiéndose previsto por ésto una armadura superficial distribuidora de las fisuras (5) (fig. 8). Si la contaminación por cloruros en la zona más afectada por las salpicaduras, penetra hasta cierta profundidad, puede picarse esta capa y sustituirse.

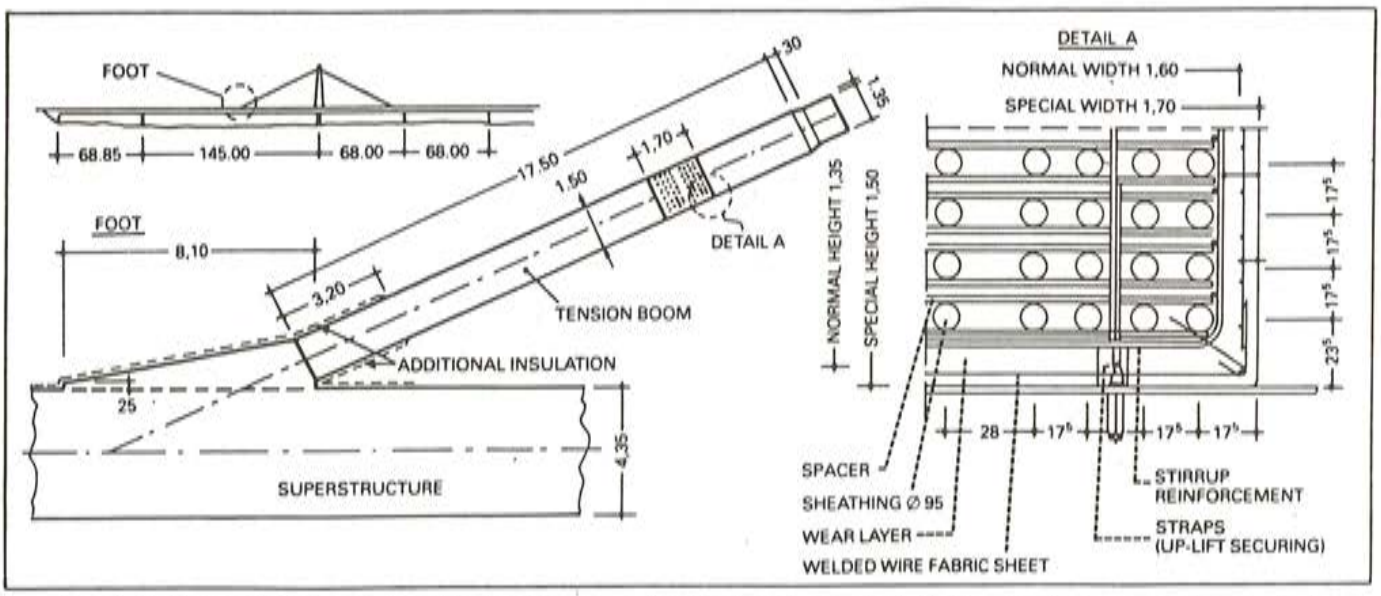


Fig. 8. Protección antichoque y contra la corrosión en los tirantes del puente de Metten, mediante un recubrimiento de hormigón de 7,5 cm y armadura superficial. (5).

Es preciso mejorar los aislamientos de las calzadas; sin embargo, si se parte de la base de que éstos no son aún impermeables y el recubrimiento de hormigón no es suficiente, la única solución sería la armadura protegida contra la corrosión. En Estados Unidos hace años que se instalan armaduras con un recubrimiento epoxi. Se encuentran disponibles tendones protegidos contra la corrosión por ejemplo en forma de cordones engrasados con protección de polietileno. Recordando la idea de los sistemas en paralelo, el ingeniero tendrá que continuar ocupándose también en el futuro del desarrollo de aislamientos seguros para las calzadas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Otros puntos problemáticos son:

- Las escotaduras o cajetines (5).
- La protección temporal contra la corrosión del acero de pretensado.
- La aplicación de la fuerza de pretensado (6).
- La técnica de inyección (7).
- El desarrollo del acero de pretensado.
- Los anclajes.

Debe tenderse hacia soluciones buenas y no hacia las prohibiciones, tan sólo porque hasta el presente la calidad de la ejecución haya sido mala. Las aberturas o cajetines permiten con frecuencia una buena disposición constructiva del anclaje del tendón.

Sobre la protección temporal contra la corrosión (tabla 2) se ha de decir que, aunque evitable por medio de una planificación racional, contribuye a evitar los daños previos como por ejemplo en el caso de retrasos imprevistos en la construcción, y con ello el peligro de las roturas diferidas del acero de pretensado. La protección contra la corrosión puede ser necesaria también para los accesorios (por ejemplo para evitar el aumento del rozamiento como consecuencia del óxido y el fallo de la capacidad portante con la cuña oxidada).

Tabla 2: Protección temporal contra la corrosión, requisitos

- Tolerabilidad para el acero de pretensado.
- Fácil aplicación (por ejemplo inmersión).
- Autorregenerativa en caso de lesión.
- Post-dosificable (detector).
- Mantener una protección activa contra la corrosión ulterior.
- Reducción de la adherencia o protección contra la corrosión eliminable.

Son necesarios los estudios de ajuste de los coeficientes de rozamiento aparentes máximos y mínimos para los tendones largos con una fuerte curvatura.

Esto es debido a la sensibilidad de la función Z al aumentar el exponente de la función e. Además, dependiendo de la distribución de las pérdidas por rozamiento en el sistema, no siempre es posible relacionar la fuerza de pretensado con el alargamiento obtenido (6). Algunos problemas en las juntas de acoplamiento son atribuíbles a ésto. Tanto más importante resulta, pues, llevar a cabo oportunamente un estudio de la sensibilidad en la oficina de proyectos.

Así pueden tomarse a tiempo medidas tales como:

- Un trazado más idóneo del tendón.
- Reservas de tensión para prever una posibilidad de retesado.
- Vainas vacías, etc.

La tecnología de la inyección ha realizado grandes progresos por la mejora de los procedimientos, de los equipos y del mortero. La tendencia al asentamiento en el caso de tendones grandes, el efecto de drenaje en cordones y tendones densos únicamente pueden ser contrarrestados en la actualidad de forma racional y supervisable por medio de una post-inyección repetida. (7). Deben establecerse criterios para los ciclos y planificarse la utilización de las máquinas. Se han desarrollado morteros para inyección, que se mantienen insensibles a la temperatura, apenas desprenden agua y que mantienen su plasticidad o "trabajabilidad" durante un período de tiempo prolongado. Se continúa revisando y mejorando la técnica de inyección al vacío para trabajos de reparación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El acero de pretensado de dureza natural, de menor calidad, es caro, si bien menos sensible desde el punto de vista de la corrosión que el material estirado. El material estirado trenzado en cordones es algo más sensible, pero en cambio más económico. Aún más sensible resulta el acero de pretensado bonificado. Nuestra tendencia debe ser la de conseguir un balance óptimo entre los costes y la insensibilidad. Los costes por tonelada de fuerza portante y metro pueden calcularse de forma precisa. Los diversos ensayos de corrosión no tienen en cuenta aún en la medida deseada las condiciones imperantes en las obras y dejan, pues, abierta la estimación de la sensibilidad. Sobre ésto hay que trabajar aún.

Debe frenarse la tendencia a anclar sobre una superficie mínima cada vez mayores fuerzas de pretensado (anclajes). Los puntos de fallo del hormigón dan lugar a grietas y daños que únicamente pueden ser subsanados con un elevado coste. El constructor debe poner límite a ésto. Los ensayos a fin de estimar la distribución de fuerzas en el macizo según los tres planos se deben desarrollar adecuadamente.

Y por último, pero no por eso menos importante, algunas ideas sobre la garantía de calidad (GC) en relación con el factor humano.

Todas las indicaciones precedentes sobre la prevención de daños tienen que ser puestas en práctica por seres humanos, por lo que la realización depende en principio de la fiabilidad de la persona en cuestión. Por esta razón se han desarrollado sistemas de garantía de calidad que reducen los riesgos, lo que, sin embargo, ocasiona costes que, para la adjudicación de ofertas económicas, fueron poco considerados y que por tanto no se han impuesto aún en la medida necesaria.

No pudiendo profundizar más por razones de tiempo, a continuación se facilitan únicamente de forma abreviada, sugerencias, a cuyo fin resulta condición previa la descripción exacta de las exigencias impuestas al producto y la posibilidad de poder comprobar el resultado al término de la ejecución:

- Deben provenir de la propia empresa las directrices para el control de calidad.
- La propiedad debe estar dispuesta a pagar por ello.
- ¡La motivación de los que intervienen en la obra!
- Aclaración de la cuestión a los jóvenes a fin de garantizar la continuidad.
- Practicar la formación y perfeccionamiento desde el aprendiz hasta el director de la obra.
- Proceder a la delimitación de las responsabilidades hacia adentro y hacia afuera (continuidad de la responsabilidad). Dentro del plan de distribución de funciones, es preciso reglamentar, dentro de una línea clara, la competencia, cualificación y responsabilidad desde el director de la obra hasta el personal. Debe escucharse a los departamentos técnicos (fig. 9).
- Debe permitirse tiempo suficiente para el proyecto, oferta y ejecución.
- Deben establecerse planes de control para la seguridad y calidad, así como listas de control y de chequeo.
- La documentación es necesaria, si bien no debe desembocar en una acumulación de papeles.
- La garantía de calidad debe integrarse en el desarrollo de la producción.
- Un encargado del control de calidad directamente supeditado a la gerencia y que desarrolle los contactos con el control ajeno, debe vigilar la función del sistema (atucontrol) (fig. 9).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

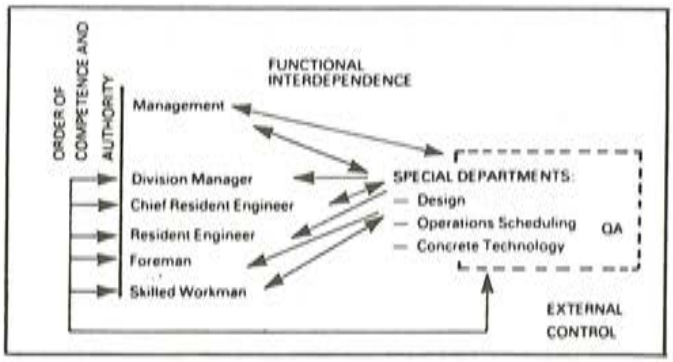


Fig. 9. Organización del control de calidad. (8)

- El aumento de la medida de previsión o coste de la garantía de calidad debe quedar a opción del constructor.
- El control de calidad puede ser escalonado según la obra.
- Es preciso pensar aún sobre ampliaciones de la garantía y cobertura de riesgo por medio de seguros.

4. RESUMEN

Se ha intentado acumular la experiencia de 100 años de hormigón pretensado y repercutir ésta, tanto en el mantenimiento de lo ya construído como también en la construcción futura.

En virtud de la experiencia, principalmente positiva, la construcción en hormigón pretensado, aún joven, puede considerarse como acreditada. Los daños, que se mantienen dentro de los límites, pueden reducirse aún más por medio de la profilaxis propuesta, hasta un grado de riesgo residual aceptable.

Quedan abiertos, pues, para el futuro los deseos, que se dirigen a todos aquellos que intervienen en la construcción:

- Menos normas, pero a cambio de ello más comprensibles y modernas.
- Más medios de investigación y desarrollo.
- Un estrecho intercambio de experiencia entre todos los que intervienen en la construcción hasta inclusive el investigador de los principios.
- La transformación de los sistemas de garantía de calidad.
- Valor para lo nuevo.

5. BIBLIOGRAFIA

1. Standfuss, F.: La conservación de puentes de carretera: Beton – und Stahlbetonbau 11/81.
2. Goffin, H.: Bertram D.: Bunke N.: Del hormigón apisonado al hormigón pretensado; escrito conmemorativo del D.A.F. Stb. N. 333, 1982.
3. Daños tardíos en elementos de hormigón pretensado. Profilaxis, detección prematura, subsanación; BMFT-informe final FKZ: Bau 7006, 1983.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

4. Daños en puentes y otras obras de ingeniería. 1982 Verkehrsblattverlag N. 3093, 1982.
5. Jungwirth, D.: Desarrollos en la construcción de hormigón pretensado tomando como ejemplo el puente sobre el Danubio en Metten; Bauingenieur 56/1981.
6. Cordes, H.: Engelke, P: Jungwirth, D.: Thode, D.: Aplicación de la fuerza de pretensado – magnitudes que intervienen en el proyecto y ejecución. Comunicados del Instituto para la Técnica de la Construcción 2/1983.
7. Engelke, P: Jungwirth, D: Manns, W.: Sobre la técnica de inyección para tendones con una fuerza de tesado superior a 1.500 kN; Comunicaciones del Instituto para la Técnica de la Construcción 10/1979.
8. Jungwirth, D.: Ejecución de obras, Organización de obras. Garantía de calidad. Betonwerk-Fertigteiltechnik, N. 5/1984.

NUEVA PUBLICACION
Impacto del computador en la Ingeniería

Editor
AVELINO SAMARTIN QUIROGA

En este libro se incluyen los textos de la mayoría de las conferencias pronunciadas en la primera parte del Curso de la Universidad Internacional Menéndez Pelayo denominado "Impacto del computador y riesgos naturales en la ingeniería", celebrado el mes de agosto de 1982, en Santander. La parte del Curso que se publica corresponde a un tema de la mayor novedad: El impacto originado por el computador en todos los ámbitos de nuestra actividad.

La publicación de un libro de estas características constituye un hecho excepcional. En efecto, la mayoría de los Cursos de verano, época de normal disminución del ritmo de la actividad docente, no suelen ser, desgraciadamente, perpetuados en una publicación que permita extender las enseñanzas impartidas durante estos Cursos, a quienes no han tenido la ocasión de asistir a ellos.

Como se indica en la presentación del Curso, éste intenta mostrar una perspectiva del estado actual del conocimiento en las áreas que se enseñan para, a partir de las direcciones que requieren los más importantes esfuerzos actuales de investigación, deducir la imagen de ese futuro de la ingeniería que cada vez se hace más rápidamente presente.

El carácter del Curso es fundamentalmente informativo y se intenta, dentro de cada Conferencia, dar especial énfasis a una visión global y en extensión de cada tema, sin detrimento en cada caso de una profundización adecuada.

El precio de este libro, de 160 páginas, ilustrado con varias figuras, es de MIL DOSCIENTAS PESETAS.

Los pedidos pueden dirigirse directamente a:

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander.
Servicio de Publicaciones.
Av. de los Castros, s/n.
39005 SANTANDER

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

VIII Sesión de Trabajo.
Tema VI: Realizaciones

La reconstrucción del puente histórico de María Cristina, de San Sebastián

J. J. Arenas,
C. Alonso,
M. J. Pantaleón,
Dres. Ings. de Caminos

1. ANTECEDENTES HISTORICOS

El día 20 de Enero de 1905 era inaugurado solemnemente en San Sebastián el puente que sobre el río Urumea acababa de construir el Ingeniero D. José Eugenio Ribera para unir ambas márgenes a la altura de la Estación de FC, y que recibió el nombre de Puente de María Cristina. Obra que fué resultado de un Concurso al que Ribera presentó un proyecto realizado en colaboración con el Arquitecto D. Julio Zapata y al que el Jurado acordó declarar ganador en virtud del "espíritu de progreso" que el empleo del "cemento armado" representaba en aquellos días. Las vicisitudes de su construcción han quedado recogidas en sendos artículos que Ribera publicó en la Revista de Obras Públicas (números de fecha 15-IX-1904 y 19-I-1905) así como en la breve reseña que incluye en el Tomo IV de su obra Puentes de Fábrica y Hormigón Armado (Ed. Revista de OP, 1932).

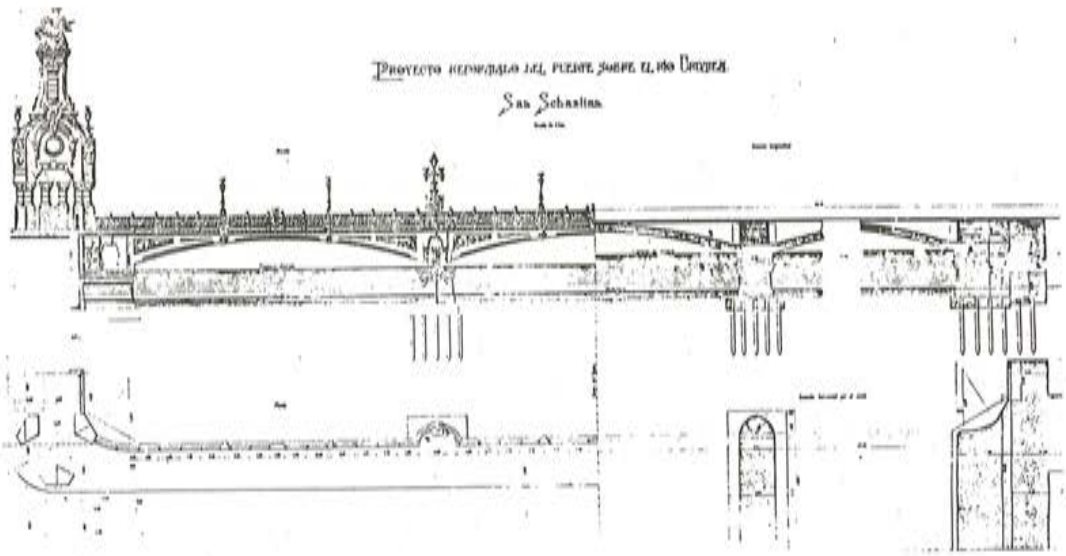


Fig. 1. Alzado del proyecto original de Zapata y Ribera.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En la figura 1 puede apreciarse el Alzado monumental del Proyecto de Zapata y Ribera que incluía una barroca decoración: Balaustradas de hormigón fabricado con áridos rojizos y farolas artísticas, mas templetes en las cuatro esquinas de acceso; mayólicas azules con relieves de dragones dorados en los paramentos de los arcos; remos en bajorrelieve como símbolo de la vocación marinera de San Sebastián y una cornisa superior de extraordinaria riqueza de formas, con canecillos y gárgolas; pilas compuestas por un cuerpo inferior de sillería con grandes molduras, rematadas a uno y otro lado mediante tajamares en forma de artísticas proas, que componen los polos de máxima atracción visual y aumentan de ese modo la sensación de ligereza óptica de sus vanos.

Ochenta años después, y tras haber prestado un magnífico servicio y haberse integrado por completo en el paisaje urbano de San Sebastián y en el sentimiento de sus habitantes, el estado del puente llegó a ser ruinoso (fig. 2). Las bóvedas de hormigón en masa presentaban planos longitudinales de alarmante agrietamiento, mas dislocaciones y roturas en todos los paramentos, provocadas principalmente por la corrosión de los cuchillos metálicos que Ribera utilizó como autocimbra y que dejó embebidos en la masa de aquéllas, escribiendo con gran tranquilidad que, aunque la resistencia de las bóvedas era sobrada, dichos refuerzos la mejoraban. Cuando es bien posible que las mismas bóvedas sin refuerzos metálicos continuaran hoy en buenas condiciones y la obra que motiva este artículo no hubiera sido necesaria.

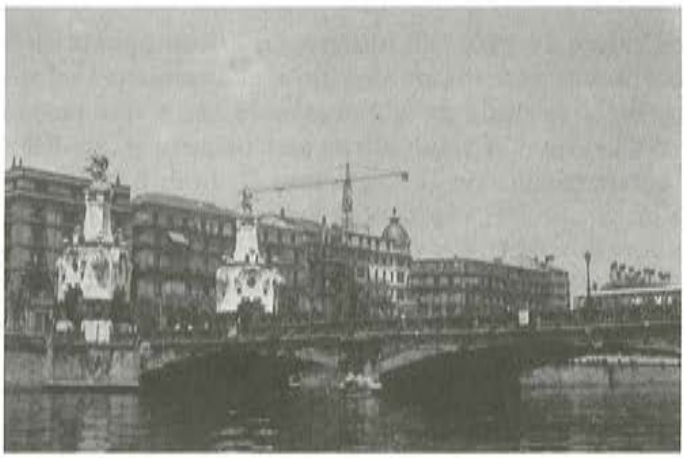


Fig. 2. Aspecto del Puente en 1982.

2. EL CONCURSO DE RECONSTRUCCION

A finales de 1982 el Ayuntamiento de San Sebastián lanza un Concurso de Proyecto y Construcción cuyo objetivo es la demolición de las bóvedas actuales del puente y su sustitución por obra nueva que respetara absolutamente la geometría original, así como la totalidad de sus detalles decorativos, que es adjudicado a Fernández Constructor, S.A. con proyecto de los autores de este artículo. La solución planteada para reconstruir el volumen original de las bóvedas se basa en estructura cuyo trabajo principal sigue siendo de tipo arco y cuya materialización se consigue con diferentes elementos prefabricados que se solidarizan en obra con pequeños volúmenes de hormigón in situ.

La figura 3 muestra las diferentes secciones transversales de un tablero que está compuesto por 5 elementos prefabricados de tipo arco-tímpano espaciados 4,76 m entre ejes, cuya sección recuerda a la de las vigas prefabricadas y que se completan con placas prefabricadas de tabla inferior curva (intrados de la bóveda) y de tabla superior plana. El table-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ro superior dispone también de nervios transversales prefabricados que, espaciados 3,15 m, se disponen bajo las juntas entre placas, apoyándose en las "orejas" o diafragmas transversales incorporados a los arcos-tímpano. La figura permite apreciar las zonas de hormigón in situ que han sido precisas para establecer continuidad estructural. Obsérvese cómo el conjunto de "orejas" de arco y nervios transversales de losa superior componen, a los efectos de la sobrecarga de uso, pórticos transversales cuyos pies quedan atirantados por la tabla inferior. Naturalmente, las placas superiores, apoyadas en arcos-tímpano por un lado y en nervios transversales por otro, trabajan en ambas direcciones y funcionan en ambas con continuidad estructural.

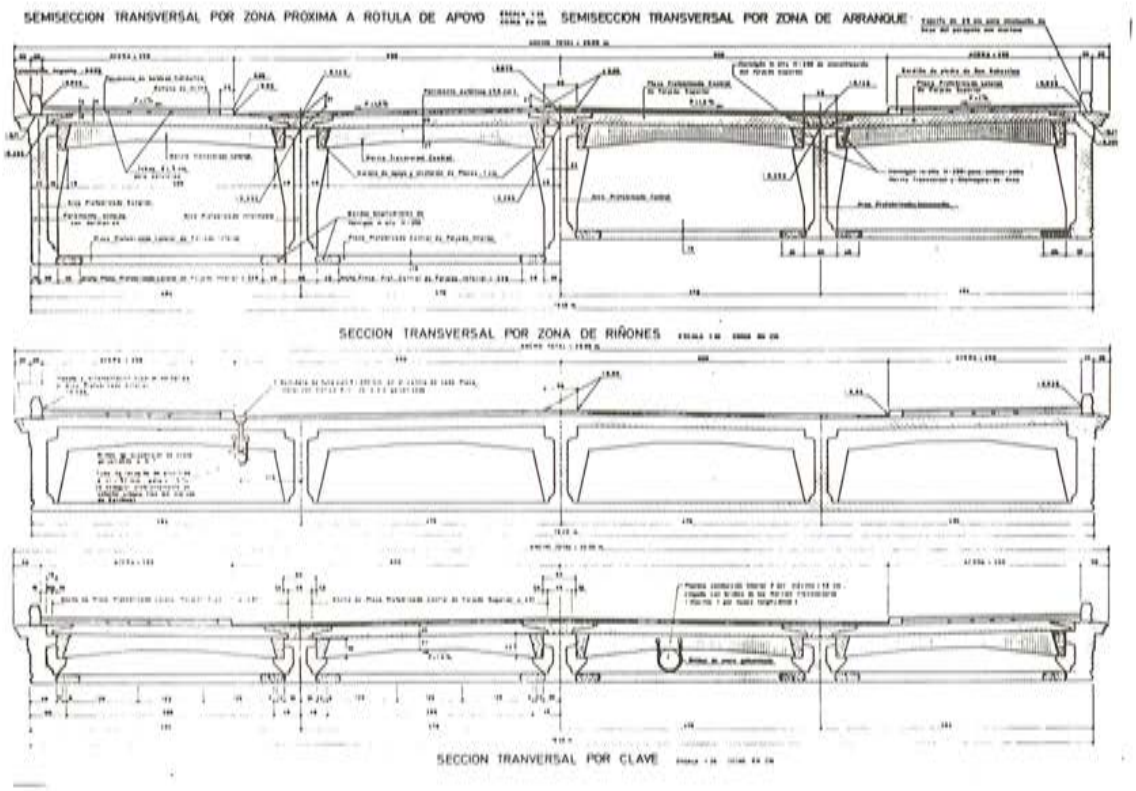


Fig. 3. Secciones transversales del nuevo tablero.

La sección por clave permite apreciar cómo se ha dispuesto del espacio justo para el paso de canalizaciones de 35 cm de diámetro, requeridas por el servicio urbano de gas ciudad.

La figura 4 corresponde al arco tímpano externo que debe incorporar todos los detalles decorativos. Su sección estructural se corona por el lado visto con una cornisa que reproduce fielmente todas las formas que ofrecía la primitiva de Zapata y Ribera y que obtuvimos cuidadosamente a partir de fotografías del viejo puente. Por su lado inferior el arco ofrece las mismas formas de un arco interno, lo que supone racionalidad y empleo del mismo encofrado. Puede apreciarse también el detalle de la rótula plástica que amarrará los arranques del arco a las cabezas de pilas.

En la figura 5 se muestra la geometría del arco-tímpano interno, que responde a formas estructuralmente puras, con alma tipo de sólo 24 cm, y cantos variando entre 87 cm en clave y 3,12 m en arranques. La figura 6 muestra perspectivas de los extremos de ambos arcos, externo e interior, tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

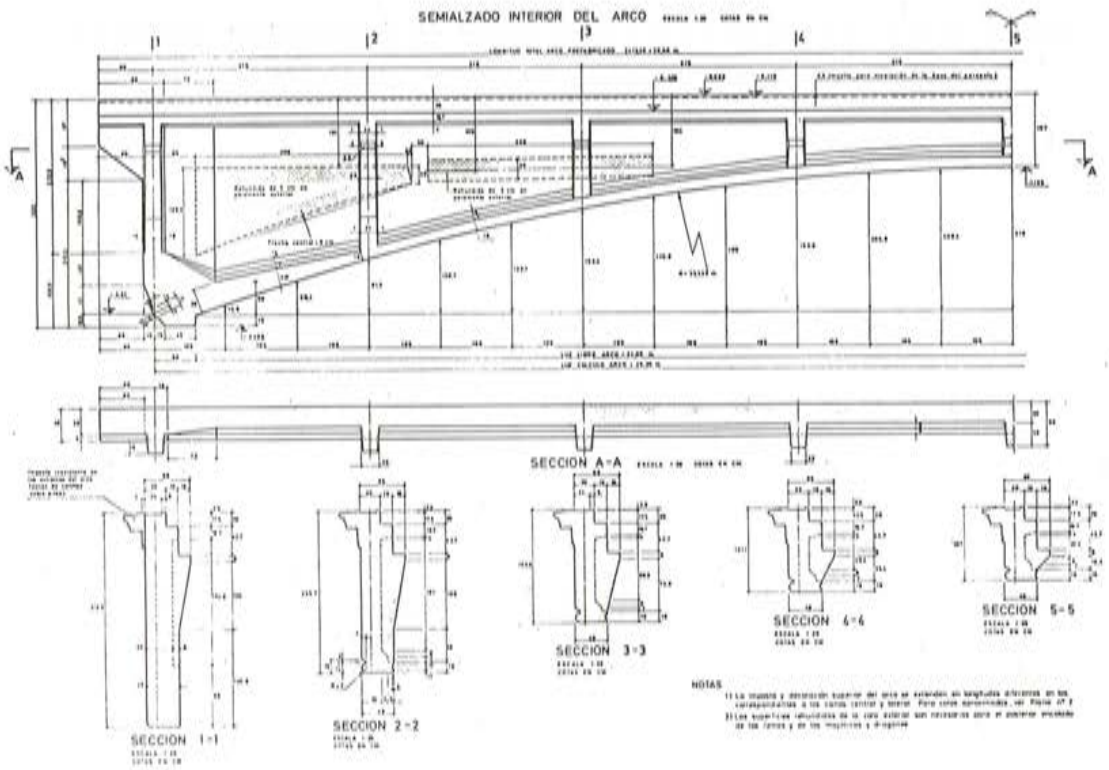


Fig. 4. Definición del arco-tímpano exterior.

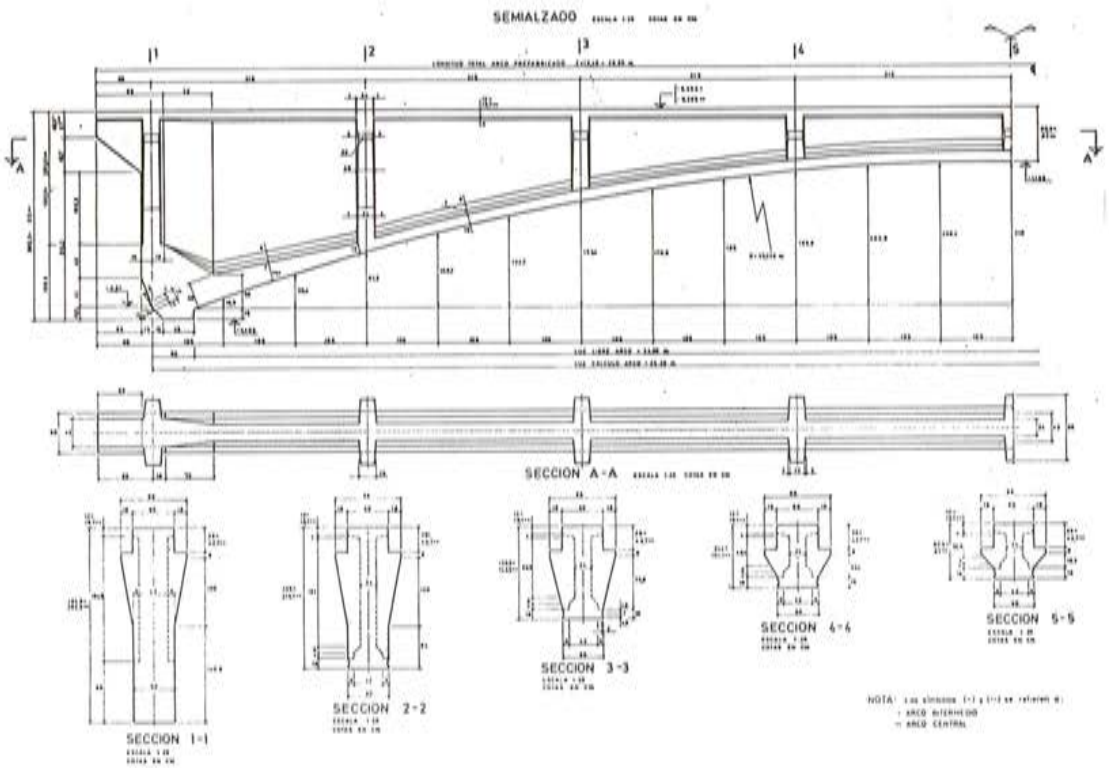


Fig. 5. Definición del arco-tímpano interno.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

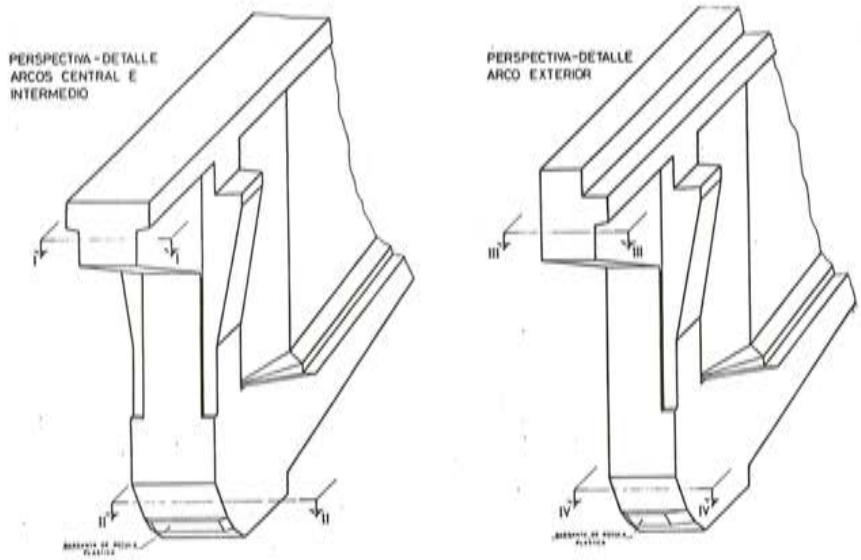


Fig. 6. Perspectivas de arranques de arcos.

Las figuras 7 y 8 incluyen detalles de armado de los arcos tipo. Puesto que hemos presentado a esta misma Asamblea una comunicación sobre aplicación del análisis no lineal y este puente es uno de los 2 ejemplos comentados, no nos referiremos aquí a este importante aspecto, aunque sí recordaremos que aceptando fisuración de algunas zonas se logra reducir mucho los esfuerzos teóricos que las deformaciones impuestas producen en un arco-tímpano que responda elásticamente y sin agrietamiento. Esto explica la moderada armadura que exhiben las secciones de centro luz de ambos arcos.

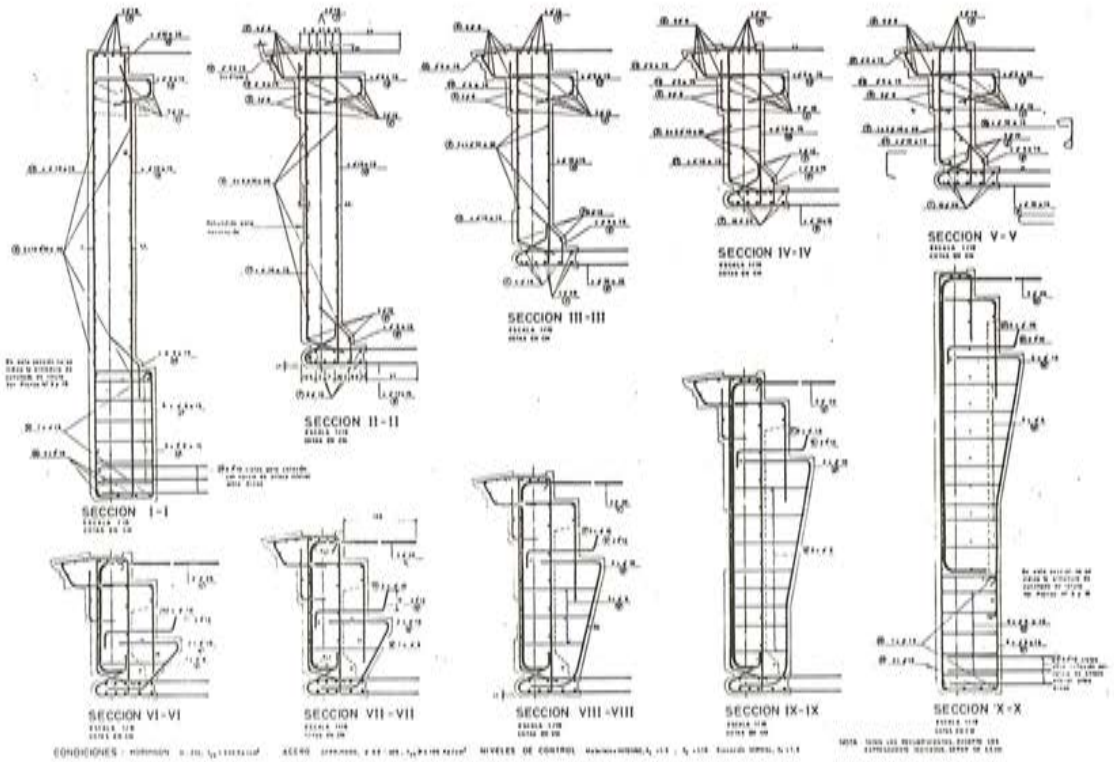


Fig. 7. Armadura del arco externo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

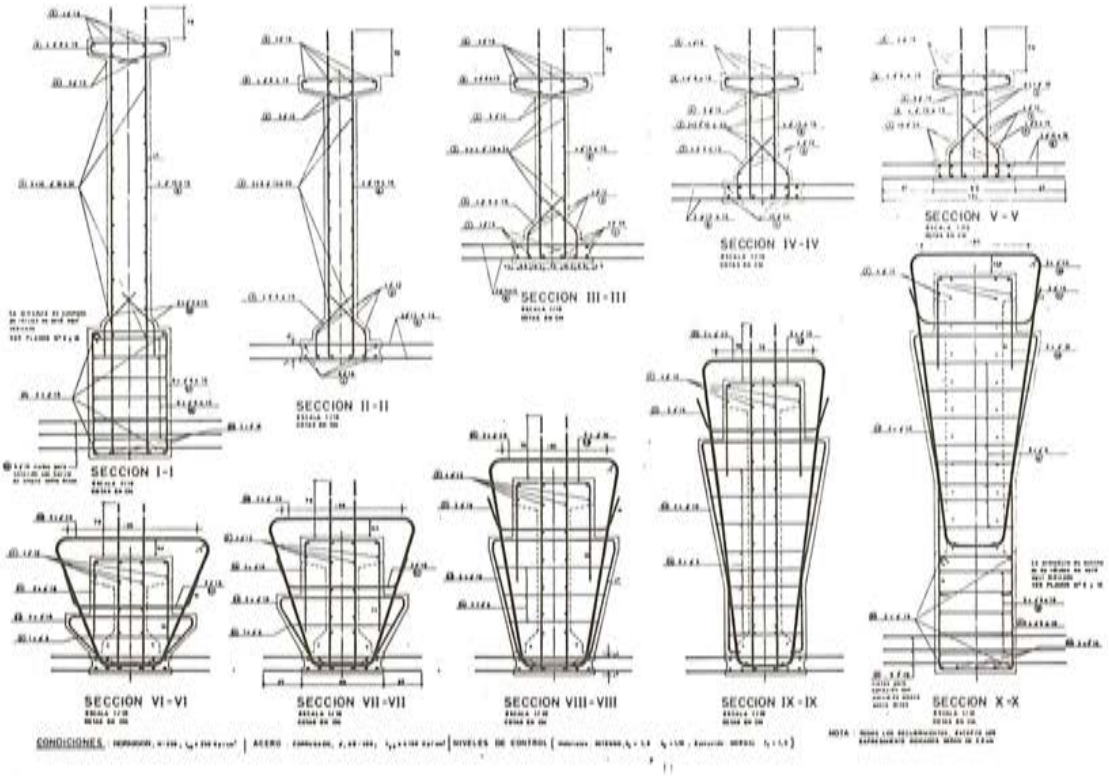


Fig. 8. Armadura del arco interno.

Finalmente, la figura 9 muestra el apoyo de los arcos prefabricados sobre la cabeza de pila remodelada, así como su encaje tras el pórtico decorativo que la remata superiormente. Se puede apreciar el amplio hueco restante entre arcos adyacentes que facilita el acceso al interior de huecos de bóvedas a efectos de conservación del puente y de los servicios en ellos alojados.

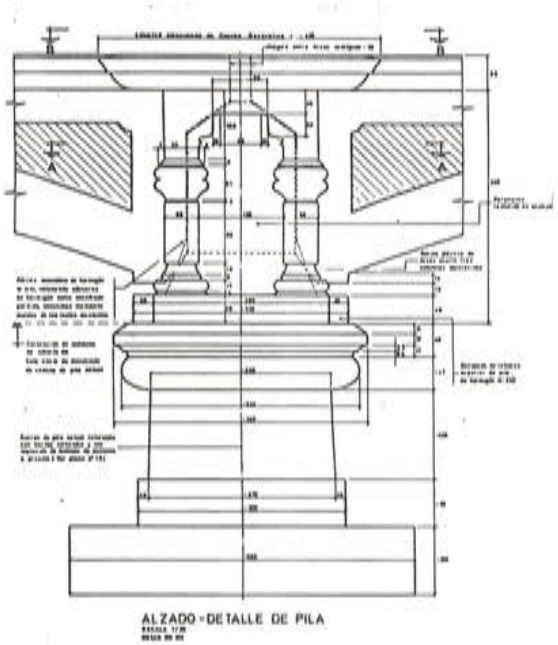


Fig. 9. Detalle de remate de pila.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. LA REALIZACION DE LA OBRA

Ha constado de las siguientes fases:

a) Moldeado de elementos decorativos (remos, escudos, conchas, cabezas mitológicas) a partir de las piezas existentes.

b) Demolición progresiva de las viejas bóvedas.

c) Fabricación de todos los elementos resistentes (arcos-tímpano, placas curvas y rectas, así como nervios transversales de tablero superior) en un área de prefabricación situada a unos 2 km aguas arriba del río Urumea.

d) Transporte hasta el emplazamiento del Puente y montaje de los mismos.

e) Colocación del hormigón in situ de continuidad estructural.

f) Montaje de los elementos decorativos de superestructura.

La fase a) fué realizada directamente por el escultor Jean Chenaff, contratado por el Constructor a estos fines, utilizando técnicas de vaciado con escayola y moldeo con arcilla de la que se obtienen moldes de plástico que permiten la repetitividad de elementos. En la figura 10 pueden verse cabezas de dragones almacenadas en el área de prefabricación.

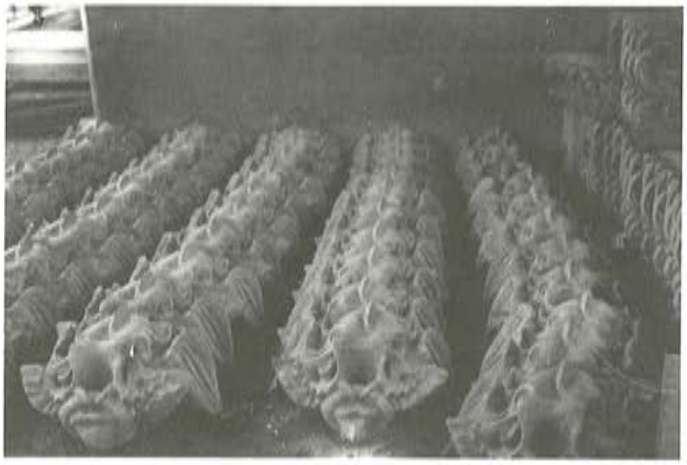


Fig. 10. Figuras decorativas en el parque de prefabricación.

La demolición de bóvedas ha sido probablemente el aspecto más crítico de la obra. En él se ha cuidado tanto de producir los mínimos desequilibrios de fuerzas horizontales en cabezas de pilas, como de mantener pasillos de tablero que permitieran el posicionamiento de grúas y la circulación de los nuevos arcos prefabricados para proceder a su montaje. La demolición se realizó mediante martillo rompedor (fig. 11) por franjas longitudinales. La figura 12 permite apreciar la importancia de las grietas que ofrecía la vieja bóveda, en las cuales no quedaban ya restos de la triangulación metálica destruída por la corrosión.

Mientras tanto, el Constructor procedía a realizar en el área de prefabricación los elementos resistentes. Los arcos-tímpano se producían sobre dos únicas bases, mediante un solo juego de encofrados de madera para caras internas y otro para caras externas de arcos laterales. En la figura 13 se puede ver el aspecto de un arco de borde a medio llenar, apreciándose cómo las placas de mayólica con dragones y las figuras de remos sirven como encofrado al hormigón estructural y se incorporan al mismo.

El transporte de estos arcos hasta el Puente se realizó mediante trailer especialmente acondicionado con estructura metálica ad-hoc de la que el arco se suspende. Existía el pro-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 11. Demolición de las viejas bóvedas.



Fig. 12. Detalle de grietas existentes en las viejas bóvedas.

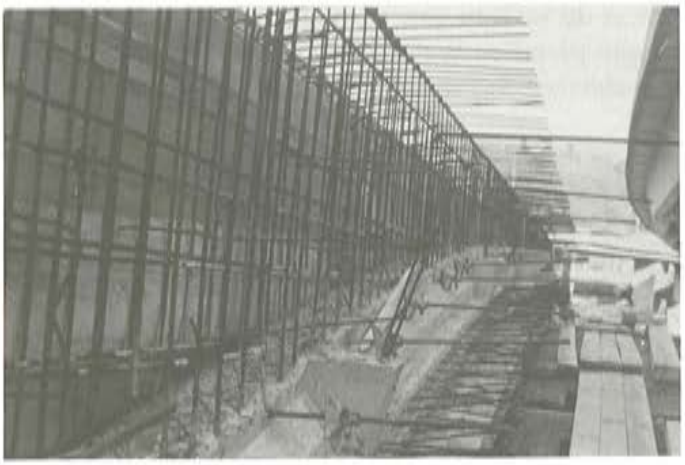


Fig. 13. Arco de borde en proceso de llenado.

blema de peraltes de hasta 6,5 por 100 que, además, variaban rápidamente. Para reducir bamboleos, la cabeza inferior de los arcos se amarró a la estructura metálica mediante muelles de constante calculada para garantizar pequeños valores del momento torsor en ellos. Durante esta fase los arcos han dispuesto de un tirante provisional formado por 2 barras roscadas a las que se ha suministrado mediante gatos la fuerza de tracción adecuada (fig. 14).

Para el montaje de estos arcos, cuyo peso alcanzaba las 50 toneladas, fué preciso utilizar grúas de 80 toneladas de peso (fig. 15). Una vez posicionados, los arcos se arriostraban provisionalmente a la espera del montaje de las placas curvas de tabla inferior. Cuando los tres arcos de un plano longitudinal se hallaban amarrados a través de sus articulaciones plásticas a las cabezas de pilas se procedía a destesar y retirar sus tirantes provisionales. A continuación podía iniciarse la colocación de placas prefabricadas de intradós de bóveda. En la figura 16 se puede ver la situación de placas inferiores ya montadas, a la espera del hormigonado in situ de ambas bandas laterales y de las juntas de unión entre sí.

La figura 17 muestra el montaje de los nervios transversales que completan la retícula sobre la que van a disponerse las placas de tablero superior. Entonces sólo faltará ejecutar el hormigonado de canales de enlace y continuidad estructural para que el tablero esté acabado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 14. Vista del transporte de un arco-tímpano.



Fig. 15. Montaje de un arco-tímpano.



Fig. 16. Placas inferiores curvas colocadas entre arcos adyacentes.



Fig. 17. Nervios transversales de tablero superior.

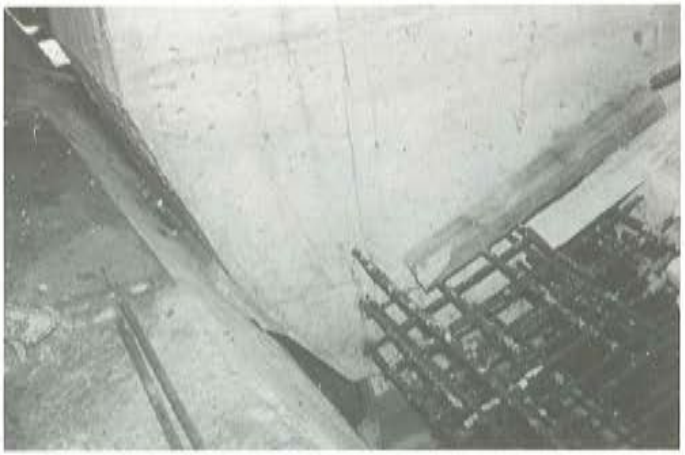


Fig. 18. Detalle de articulación de arranque de arco.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En la figura 18 se muestra un detalle de la articulación de arranque de arcos y en la 19 una vista del interior de los nuevos tableros alojando ya las canalizaciones de gas ciudad y de cables telefónicos.

En la figura 20 puede verse el aspecto que ofrece el intradós de las nuevas bóvedas y en la 21 se muestra el nuevo puente casi terminado.

La Dirección de Obra corrió a cargo del Ingeniero Municipal D. Javier Mainar, autor también de las Bases del Concurso. A su gran preocupación porque la nueva obra reprodujera con toda fidelidad el original de principios de siglo y a la experiencia y profesionalidad vocacional por los puentes, de Fernández Constructor, corresponde atribuir el buen fin de esta reconstrucción histórica.

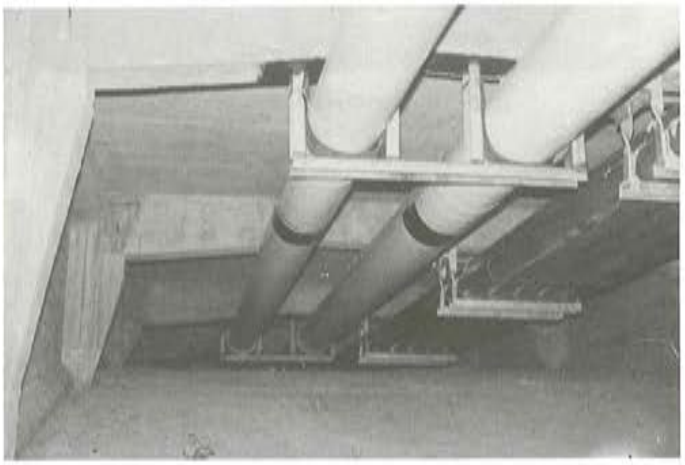


Fig. 19. Vista del interior del tablero con servicios.

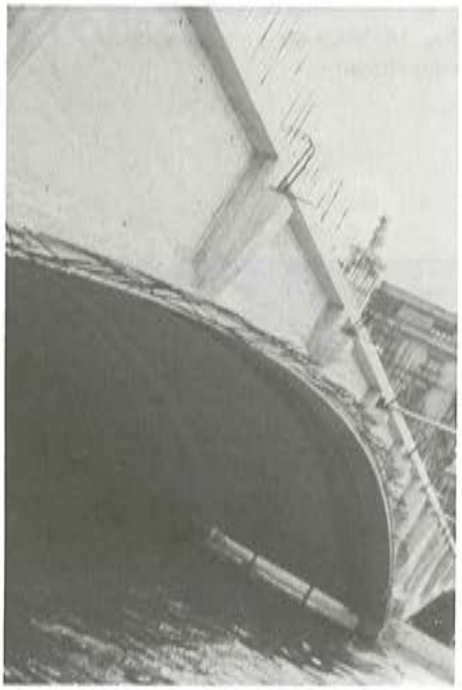


Fig. 20. Vista del intradós de los nuevos tableros.



Fig. 21. Aspecto del nuevo puente casi acabado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Puente sobre el río Ebro, en Logroño

C. Siegrist Fernández
Ingeniero de Caminos

1. GENERALIDADES

La carretera N-111, de Medinaceli a Pamplona, a su paso por Logroño cruza la ciudad, atravesando el río Ebro, en la salida hacia la capital navarra, por el llamado Puente de Piedra, de finales del siglo pasado (1881-1884).

Con objeto de evitar el cruce por la ciudad del tráfico que utiliza la mencionada ruta, con un alto porcentaje de camiones, se está construyendo la Circunvalación Este de Logroño, que arranca del cruce de la CN-111 con la actual Circunvalación Sur, siguiendo la traza de ésta en dirección a Zaragoza, y separándose definitivamente de ella cerca de su extremo oriental para tomar la dirección Sur-Norte, atravesando el río Ebro unos dos kilómetros aguas abajo, del Puente de Piedra, y pasando por el Polígono Industrial Cantabria para incorporarse a la CN-111 a unos 5 km de la capital riojana.

El paso del río Ebro se efectúa en una zona en que la anchura del cauce de aguas medias es de unos 90 metros.

El terreno está constituido, superficialmente, por 5 ó 6 metros de suelos pertenecientes a la terraza baja del río, compuesto por limos arcillosos entre los 2 y 3,50 metros superiores y por gravas gruesas redondeadas, en la parte inferior, envueltas por una matriz arenolimosa. Debajo aparece el Oligoceno, compuesto por estratos de naturaleza muy variable, desde arcillas margosas hasta margas arcillosas, con frecuentes intercalaciones de calizas areniscosas.

La circunvalación está proyectada como autovía, con dos carriles en cada dirección de 3,50 m de ancho, un arcén exterior de 2,50 m y una mediana de 3 metros entre bandas blancas, lo que da un ancho total de 22 metros. En la zona del puente se disponen unas aceras de 1,75 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

2. SOLUCIONES ESTUDIADAS

Antes de adoptar la solución que se ha construído se han tanteado diversas soluciones para la estructura del puente.

En primer lugar una solución a base de vigas prefabricadas de 32 m de longitud, con dos pilas cimentadas dentro del cauce y cinco vanos en total.

Una segunda solución en viga cajón continua, de canto constante, de las mismas luces que la solución anterior, construída por el sistema de avance vano a vano.

Por último una solución a base de una viga cajón continua de tres vanos, de 100 m de luz central y dos laterales de 32 m, construída por el sistema de voladizos sucesivos, que ha sido la adoptada debido a la independencia respecto del río para la construcción de las pilas, que quedan fuera del cauce de aguas medias. No obstante, durante la construcción de las pilas, la riada producida en Agosto de 1983, inundó las zonas de cimentación de las mismas, cuando estaban encofrados los fustes.



Fig. 1. Puente de piedra.

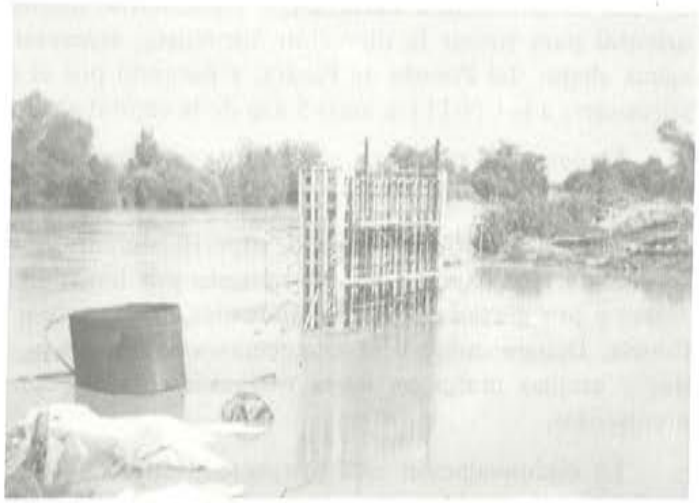


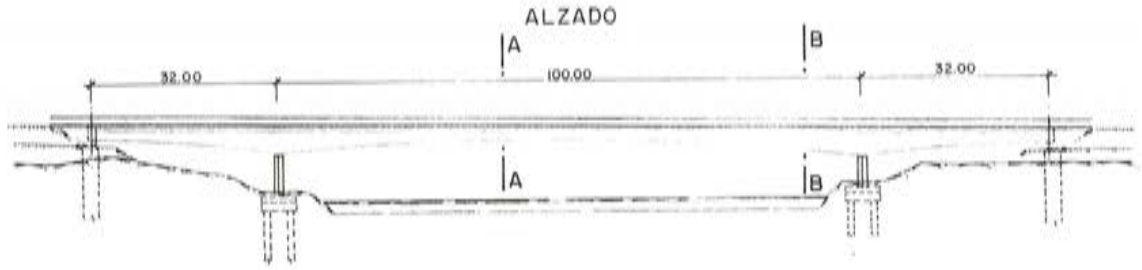
Fig. 3. Inundación en agosto de 1983.

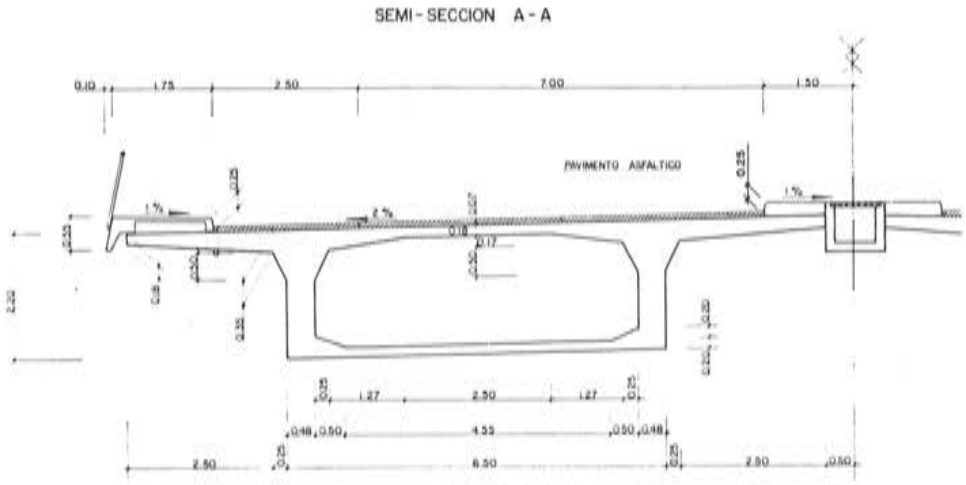
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 2. Planta de trazado.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026





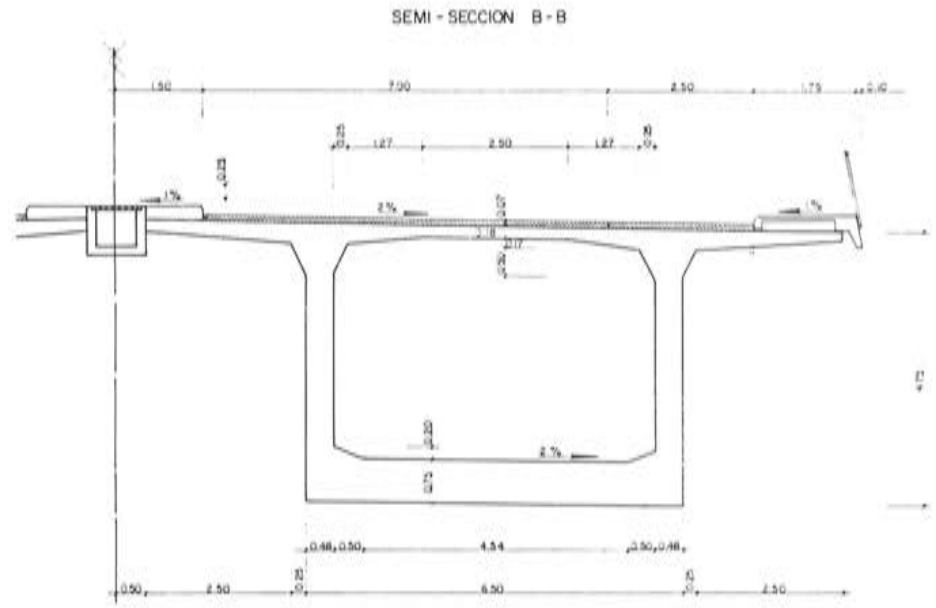


Fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 5. Pila.



Fig. 6. Apoyo provisional.

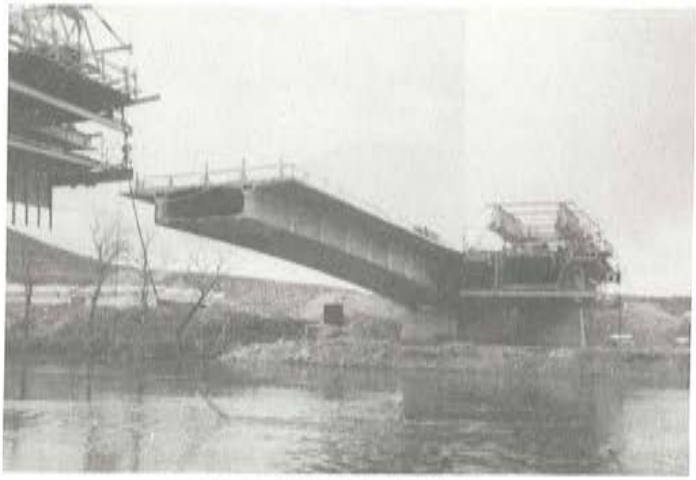


Fig. 7. Avance en voladizo.

3. DESCRIPCION DE LA SOLUCION ADOPTADA

El tablero está constituído por dos vigas cajón continuas, independientes, de tres vanos de 32-100-32 m. El ancho superior de cada una de las vigas es de 12 m y el ancho del cajón es de 6,50 m. El canto de estas vigas varía parabólicamente, con un valor máximo de 4,75 m sobre pilas, 2,20 m en el centro del vano central y 2,50 m sobre estribos.

El espesor de las almas es constante de 0,48 m, el de la losa superior es también constante de 0,18 m en los 2,50 m intermedios y aumenta hasta 0,35 m en la unión con las almas, y el de la losa inferior es de 0,20 m en los 50 m centrales del puente y en la zona sobre estribos, aumentando linealmente hasta 0,75 m sobre las pilas. Los voladizos que completan el ancho superior tienen canto variable entre 0,35 y 0,18 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 8. Vista del puente con el apoyo provisional.

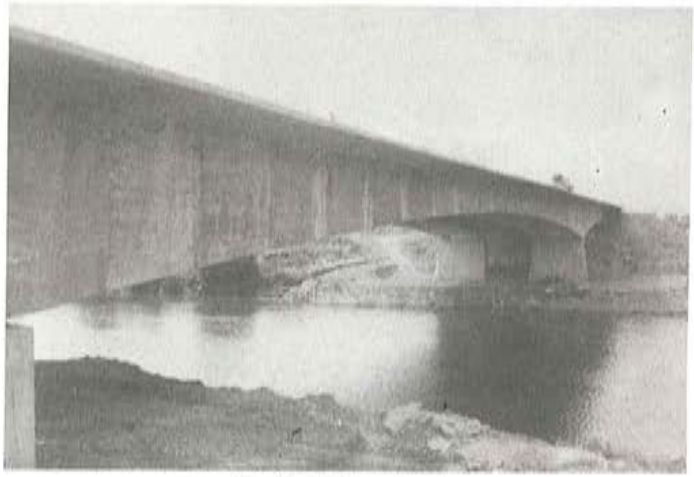


Fig. 9. Vista general.

Los tableros están divididos en 39 dovelas, de las que 16 corresponden a los vanos laterales y 23 al vano central. La longitud máxima de dovelas es de 4,80 m y la mínima de 3,10 m, excepto la dovela de cierre que tiene 2 m de longitud.

Cada tablero se pretensa con 48 tendones de 15 Tl/2" en cada voladizo, y con 28 tendones de 15 Tl/2" de continuidad en los 69,20 m centrales, tesos todos ellos a 212 t que equivalen al 75 por 100 de su carga de rotura. No llevan pretensado transversal ni de almas. Se han dispuesto cuatro vainas de reserva en la losa superior a todo lo largo, y dos en la losa inferior en la zona de cables de continuidad.

Los tableros se apoyan sobre las pilas mediante aparatos de neopreno-teflón, capaces de resistir cargas de 1.600 t cada uno, y sobre los estribos mediante apoyos de neopreno zunchado atravesados por cables de 18 Tl/2" tesos a 243 t cada uno, que sirven para anclarlos a los estribos.

Las pilas son prismáticas, rectangulares, macizas, de 6,50 x 1,50 m, tienen una altura de unos 11 m las de la margen izquierda y de 8,50 m las de la margen derecha. Llevan tajamares variables desde un valor cero en la parte superior a 0,75 m en la inferior, lográndose la transición mediante dos paraboloides hiperbólicos. Se cimentan cada una sobre cuatro pantallas de 2,60 x 1,00 m que alcanzan una longitud de 17 m.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Los estribos consisten en cuatro pantallas de las mismas dimensiones que las anteriores, a 6 m de separación entre ejes, arriostradas mediante una viga de 1,80 x 1,40 m a la altura del terreno natural y prolongadas hasta la zona de apoyos, en la que se dispone una losa de 0,50 m de canto y 3 m de anchura. Superiormente se dispone un cajón adosado al murete de cierre, de 1,20 m de anchura y 2,15 m de altura, para acceso al interior del tablero. La entrada a estos cajones se efectúa por pozos dejados en las aceras.

4. CONSTRUCCION

Las pantallas de cimentación, tanto de estribos como de pilas, se excavaron utilizando lodos bentoníticos para conseguir la estabilidad de las paredes de la excavación, aunque hubo alguna que no necesitó de ellos.

Para el hormigonado de las pilas, dada su altura reducida, se utilizaron encofrados de madera, disponiendo paneles de contrachapado para las zonas de los tajamares.

Los tableros se construyeron por el sistema de avance por voladizos sucesivos hormigonados "in situ". Inicialmente se construyeron unas zonas cimbradas sobre pilas de 14,25 m de longitud, de los que 11,15 m corresponden al vano lateral y 3,10 m al central, para poder montar los carros de avance. A 9,90 m del eje de pilas, en el vano lateral, se dispusieron apoyos provisionales para dar estabilidad al tablero durante la construcción. Estos apoyos consistían en una pantalla análoga a las de cimentación de pilas y estribos, coronada por un dintel en forma de martillo para dar apoyo y anclaje al tablero; el primero mediante aparatos de neopreno zunchado y el segundo disponiendo ocho barras Dywidag de 32 mm de diámetro, colocadas a ambos lados de las almas del cajón.

Una vez construídas siete dovelas en voladizo del vano central y cinco del lateral, se anclaba el tablero a los estribos, quitando los apoyos del apeo provisional antes de efectuar el tesado de los cables de anclaje al estribo y soltando posteriormente las barras de anclaje al apoyo provisional. En los apoyos sobre estribos se dejaron unas cuñas de madera con objeto de poder balancear los voladizos para enfrentarlos en el centro, caso de que fuese necesario, aunque no hubo que hacerlo en ninguno de los dos puentes.

Posteriormente se construyeron en voladizo las tres últimas dovelas del vano central, y, una vez completos los voladizos, se procedió al hormigonado de la dovela de cierre, de dos metros de longitud, apoyando un encofrado tradicional entre los dos extremos de las ménsulas enfrentadas. Por último se procedió a efectuar el pretensado de continuidad, disponiendo nervios a todo lo ancho en las zonas de anclaje de cables, dando a continuación el tesado definitivo a los cables de anclaje a estribos.

El puente fué construído bajo la dirección de D. Angel Morancho Saumench, del C.E.A.T. de Zaragoza, asesorado por el autor del proyecto y D. Francisco Herrero Lusarreta, siendo la Empresa Constructora, Fomento de Obras y Construcciones, S.A., actuando como Jefe de Obra, D. Miguel Angel Pérez García. El sistema de pretensado utilizado ha sido el BBRV.

5. CUANTIAS DE MATERIALES EN TABLERO

Hormigón H-400	0,68 m^3/m^2
Acero pasivo AE-46	93,97 Kg/m^2
Acero de pretensado (f_{max} = 190 kg/mm^2)	32,52 Kg/m^2

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Conferencia Internacional sobre utilización del hormigón en ambientes marítimos "Marine Concrete '86"

Durante los días 22-24 de setiembre de 1986 y organizada por la Concrete Society, en colaboración con el American Concrete Institute y la Institution of Civil Engineers, se va a celebrar en el Hotel "London Tara", en Kensington, London W8, Inglaterra, una Conferencia Internacional sobre la utilización del hormigón en ambientes marítimos.

En la actualidad, está demostrado que el hormigón puede soportar, sin detrimento para su durabilidad, los más adversos ambientes marítimos. Por ello es el material más utilizado en la construcción de estructuras marítimas o costeras.

Las enseñanzas obtenidas del comportamiento de los fortines construídos en las costas durante la última guerra, de las plataformas en alta mar para explotaciones petrolíferas y de las grandes obras de protección contra las mareas en diversas partes del mundo, resultan muy provechosas para la ejecución de cualquier estructura de hormigón que haya de quedar expuesta al ambiente marítimo.

Todos cuantos se dedican al proyecto, construcción y explotación de puertos, refugios, defensas costeras, túneles sumergidos, muelles, instalaciones industriales y estructuras en alta mar, podrán beneficiarse de las experiencias que se presentarán y discutirán en "MARINE CONCRETE' 86".

Coincidiendo con la Conferencia se prepara una exposición de materiales, servicios y equipos relacionados con el tema de la reunión.

Se han programado cinco Sesiones:

Sesión I.– Proyecto. Nuevos conceptos estructurales, investigación, normas y especificaciones internacionales.

Sesión II.– Comportamiento. En alta mar y en la costa, ensayos, durabilidad, investigación.

Sesión III.– Ejecución. Materiales, técnicas y aplicaciones.

Sesión IV.– Inspección, mantenimiento y reparación. Bajo y sobre el agua, en alta mar y en la costa.

Sesión V.– El futuro de las aplicaciones del hormigón en ambientes marítimos.

Los idiomas previstos para la Conferencia son inglés, francés, alemán, español y japonés.

Habrá un programa especial de actos sociales para los participantes y sus acompañantes,

Los interesados en presentar alguna Comunicación, participar en la Exposición o simplemente asistir a la Conferencia, deberán ponerse en contacto, a la mayor brevedad posible, con la Entidad Organizadora dirigiéndose a:

Anthea Wright.
The Concrete Society, Devon House, 12-15 Dartmouth Street.
LONDON SW 1H 9BL
(Inglaterra).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Depósitos cilíndricos pretensados. Consideraciones sobre el proyecto

J.A. Llombart
V. Antón
Ingenieros de Caminos

Los depósitos de agua, constituidos por una pared cilíndrica de hormigón apoyada sobre una solera, han sido utilizados durante muchos años como elementos reguladores en el abastecimiento de agua de poblaciones. Existe gran número de ellos en toda España y actualmente se siguen construyendo con la citada tipología, dadas sus evidentes cualidades estructurales y sus favorables aspectos económicos, ya que es posible emplear unas cantidades mínimas de materiales, con un óptimo aprovechamiento desde el punto de vista resistente.

La presión hidrostática del agua origina en las paredes unos esfuerzos tangenciales de tracción, cuya magnitud es variable con la altura, existiendo además una flexión vertical de escasa importancia que puede llegar a ser prácticamente nula con el depósito lleno de agua y dadas unas determinadas condiciones de apoyo de la pared sobre la solera.

La naturaleza de los esfuerzos de las paredes, analizadas como láminas cilíndricas, determina consecuentemente la disposición de unas armaduras circulares destinadas a soportar la tracción resultante. En depósitos de cierta magnitud, (con diámetros superiores a los veinte metros, aproximadamente) la experiencia ha demostrado la necesidad de constituir dicha armadura activa, con el objeto de que el hormigón permanezca permanentemente comprimido bajo cualquier hipótesis de llenado del depósito, con las consiguientes ventajas desde el punto de vista de la estanquidad.

En el sentido vertical, si bien un pretensado puede ser conveniente a efectos de conseguir una compresión biaxial en el hormigón, no se suele disponer, dada la escasa importancia de los esfuerzos de flexión vertical a que estan sometidas las paredes. En la mayor parte de los casos, las armaduras verticales pueden resolverse satisfactoriamente mediante barras corrugadas de moderada cuantía, con ventajas económicas sobre el pretensado, sin detrimento de estanquidad.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Los depósitos proyectados con los criterios antedichos, pueden representar una excelente solución por sus cualidades funcionales y por su bajo costo; sin embargo, desgraciadamente se producen con frecuencia casos de falta de estanquidad en este tipo de estructuras, que obligan "a posteriori" a costosas impermeabilizaciones. En la mayor parte de estos casos, existen fisuras horizontales en las paredes cuya causa resulta aparentemente difícil de determinar.

La presente comunicación tiene por objeto prevenir este tipo de patología fijando unos criterios de proyecto que se deben tener en cuenta, y que si bien podrían parecer que están motivados por efectos de segundo orden, un riguroso análisis estructural ha permitido mostrar que no es así y que la magnitud de los esfuerzos de flexión que deben ser soportados por armaduras verticales pueden en ocasiones ser del orden de tres veces superiores a los que se determinan con la sola consideración de la presión que el agua ejerce sobre la lámina cilíndrica. Las consecuencias de estos efectos, en caso de que no sean tenidos en cuenta, no afectan a la seguridad global de la estructura, gracias a la capacidad de redistribución del hormigón; sin embargo, originan una fuerte fisuración horizontal y por tanto, la pérdida de estanquidad del depósito.

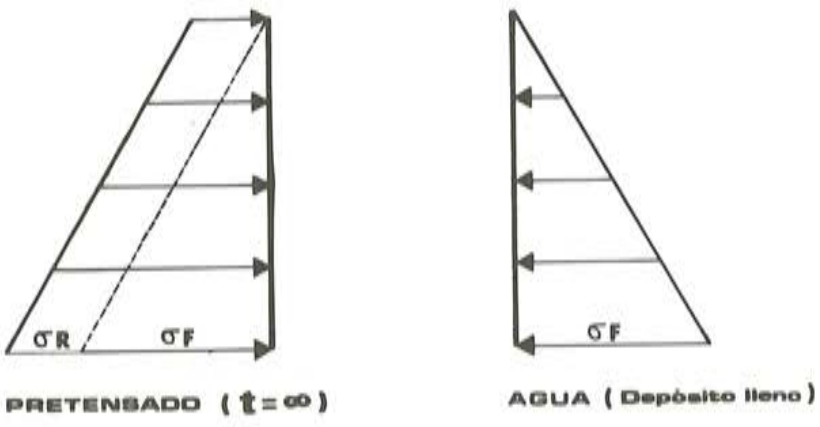
A continuación se describen los puntos básicos para el proyecto, así como un procedimiento para el análisis mediante ordenador, que permite la obtención de las leyes de deformaciones y esfuerzos en cualquier sección de la pared, debidas a la acción de cada uno de los cables de pretensado, presión del agua, fenómenos reológicos y teniendo en cuenta las pérdidas instantáneas y diferidas de pretensado.

Se hará hincapié en el estudio de las distintas fases de construcción siendo posible, con la ayuda del ordenador, obtener un orden en el tesado de cables que minimiza los esfuerzos verticales de flexión en las paredes.

Finalmente, se expondrán unos criterios de dimensionamiento de las armaduras pasivas para impedir fisuraciones que pongan en peligro la estanquidad del depósito.

DISPOSICION Y DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS ACTIVAS

La tendencia en el diseño es disponer las armaduras activas de forma que den lugar a unas leyes lineales de presiones y desplazamientos sobre las paredes, de sentido contrario a las provocadas por el agua, que compensen a éstas, dejando una tensión de compresión residual, en la hipótesis de depósito lleno; para lo cual, es necesario que los dos bordes sean libres o con una coacción muy pequeña. En este caso, sólo se producirán esfuerzos verticales para las hipótesis de depósito parcialmente lleno.



PRETENSADO ($t = \infty$) AGUA (Depósito lleno)

Fig. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En la figura 1 se muestra un diagrama de esfuerzos axiles tangenciales motivados por el pretensado a tiempo infinito ($\sigma_R + \sigma_F$) y por el agua (σ_F). La tensión residual (σ_R) recomendada es del orden de 10 kg/cm^2.

Con este criterio se pueden fijar los tipos de tendones que se deben utilizar y la separación entre ellos.

La fuerza en un cable no es constante en todos sus puntos, debido a las pérdidas ocasionadas por el rozamiento entre armaduras y vaina. Sin embargo, es conveniente para evitar esfuerzos horizontales en las paredes, que los cables produzcan una fuerza de desviación uniforme. Para ello se pueden disponer los cables desfasados en planta, de forma que los anclajes de un grupo coincidan con los centros del otro. En la figura 2 se muestran dos sistemas (A y B) de cables dispuestos con dicho criterio, así como el diagrama de tensiones a lo largo de su longitud.

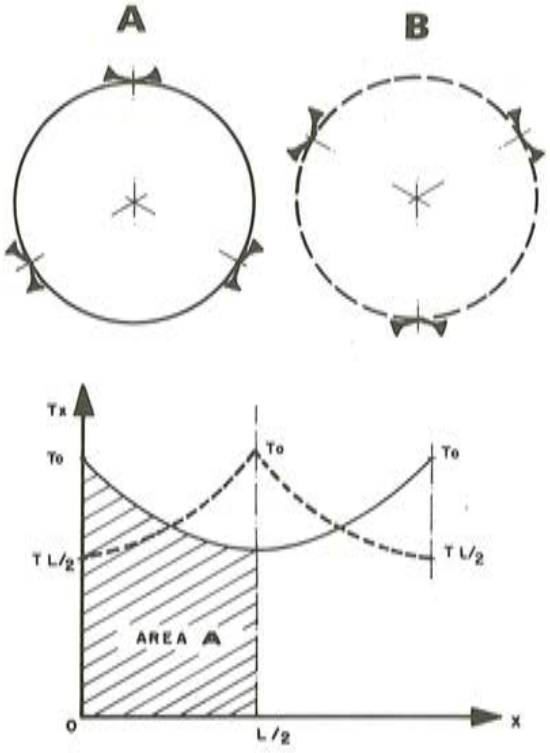


Fig. 2.

Si hacemos:

T_o Fuerza en anclaje.
μ Coeficiente de rozamiento en curva.
α Suma de valores absolutos de variaciones angulares desde el anclaje hasta la sección en estudio, medidas en radianes.
K Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal.
a_v Radio hasta el eje de vaina.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Entonces:

$$\alpha = \frac{X}{a_v}$$

$$\text{Area } A = \int_0^{L/2} T_o \cdot e^{-x\left(\frac{\mu}{a_v} + K\right)} \cdot dx = \frac{T_o}{-\left(\frac{\mu}{a_v} + K\right)} \left[e^{-L/2\left(\frac{\mu}{a_v} + K\right)} - 1 \right]$$

El valor medio de la fuerza de pretensado será T_m = Area/L/2 y la fuerza radial que produce en la lámina, $t_m = T_m / a_v$.

METODO DE CALCULO DE ESFUERZOS Y DEFORMACIONES

El método de cálculo que se propone es válido para láminas cilíndricas de espesor constante, cargadas simétricamente respecto a su eje.

Es un método basado en formulaciones matemáticas muy similares a las que resuelven una viga flotante, dada la analogía formal entre las ecuaciones diferenciales que rigen el comportamiento de ambos tipos de estructuras. En este caso, sin embargo, se añaden una serie de aspectos derivados del pretensado, como son el estudio del orden de tesado, los efectos debidos a la retracción, fluencia y pérdidas diferidas en los cables, etc. Por otro lado este método permite cualquier tipo de condiciones de contorno: borde libre, apoyado, empotrado y apoyo-empotramiento elástico; un caso particular de este último, el apoyo sobre placas de neopreno es estudiado con detalle.

El método, por su sencillez, se puede implementar fácilmente incluso en pequeños microordenadores, quedando así su utilización al alcance de cualquier profesional.

Partimos de las leyes de deformaciones y esfuerzos correspondientes a una lámina cilíndrica de longitud infinita, sometida a una carga radial puntual. (Figura 3)

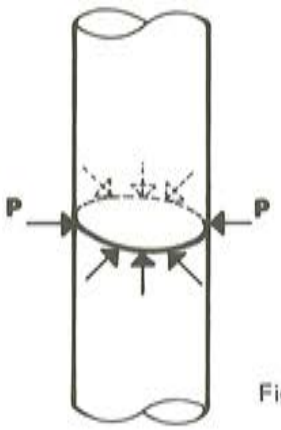


Fig. 3.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Flecha: $$W = \frac{P}{8\,\beta^3\,D} \cdot e^{-\beta x}\,(\operatorname{sen}\beta x - \cos\beta x) = C_1 \cdot P$$

Giro: $$\theta = -\frac{P}{4\,\beta^2\,D} \cdot e^{-\beta x} \cdot \operatorname{sen}\beta x = C_2 \cdot P$$

Momento flector: $$M = \frac{P}{4\,\beta}\, e^{-\beta x}\,(\cos\beta x - \operatorname{sen}\beta x) = C_3 \cdot P$$

Esfuerzo cortante: $$Q = -\frac{P}{2}\, e^{-\beta x} \cos\beta x = C_4 \cdot P$$

Esfuerzo axil: $$N = \frac{E \cdot h \cdot W}{a}$$

Siendo:

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{3\,.\,(1-\nu^2)}{a^2\,.\,h^2}}$$

$$D = \frac{E\,.\,h^3}{12\,.\,(1-\nu^3)}$$

E = Módulo de elasticidad
ν = Coeficiente de Poisson
a = Radio medio
h = Espesor
x = Distancia desde la posición de la carga hasta la sección en estudio.

Convenio de signos utilizados

Fuerza positiva la dirigida hacia el eje del cilindro y negativa en sentido contrario. El valor de x es siempre positivo para calcular las C, pero cuando la sección en estudio está por debajo de la carga, se cambian de signo C_2 y C_4 que corresponden a las leyes de giros y cortantes, respetándose el signo de C_1 y C_3. (Figura 4)

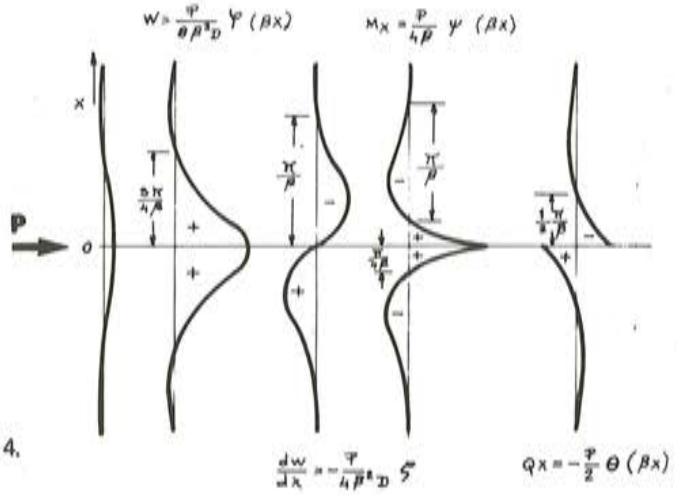


Fig. 4.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En cuanto a axiles, la compresión se toma positiva y la tracción negativa.

Si utilizamos estas fórmulas, válidas para una pieza indefinida, superponiendo los efectos debidos a la carga radial exterior, con los debidos a 4 fuerzas ficticias, de forma que se cumplan las condiciones de contorno, obtenemos las leyes de deformaciones y esfuerzos correspondientes a una lámina de cualquier longitud. (Figura 5).

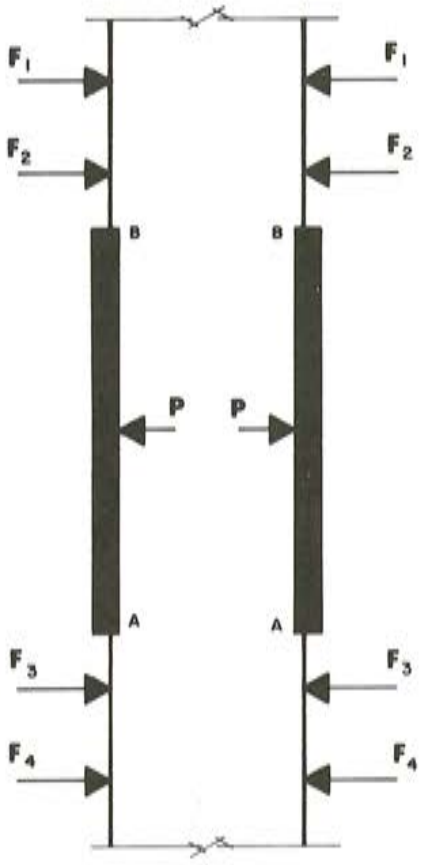


Fig. 5.

Obtención de las fuerzas ficticias

Se plantea un sistema de 4 ecuaciones con 4 incógnitas, dos ecuaciones para cada borde del depósito. En cada una de ellas se considera la influencia sobre el contorno de las 4 fuerzas ficticias y de la carga exterior, imponiendo la condición de borde correspondiente.

Condiciones de contorno:

1. Libre: Ecuaciones de momento flector y cortante igual a $\phi(W_{I,J} = C_3 ; W_{I+1,J} = C_4)$.
2. Apoyado: Ecuaciones de flecha y momento flector igual a $\phi(W_{I,J} = C_1 ; W_{I+1,J} = C_3)$.
3. Empotrado: Ecuaciones de flecha y giro igual a $\phi(W_{I,J} = C_1 , W_{I+1,J} = C_2)$.
4. Apoyo o/y empotramiento elástico: Ecuaciones mixtas flecha-cortante y giro-momento igual a deformación o esfuerzo en el apoyo. $(W_{I,J} = C_1 \mp C_4/K_1)$ $(W_{I+1,J} = C_2 + C_3 / K_2)$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Siendo:

I=1 borde inferior.
I=3 borde superior.
J Variable de 1 a 5
$W_{I,J}$ Coeficientes del sistema de ecuaciones.

Para bordes tipos libre, apoyado o empotrado, el sistema de ecuaciones será:

$$\text{Extremo A}\begin{cases} F_1 . W_{11} + F_2 . W_{12} + F_3 . W_{13} + F_4 . W_{14} = - P . W_{15} \\ F_1 . W_{21} + F_2 . W_{22} + F_3 . W_{23} + F_4 . W_{24} = - P . W_{25} \end{cases}$$

$$\text{Extremo B}\begin{cases} F_1 . W_{31} + F_2 . W_{32} + F_3 . W_{33} + F_4 . W_{34} = - P . W_{35} \\ F_1 . W_{41} + F_2 . W_{42} + F_3 . W_{43} + F_4 . W_{44} = - P . W_{45} \end{cases}$$

Los coeficientes W, son los que multiplicados por el valor de la fuerza ficticia F dan la influencia de ésta sobre el borde estudiado, considerada la pieza de longitud infinita.

A continuación se deducen las ecuaciones correspondientes a un borde apoyado sobre placas de neopreno. Se operaría análogamente para cualquier otro tipo de apoyo o empotramiento elástico.

– Flecha final en sección de borde (debido a fuerzas ficticias más fuerzas exteriores) igual a desplazamiento horizontal del apoyo:

$$C_{11} . F_1 + C_{12} . F_2 + C_{13} . F_3 + C_{14} . F_4 + C_{15} . P = \delta_n \qquad (1)$$

– Cortante final en sección de borde (debido a fuerzas ficticias más fuerzas exteriores) igual a fuerza horizontal transmitida a la lámina por el apoyo.

$$C_{41} . F_1 + C_{42} . F_2 + C_{43} . F_3 + C_{44} . F_4 + C_{45} . P = \pm K_1 . \delta_n \qquad (2)$$

Siendo:
K_1 = G.S/Esp: Coeficiente de rigidez del apoyo.
G: Módulo de elasticidad transversal neopreno.
S: Area del apoyo por metro lineal de circunferencia.
Esp: Espesor neto de neopreno.

Hay que observar que el signo de δ_n y el de $K_1 . \delta_n$ es el mismo cuando la ecuación se aplica al borde inferior ya que en él, a una flecha positiva corresponde un cortante producido por la reacción de apoyo positivo, según el convenio establecido, mientras que δ_n y $K_1 . \delta_n$ tienen signos distintos si se aplica al borde superior, ya que en éste, a una flecha positiva corresponde un cortante debido a la reacción de apoyo, negativo.

– Giro final en sección de borde (debido a fuerzas ficticias más fuerzas exteriores) igual a giro del apoyo:

$$C_{21} . F_1 + C_{22} . F_2 + C_{23} . F_3 + C_{24} . F_4 + C_{25} . P = \theta_n \qquad (3)$$

– Momento final en sección de borde (debido a fuerzas ficticias más fuerzas exteriores) igual a momento transmitido a la lámina por el apoyo.

$$C_{31} . F_1 + C_{32} . F_2 + C_{33} . F_3 + C_{34} . F_4 + C_{35} . P = + K_2 . \theta_n \qquad (4)$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Siendo K_2 : Coeficiente de rigidez del apoyo por giros.

Con apoyos de neopreno:

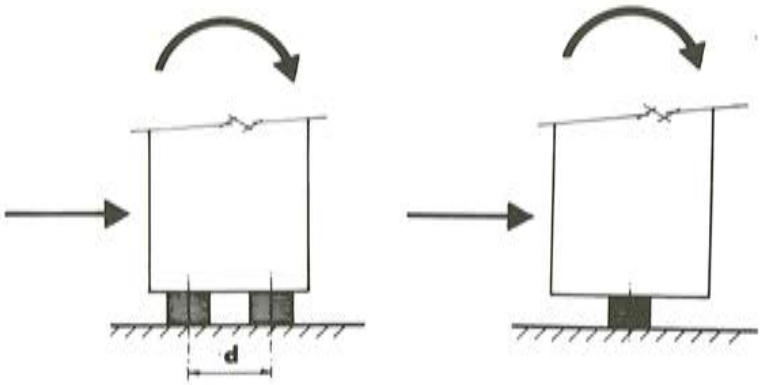


Fig. 6.

$K_2 = \frac{S \cdot E}{Esp} \cdot \frac{d^2}{2}$ (Si existen 2 placas separadas entre ejes la distancia d.)

E: Módulo de elasticidad neopreno.

$K_2 = \frac{a^5 \cdot b \cdot G}{75 \cdot t^3 \cdot n}$ (una sola placa)

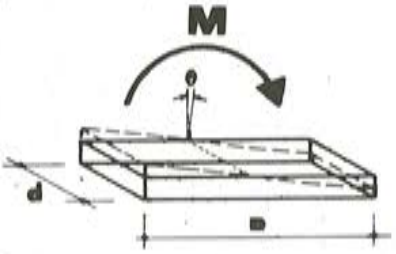


Fig. 7.

Siendo:

a y b dimensiones.

G: Módulo elástico, tangencial.

$t = \frac{Esp}{n}$ (espesor de 1 capa)

n: Número de capas.

El signo de θ_n y el de $K_2 \cdot \theta_n$ son contrarios cuando se refieren al borde inferior ya que a un giro negativo corresponde un momento sobre la lámina debido al apoyo, positivo y son del mismo signo cuando se refieren al borde superior. (Figura 8)

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

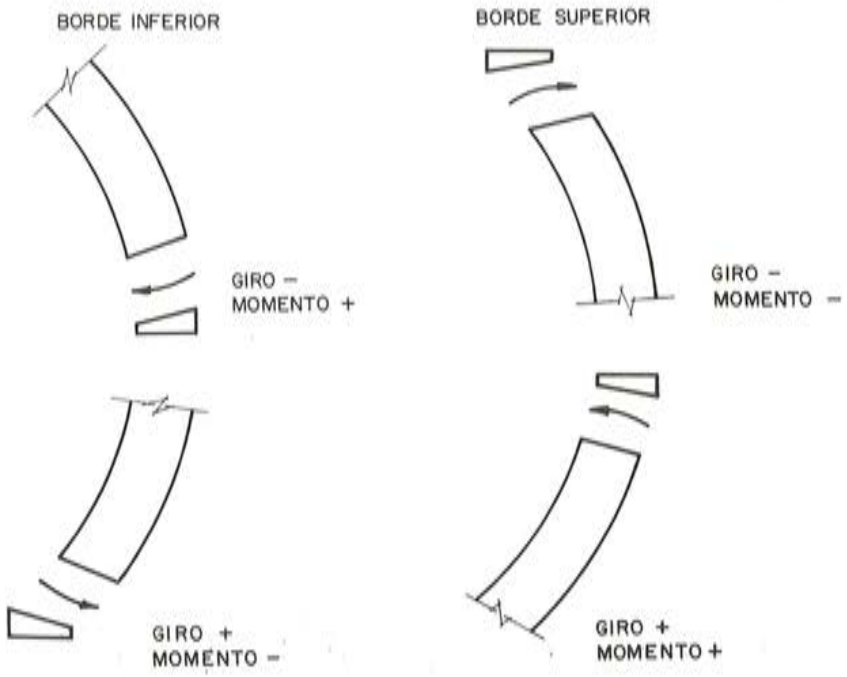


Fig. 8.

Despejando δ_n de (2) y sustituyendo en (1) tenemos:

$$\left(C_{11} \mp \frac{C_{41}}{K_1}\right) . F_1 + \left(C_{12} \mp \frac{C_{42}}{K_1}\right) . F_2 + \left(C_{13} \mp \frac{C_{43}}{K_1}\right) . F_3 +$$

$$+ \left(C_{14} \mp \frac{C_{44}}{K_1}\right) . F_4 = - \left(C_{15} \mp \frac{C_{45}}{K_1}\right) . P$$

Los signos − corresponden al borde inferior y los + al superior.

Despejando θ_n de (4) y sustituyendo en (2) tenemos:

$$\left(C_{21} \pm \frac{C_{31}}{K_2}\right) . F_1 + \left(C_{22} \pm \frac{C_{32}}{K_2}\right) . F_2 + \left(C_{23} \pm \frac{C_{33}}{K_2}\right) . F_3 +$$

$$+ \left(C_{24} \pm \frac{C_{34}}{K_2}\right) . F_4 = - \left(C_{25} \pm \frac{C_{35}}{K_2}\right) . P$$

Los signos + corresponden al borde inferior y los − al superior.

Estas 2 últimas ecuaciones de donde se han eliminado las incógnitas δ_n y θ_n son las que intervienen en el sistema cuando la condición de contorno es apoyo o empotramiento elástico.

Si en una hipótesis de carga actúa más de una fuerza, en el segundo miembro de las ecuaciones se añadirán tantos sumandos como fuerzas intervengan.

En el caso de hipótesis con cargas triangulares (presión de un líquido) o rectangulares (presión de un gas), se pueden descomponer éstas en cargas puntuales y sumar sus efectos, utilizando la formulación anterior.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Con notación matricial será:

$$[W] . [F] = [P]$$

Siendo:

W : Matriz de rigidez 4 x 4.
F : Matriz columna de las incógnitas (4 fuerzas ficticias).
P : Matriz columna, una para cada hipótesis de carga.

Situación de las fuerzas ficticias:

La posición de las fuerzas ficticias puede elegirse de forma que se anulen determinados coeficientes, para mayor comodidad de cálculo y facilidad de comprobación.

Las distancias de las fuerzas próximas al extremo A serían (Figura 9):

$$D(1,1) \begin{cases} \dfrac{\pi}{2\beta} & \text{(Borde libre o apoyo – empotramiento elástico)} \\ \dfrac{3\pi}{4\beta} & \text{(Borde apoyado)} \\ \dfrac{\pi}{\beta} & \text{(Borde empotrado)} \end{cases}$$

$$D(1,2) = H + D(1,1)$$

$$D(2,1) \begin{cases} \dfrac{\pi}{4\beta} & \text{(Borde libre o apoyo – empotramiento elástico)} \\ \dfrac{\pi}{4\beta} & \text{(Borde apoyado)} \\ \dfrac{3\pi}{4\beta} & \text{(Borde empotrado)} \end{cases}$$

$$D(2,2) = H + D(2,1)$$

Análogamente para el extremo B.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

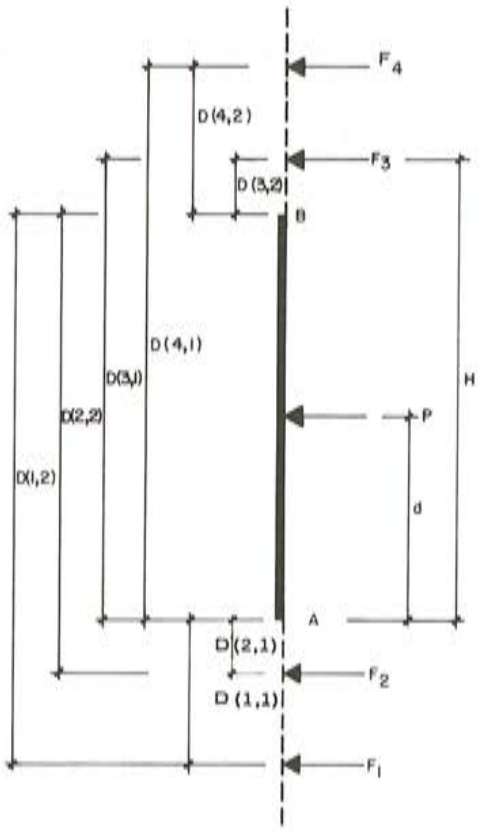


Fig. 9.

Leyes finales en cada sección

Para cada hipótesis de carga, conocidas las fuerzas ficticias, se deducen todas las leyes, deformada, giro, flector, cortante y axil, en cada sección del depósito, sumando los efectos de la carga exterior y los de las fuerzas ficticias.

Los valores del esfuerzo axil se obtienen directamente de los de la flecha, en cada sección mediante la fórmula: $N = \frac{E \cdot h \cdot w}{a}$ siendo:

E : Módulo de elasticidad
h : Espesor.
a : radio medio
w : flecha

Leyes debidas a cables de pretensado, según el orden de tesado. Pérdidas instantáneas por acortamiento elástico

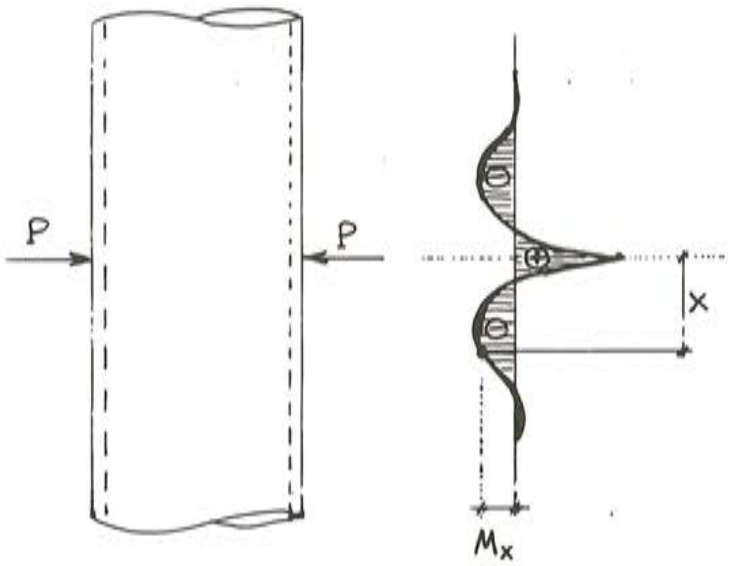
La influencia de los cables sobre la lámina, se estudia en 3 fases:

1. Cálculo de las leyes de deformaciones y esfuerzos debidas a cada uno de los cables por separado.
2. Definición del orden de tesado de cables.
3. Estado de la lámina después del tesado de cada cable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

(1) Por el método ya indicado se pueden calcular las leyes de deformaciones y esfuerzos en las secciones de lámina deseadas, debidas a cada uno de los cables de pretensado, a partir de la fuerza media del cable y su ordenada, valores dimensionados previamente.

(2) Conviene establecer un orden en el tesado de los cables, de manera que se disminuyan en lo posible, los momentos flectores verticales que se producen en las paredes en fase de construcción, hasta el momento de estar tesos todos los cables. Un criterio posible para establecer dicha secuencia es el siguiente: Se parte de tesar el cable más proximo al borde superior, ya que en esta zona los cables son más pequeños y por tanto producen menores esfuerzos locales en las paredes. A continuación se va eligiendo el cable en cuya sección el momento flector vertical acumulado es mínimo. (Fig. 10)



$$M_x = \frac{P}{4\beta} \cdot e^{-\beta x} \cdot [\cos \beta x - \operatorname{sen} \beta x]$$

Fig. 10.

De esta forma los valores máximos de los momentos flectores verticales que aparecen durante la fase de construcción, se reducen hasta la tercera parte de los que resultarían si se procediese a tesar los cables consecutivamente desde el más alto al más bajo.

(3) Definido el orden de tesado de cables, se calcula el estado de la lámina después del tesado de cada cable, teniéndose en cuenta el efecto de las pérdidas por acortamiento elástico que se producen en los cables tesados con anterioridad.

$$\text{Les (Icab, Sec)} = \text{Les (Icab} - 1\text{, Sec)} + \text{Ley (Ord (Icab), Sec)} - \sum_{I=1}^{Icab-1} \text{Ley (Ord (I), Sec) . Incr/P (Ord (I))}$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Siendo: Les (Icab, Sec) leyes de deformada, giro, momento, cortante, axil, al tesar el cable teso en lugar Icab.

Ley (Ord (Icab), Sec) ley debida al cable que se acaba de tesar.

$\sum_{I=1}^{Icab-1}$ Ley (Ord (I), Sec) x Incr/P (Ord (I)): Leyes producidas por las pérdidas instantáneas de los cables tesados con anterioridad a Icab. Estas pérdidas se producen como consecuencia del tesado de dicho cable Icab.

Retracción, Fluencia, Pérdidas diferidas

Retracción: Si la pared tiene los dos bordes libres, se produce en todas las secciones la misma flecha:

$$\delta_r = \epsilon_r \cdot R$$

siendo R el radio medio.

Los giros que se producen son ϕ al igual que los esfuerzos.

Si algún borde o los dos, está apoyado o empotrado, entonces se producen esfuerzos debidos al hiperestatismo.

Se calculan unas fuerzas ficticias que obligan a cumplir las condiciones de contorno.

$W_{11} \cdot F_1 + W_{12} \cdot F_2 + W_{13} \cdot F_3 + W_{14} \cdot F_4 = -\delta_r$ (Flecha igual a la de retracción, cambiada de signo).

$W_{21} \cdot F_1 + W_{22} \cdot F_2 + W_{23} \cdot F_3 + W_{24} \cdot F_4 = \phi$ (Giro igual a ϕ en caso de empotramiento y momento igual a ϕ en caso de apoyo simple).

Las leyes finales debidas a la retracción serán suma de las que se producen en el caso libre-libre más las debidas a las fuerzas ficticias calculadas.

Fluencia. –Si la pared tiene los dos bordes libres, se produce una ley de flechas debida a fluencia.

$$\delta_f = \varphi_t \cdot \frac{\sigma}{E_c} \cdot R$$

σ : Tensión en cada sección.

Y una ley de giros:

$$\theta_f = \varphi_t \cdot \theta$$

θ : Giro en cada sección a tiempo ϕ.

Si algún borde o los dos está apoyado o empotrado, estas leyes son las mismas que en el caso libre-libre y no se producen esfuerzos debidos a fluencia, ya que sus deformaciones son proporcionales a las deformaciones instantáneas.

Sin embargo, si alguno de los contornos es apoyo o empotramiento elástico, entonces la deformación por fluencia provoca esfuerzos en la lámina, al igual que la de retracción; para obtenerlos se calculan unas fuerzas ficticias que obligan a cumplir las condiciones de contorno.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Apoyo o empotramiento elástico. (Apoyos de neopreno)

$$\text{Ec. (1): } W_{11} \cdot F_1 + W_{12} \cdot F_2 + W_{13} \cdot F_3 + W_{14} \cdot F_4 + \delta_r + \delta_f = \delta_n \text{ (Flecha)}$$

$$\text{Ec. (2): } W_{21} \cdot F_1 + W_{22} \cdot F_2 + W_{23} \cdot F_3 + W_{24} \cdot F_4 = \pm K_1 \text{ (Cortante)}$$

De estas 2 se deduce:

$$\left(W_{11} \mp \frac{W_{21}}{K_1}\right) \cdot F_1 + \left(W_{12} \mp \frac{W_{22}}{K_1}\right) \cdot F_2 + \left(W_{13} \mp \frac{W_{23}}{K_1}\right) \cdot F_3 + \left(W_{14} \mp \frac{W_{24}}{K_1}\right) \cdot F_4 = -\delta_r - \delta_f$$

$$\text{Ec. (3) } W_{31} \cdot F_1 + W_{32} \cdot F_2 + W_{33} \cdot F_3 + W_{34} \cdot F_4 + \theta_f = \theta_n \text{ (Giro)}$$

$$\text{Ec. (4) } W_{41} \cdot F_1 + W_{42} \cdot F_2 + W_{43} \cdot F_3 + W_{44} \cdot F_4 = \mp K_2 \cdot \theta_n \text{ (Momento)}$$

De estas 2 se deduce:

$$\left(W_{31} \pm \frac{W_{41}}{K_2}\right) F_1 + \left(W_{32} \pm \frac{W_{42}}{K_2}\right) F_2 + \left(W_{33} \pm \frac{W_{43}}{K_2}\right) F_3 + \left(W_{34} \pm \frac{W_{44}}{K_2}\right) F_4 = -\theta_f$$

Las leyes de flechas y giros debidas a retracción y fluencia serán las obtenidas de las FI más las que se producirían con contornos libre-libre.

A partir de las flechas ocasionadas por retracción y fluencia se obtienen las pérdidas que éstas producen en los distintos cables y finalmente las deformadas y esfuerzos que dichas pérdidas provocan a su vez en las distintas secciones de la lámina. $\Delta P_1 = E_p \cdot A_p \cdot W/R$.

A continuación ya pueden calcularse las pérdidas por relajación del acero ΔP_2:

$$\Delta P_2 = \rho_f \, [\, P_{ki} - 2 . \Delta P_1 \,]$$

Y por tanto:

Pérdidas diferidas totales = $\Delta P_1 + \Delta P_2$.

Siendo:

- W : Flecha en la sección del cable por la retracción y la fluencia
- E_p : Módulo de elasticidad del acero de pretensado.
- A_p : Area de acero del cable.
- R : Radio medio.
- ρ_f : Valor final de la relajación del acero.
- P_{ki} : Fuerza media del cable al descontar pérdidas instantáneas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Las leyes de deformadas y esfuerzos en la lámina, a tiempo infinito y sin actuación de sobrecargas, es decir solamente sometida a cargas de pretensado, se obtienen sumando a las leyes obtenidas a tiempo cero, las ocasionadas por los fenómenos de retracción y fluencia y las debidas a las pérdidas diferidas de los cables.

Dado que estos fenómenos se producen en el transcurso de un largo período de tiempo, los coeficientes que intervienen en los sistemas de ecuaciones planteadas para el cálculo de fuerzas ficticias de retracción, fluencia y pérdidas diferidas en los cables, se toman con el módulo de elasticidad diferido del hormigón (Módulo instantáneo dividido por el coeficiente de evolución de la fluencia). Igualmente, en el caso de apoyos de neopreno, se tomarán los coeficientes de rigidez correspondientes a cargas lentas.

RESULTADOS

Para la verificación de la estructura es necesario analizar:

1. *Proceso constructivo.* Situación de la lámina después del tesado de cada uno de los cables.
2. *En servicio* - 2.1 Estado de la lámina a tiempo infinito (incluyendo efectos diferidos) y sin sobrecargas.
   - 2.2 Estado de la lámina a tiempo infinito y actuando las sobrecargas (Se debe estudiar para cada hipótesis de carga).

DIMENSIONAMIENTO DE ARMADURAS PASIVAS

Para garantizar la estanquidad del depósito es necesario limitar la tensión de trabajo de las armaduras pasivas. A continuación recogemos los valores máximos que recomiendan algunas Normas extranjeras:

	Norma británica	*A.C.I.*
Elementos a flexión, en paramento interior	867 Kg/cm²	1.120 Kg/cm²
Elementos a flexión, en paramento exterior	1.275 Kg/cm²	1.400 Kg/cm²

Espesor de pared, $\geqslant$ 30 centímetros.

RESUMEN Y CONCLUSIONES

Los conceptos antedichos son aplicables al proyecto de depósitos circulares formados por una pared cilíndrica de hormigón apoyada sobre una solera. La armadura principal circular es activa, mediante tendones con vaina y las armaduras verticales pasivas; como hormigón armado. Los conceptos y procedimientos descritos son, asimismo, extensibles para cualquier tipo de vinculación de la pared con la solera (empotramiento, articulación fija, apoyo sobre neopreno en placas o en anillo continuo, teflón, etc.).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Para el desarrollo de los procesos indicados se requiere el uso de un pequeño microordenador, quedando así su utilización al alcance de cualquier profesional.

Los requisitos mínimos para asegurar las debidas condiciones de estanquidad, pueden resumirse de la siguiente forma:

1) Disposición adecuada de tendones circulares, tal que se produzca una compresión tangencial uniforme en el hormigón, con depósito lleno, a tiempo infinito, de 10 kg/cm^2.

2) Método de cálculo riguroso:

   - Análisis exhaustivo de esfuerzos a lo largo de toda la altura de las paredes del depósito.
   - Dicho análisis se realizará después del tesado de cada cable.
   - Consideración rigurosa de las condiciones de borde en apoyos y coronación (placas de neopreno, anillo continuo, teflón, empotramiento, etc.).
   - Determinación de envolventes de esfuerzos producidos en todas las fases de construcción.
   - Consideración en el análisis, de la retracción, fluencia, pérdidas debidas al acortamiento elástico y pérdidas diferidas.
   - Verificación de esfuerzos verticales con el depósito parcialmente lleno.

3) Elección adecuada y optimización del orden de tesado de cables, con la condición de producir mínimos momentos flectores verticales en las paredes.

4) Dimensionamiento de armaduras verticales de acuerdo con las limitaciones expuestas en normativa específica para depósitos.

BIBLIOGRAFIA

- S. TIMOSHENKO – Teoría de placas y láminas.
- British Standard Code of Practice CP 2007 (Design and construction of Reinforced and Prestressed Concrete Structures for the Storage of Water and other Aqueous liquids).
- Handbook on BS 5337 (The Structural use of concrete for retaining aqueous liquids).
- Leonard R. Creasy – Prestressed Concrete Cylindrical Tanks (John Wiley and Sons).
- Billington – Thin Shell Concrete Structures (Mc. Graw - Hill).
- Harvey C. Olander – Design of cylindrical concrete water tanks (Journal of the Structural Division. Proceedings of the American Society of Civil Engineers).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

591 - 9 - 42

Superestructura de un sistema nacional de monocarril

J. L. Rivas Zaragüeta
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Empresa Auxiliar de la Industria, AUXINI, S.A.
Unidad de Obras Especiales

1. ANTECEDENTES HISTORICOS

Desde primeros tiempos del transporte guiado, del que el ferrocarril convencional no es el único sistema posible, se intentaron otros sistemas que trataban en primer lugar de evitar las interferencias con los caminos de rueda y de sirga.

Las rutas de guiado exterior (convencionales) son sistemas de transporte constituídas por una dualidad vehículo-vía, en la que el guiado direccional del vehículo se realiza mediante una reacción exterior de la vía sobre aquél.

La más característica de las rutas guiadas creadas por la ingeniería ha sido la Ferrovía. Pero incluso desde los primeros tiempos de las Ferrovías, se trató de establecer otras rutas guiadas diferentes, las Monovías. En las Ferrovías la estabilidad del vehículo (longitudinal, transversal y direccional) se obtenía mediante un guiado crítico, cuasi insuficiente –rail-pestaña– y una carga elevada.

En las Monovías en cambio se incrementó el guiado, haciendo que la vía abrazara materialmente a los órganos de rodadura del vehículo o alternativamente que aquella fuera abrazada por éste.

La primera Monovía fué patentada por el inglés Palmer, en 1821, cuatro años antes del triunfo de Stephenson.

Es obvio que si se utiliza un guiado suficiente, se hará posible el aligeramiento máximo del móvil. Esta ligereza acompañada de la total diseminación de la carga, que lleva a cargas puntuales muy reducidas, convierte a las Monovías en la solución óptima para un transporte masivo elevado en las ciudades y en las conurbaciones, al permitir sobrevolar las densas redes viales, sobresaturadas, que existen en las ciudades importantes, mediante estructuras airosas y esbeltas, de agradable estética.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Por otra parte, la elección de un propulsor adecuado puede incrementar los valores de las rampas utilizadas en el trazado, lo que conlleva una reducción de los costes de la inversión y una mayor adaptación al terreno.

Igualmente una optimización de la cinemática del vehículo permitirá reducir las resistencias de tracción y las perturbaciones de marcha.

Históricamente los monocarriles constituyen la alternativa de los ferrocarriles, aptos especialmente para la circulación sobrevolando las redes de viales urbanos y suburbanos.

Con antigüedad idéntica a la del ferrocarril, han sido objeto de numerosos diseños, que en la inmensa mayoría o en la casi totalidad de los casos no pasaron de los tableros del proyectista, debido en buena parte a que los *criterios del proyecto mecánico eran los mismos que los del ferrocarril,* porque su condición de *trazados elevados sobre la superficie,* comportaba un importante sobrecoste de instalación, inadmisible mientras el tráfico de superficie no fuera excesivamente denso.

Los primeros monocarriles que llegaron a funcionar fueron los del español Arteaga, conocido internacionalmente por el afrancesamiento de su apellido como Lartigue, del que existieron trazados en el Norte de Africa y en Irlanda. El segundo fué el monocarril de Wuppertal, debido a Eugen Langen, inaugurado en 1901 y que aún sigue funcionando. Entre ambos se intercalan los intentos de Meigg, primero que concibió un monocarril con guiado lateral a la altura baricéntrica, disposición que ha sido seguida desde 1952 por Alweg, Bingham, Bertin, Cockerell, Svensson y por EUROTREN.

A partir de la solución de Alweg, los monocarriles proyectados introducen dos nuevos materiales: el hormigón pretensado para las vigas portantes, siguiendo la tecnología de Freyssinet, y ruedas de neumáticos siguiendo la tecnología de Michelin. Bastante antes un español, Goicoechea, había patentado en 1936 una rodadura mixta-neumático-portante y llantas de guiado lateral en acero. Su patente se llamaba Rodadura Elevada.

Con Alweg se cierra la era del monocarril. Ya no hay carriles en sentido estricto, tampoco hay "ferro" en las ruedas y sobre todo ya no existen las soluciones "monocarril", soluciones que entre 1900 y 1940 fueron comunes a una docena de intentos. A partir de 1950 se va a intentar dar vida a un sistema de transporte tan guiado como el ferrocarril o incluso más guiado que él, pero con rodadura tan silenciosa como los vehículos de automoción. Sus caminos de rodadura ya no son monarios como los monocarriles de anteguerra, ni binarios como las ferrovías, son caminos tetranarios, pentanarios e incluso exanarios. Además no están constituídos por carriles en sentido ferroviario. Por ello y atendiendo a que su estructura de sustentación y de guiado está constituída generalmente por un perfil único, cabe diferenciarlos apropiadamente con el nombre de monovías, que se contrapone bien con el de ferrovías y con el de autovías y aerovías, tan propias de nuestra época.

Las soluciones tanteadas en los últimos 30 años comprenden para las vías disposiciones monovigas y divigas y vanos de luces entre 10 y 20 m. Estos valores de la luz entre apoyos crean un efecto de pantalla o cortina que afecta negativamente al paisaje, tanto más si este es urbano. Para evitarlo o minimizarlo es necesario recurrir a luces más elevadas, del orden de 30 a 50 m.

2. ESTRUCTURAS DE HORMIGON EN LA MODERNA LOCOMOCION TERRESTRE GUIADA

La obtención de altas velocidades comerciales en las comunicaciones sobre distancias de hasta 1.000 kilómetros, compitiendo con los aviones de un lado, y el logro de velocidades comerciales muy superiores a las de los sistemas actualmente utilizados en los transportes

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

masivos urbanos y suburbanos, de otro, ha llevado durante el último lustro a la reconsideración primero, y desarrollo y experimentación, después, de soluciones muy apartadas de las que han estado en uso desde hace un siglo y medio en el Ferrocarril y desde algo más tarde en sus derivados Metropolitanos y Tranvías.

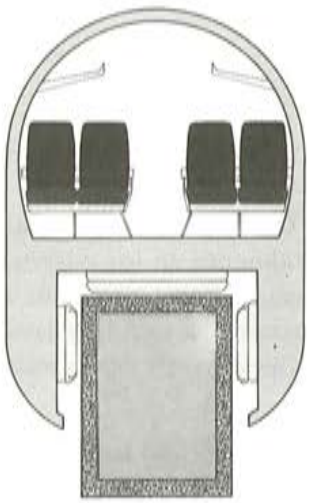
Tales soluciones suponen un empleo masivo de estructuras de hormigón como material más apto para conseguir bajos costos de mantenimiento, larga duración, bajo nivel de ruido y agradable estética.

Las altas velocidades comerciales en el Ferrocarril están apoyándose en la adopción de la losa continua de hormigón armado como asiento de los carriles, mientras que el logro de mejores soluciones de transporte masivo urbano obliga a la adopción de estructuras elevadas sobre los viales saturados de las ciudades y de las conurbaciones.

Analizaremos a continuación éstas últimas.

En competencia con las soluciones más modernas de los ferrocarriles clásicos, Talgo español, APT inglés, TGV francés, se propugnan sistemas nuevos, capaces de desarrollar velocidades superiores a los 300 km/h y en los que las funciones de sustentación, propulsión y dirección son desarrolladas por nuevos dispositivos.

VIGA DE SUSTENTACION DEL HOVERTRAIN



Los más avanzados de ellos son el Hovertrain y el Aérotrain francés. En ambos la vía está constituída por vigas de hormigón.

El Hovertrain es un vehículo que se desliza sobre una viga hueca, de hormigón pretensado, de dimensiones 1,32 x 1,8 m y de forma tal que los faldones del vehículo provistos de cámaras de guiado abracen buena parte de la misma cabalgando sobre ella.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Sus características son las siguientes:

Longitud	33,55 m
Anchura	2,74 m
Altura	4,27 m
Peso	25 t
Empuje del motor lineal aprox	3.000 kg
Potencia equivalente a 320 km/h	3.020 CV
Velocidad de crucero	320 km/h
Velocidad máxima	480 km/h
Capacidad	100 plazas.

El Aerotren de la sociedad Bertin es un vehículo sobre colchón de aire, de cámara simple, con faldones rígidos que tiene la forma de un fuselaje de avión de pasajeros, presentando una hélice carenada en su parte posterior. Se desliza sobre una vía de hormigón armado en forma de T invertida y con dos nervios verticales en su parte inferior. El ancho de la base es de 3,40 m, la altura del ala vertical superior es de 0,90 m y la de los nervios inferiores de 0,88 m. Los espesores oscilan entre 12 y 20 cm. La parte vertical penetra en una abertura que presenta el vehículo en su parte central y que lo atraviesa de extremo a extremo. Esta parte vertical constituye el elemento de guiado del vehículo, que actúa sobre los faldones a través de cámaras de aire verticales. Las alas horizontales de la T constituyen la plataforma de apoyo del vehículo.

Las características del vehículo de ensayo son las siguientes:

Longitud	23 m
Anchura	3,20 m
Sección muestra	10,5 m^2
Altura	3,20 m
Tara	10,11 t
Carga útil	7,85 t
Velocidad de crucero	250 km/h
Velocidad máxima	300 km/h
Potencia instalada	2.600 CV.

Paradójicamente al incremento de velocidad que se ha obtenido en el ferrocarril clásico y que se está alcanzando experimentalmente en los nuevos sistemas de rutas guiadas, ha correspondido un descenso de las velocidades comerciales de los sistemas de transporte utilizados en las ciudades y en las conurbaciones, a causa de la saturación de vehículos. Para obviarlo se estudian y en algunos casos se ensayan varios sistemas cuyas estructuras portantes se disponen elevadas a alturas de 5 m.

Como es evidente las soluciones elevadas no son nuevas en los transportes urbanos. Los primeros intentos se remontan al siglo pasado tanto con soluciones que presentaban trenes normalmente apoyados, como aquéllos otros que contaban con trenes suspendidos. Si ninguno de ambos se extendió con la generalidad alcanzada por los metros subterráneos, ello se debió a su ruidoso funcionamiento y a sus amazacotadas estructuras, antiestéticas, que justificaron la animadversión de los Urbanistas.

La situación de prevención hacia el metro aéreo ha cambiado radicalmente a lo largo del último lustro, con la introducción de la rodadura neumática y con el notable aligeramiento del material móvil.

A continuación describimos los sistemas Aerotrain Tridim, Tren Vertebrado, Westinghouse Transit System, Alweg Hitachi y el Tren Asimétrico de Eurotren Monoviga, S.A.

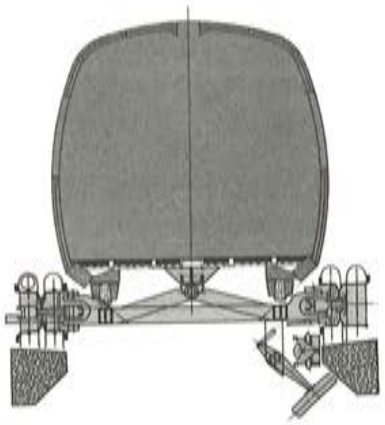
El Aerotrain Tridim es una aplicación urbana y suburbana del sistema de Bertin. Está constituído por coches unidos sustentados por colchón de aire y propulsados por un dispositivo de piñón-cremallera dispuesto en un plano horizontal.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La estructura de sustentación es una viga de hormigón pretensado, en forma de T invertida, similar a la solución Bertin interurbana, pero con el ala vertical de altura reducida, ya que el guiado se obtiene mediante el piñón cremallera (de nylon) en lugar de colchones de aire laterales.

Longitud	16 m
Anchura	2 m
Altura	2,65 m
Peso en vacío	6 t
Carga útil	4 t
Velocidad normal	60/80 km/h
Velocidad en punta	80/100 km/h
Luz entre apoyos del viaducto	20 a 30 m
Ancho del tablero de sustentación	2,20 m.

TREN VERTEBRADO



El Tren Vertebrado consiste en una serie de vehículos articulados entre sí. Las dimensiones de las cajas, que eran primitivamente de 2 m en cada uno de los sentidos, ancho, largo y alto, fueron aumentadas en el modelo T.V. 2, destinado a una línea que se construyó en Canarias entre Las Palmas y Maspalomas con una longitud de 65 km.

El tren tiene todas sus ruedas motoras accionadas por pequeños motores eléctricos y montadas sobre neumáticos. Están fijadas por encima del centro de gravedad del vehículo y, en unión de las ruedas estabilizadoras de eje vertical, hacen a éste indescarrilable.

Este sistema fué desarrollado por la Sociedad Anónima de Trenes Vertebrados bajo la dirección de su inventor, el Ingeniero español Alejandro Goicoechea.

El tren circula sobre una estructura elevada formada por vigas de hormigón pretensado de 25 x 40 cm, soportada a 5 m de altura por pilas ahorquilladas de hormigón armado. El tramo de experimentación tenía una longitud aproximada de 1.500 m con luces entre apoyos de 10 m.

Las vigas pretensadas eran prefabricadas y constituían tramos continuos, mediante el hormigonado in situ de las juntas correspondientes a los apoyos, con una longitud de 80 m. Las juntas de dilatación de tales tramos constan de planchas de acero cuyos extremos están inclinados respecto al sentido de la marcha.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La Compañía Westinghouse Electric Corporation viene experimentando desde 1965 el sistema TRANSIT EXPRESS WAY mediante pequeñas líneas. Este sistema, está formado por coches análogos a los trolebuses, dotados de motores eléctricos y puente diferencial y de una serie de ruedas, también neumáticas, con eje vertical que abrazan un carril central de guiado. El camino de rodadura está formado por dos vigas de hormigón. Este sistema ha sido automatizado completamente.

La ventaja de los monocarriles suspendidos y de los acaballados sobre el birraíl o duorraíl (como le llaman los norteamericanos) normal, radica en su indescarribilidad, asegurada por el hecho de que la vía queda envuelta por los yugos de suspensión o por el cuerpo del vehículo, respectivamente, y por el menor radio de curvatura necesario a igualdad de velocidad.

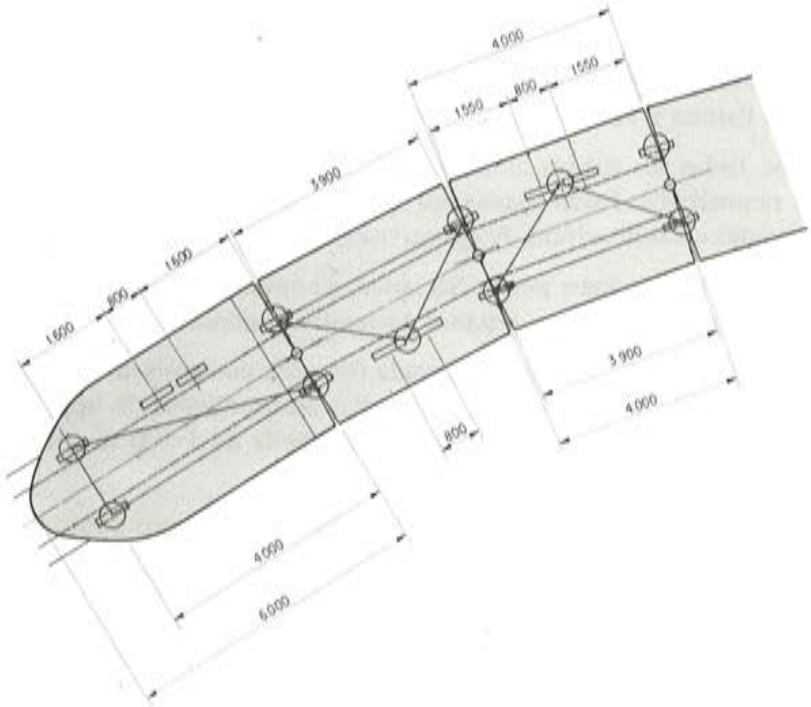
En cuanto a la comparación suspendido-acaballado, la estructura portante del segundo exige menores alturas y permite mayores velocidades al no tener que hacer frente al fenómeno de la pendulación.

La línea de Wuppertal, construída por Eugen Langen en 1900, es un buen ejemplo de suspendido veterano, mientras la línea del Safege francés, en el Japón, es un ejemplo de suspendido moderno.

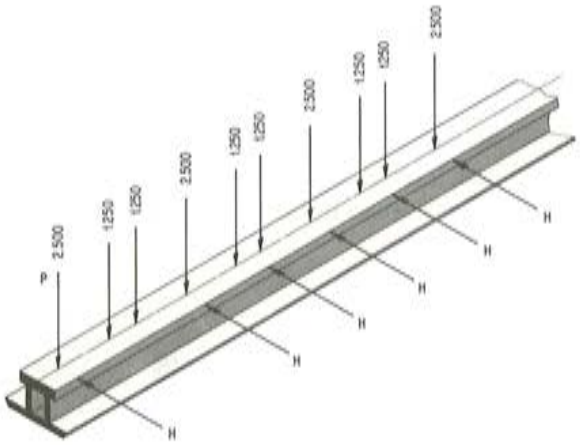
El sistema acaballado que había iniciado Palmer en 1821 fue adoptado por Alex Wenner Green, acaudalado industrial sueco que patrocinó el invento Hinskens, Ingeniero alemán, bajo la denominación de Alweg y cuyas licencias fueron adquiridas por la Hitachi japonesa. Se realizaron pequeñas líneas experimentales en Colonia, Turín, Seatle, Disneylandia (a escala 5/8) y líneas comerciales de algunos kilómetros en el aeropuerto de Haneda (Tokio) y en la Feria Mundial de Osaka.

Los inconvenientes de este sistema radican en que el material móvil es muy pesado, por lo que el centro de gravedad está muy elevado, produciéndose grandes tensiones para evitar el vuelco, la viga de hormigón es muy estrecha en su base y de gran canto con apoyos en las pilas complicados y difíciles de ejecución.

Por último, las unidades del Eurotren Monoviga son cajas no rígidas subdivididas en segmentos "metaméricos" articuladas por rotulación.



Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



P = CARGA VERTICAL
H = CARGA LATERAL

Tales cajas tienen una longitud de 16 m y en carga normal tienen una capacidad de 96 viajeros de los que 56 van sentados.

La carga de cada segmento "metamérico" de la caja gravita sobre 4 ruedas, dando cargas puntuales de 1,25 t, con una separación máxima de 2 m, lo que con vías monovigas equivale a carga uniformemente repartida de 1,25 t/m. Es evidente que este tren de cargas requiere un dimensionamiento de la estructura portante (viga-vía), para vanos de igual luz, muy inferior al que requieren los sistemas derivados del Alweg o de las patentes Bingham, que presentan la disposición más o menos convencional de bogie.

Uno de los objetivos plenamente satisfechos por esta monoviga es que constituye un perfil de la ruta guiadora que obliga a que la interacción vehículo-vía tenga lugar en los tres planos del triedro de referencia, pues si bien el ferrocarril ha sido definido como sistema de vehículos guiados, apoyados y unidireccionales obligados por la vía a seguir una trayectoria fija, la experiencia casi diaria demuestra que tal forma de guiado es muchas veces insuficiente —es un guiado crítico— y los vehículos descarrilan bajo ciertos empujes transversales, o despegan del carril en las colisiones por efecto de momentos longitudinales.

Otro objetivo plenamente conseguido es la drástica reducción de las cargas puntuales.

3. SUSTENTACION Y GUIADO - VIA

La tendencia actual de los sistemas de transporte guiados se encuadran entre los sistemas de transporte guiados montados sobre viga única con plano de guiado elevado que buscan la aproximación de este plano de guiado al centro de gravedad del vehículo para minimizar en todo lo posible los momentos de vuelco por fuerza centrífuga o por empuje de viento.

Este efecto suele buscarse mediante el empleo de una viga carril en T invertida o en doble T asimétrica, en las que el alma vertical queda alojada entre los elementos sustentantes (ruedas, deslizadores, etc.) ascendiendo hasta el plano de guiado.

El camino de rodadura de estos sistemas, queda definido pues por:

a) Un elemento vertical, en el que a determinada altura se situa el plano de guiado materializado por dos superficies laterales verticales que constituyen las bandas de guiado.

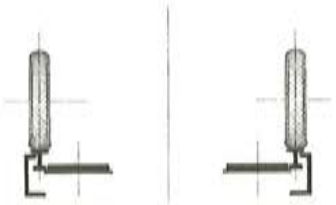
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

b) Una plataforma horizontal, dividida en dos por el elemento vertical y que constituye las bandas de sustentación del vehículo como bandas de rodadura de las ruedas portantes o bandas de deslizamiento, según los casos.

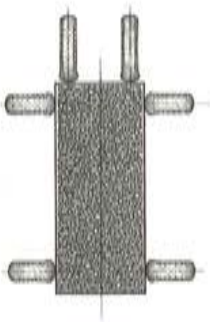
La idea del guiado elevado no es nueva y de hecho constituye el principio fundamental de los monocarriles suspendidos en el que se logra la estabilidad del vehículo al quedar situado su centro de gravedad muy por debajo del plano de rodadura y de guiado.



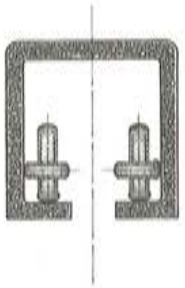
MEIGG 1.886 ÷ 1.894



GOICOECHEA 1.936



ALWEG 1.952



SAFEGE 1.964

Así tenemos como ejemplo la solución Safege del año 1964.

Una solución monoviga con el centro de gravedad muy alto sobre el plano de guiado, además de sobre el camino de rodadura, había aparecido en el año 1950, la solución Alweg, que dada su inestabilidad natural precisaba también unas ruedas horizontales de estabilización situadas en la parte inferior de la monoviga aparte de las dos ruedas horizontales de guiado situadas en la parte superior de la viga.

Ya desde 1886 a 1894 Meigg había desarrollado su solución en la cual la viga portante estaba constituída por una doble T asimétrica con rodadura de sustentación sobre los bordes de la cabeza inferior y con rodadura de guiado sobre los bordes de la cabeza superior. Se trataba aún de un vehículo con ruedas metálicas tanto para las portantes como para las de guiado como correspondía a la época, pero de hecho se había sentado el principio de independizar el guiado de la sustentación colocando aquél lo más próximo posible al centro de gravedad del vehículo. En este caso y dada la posición de las ruedas de sustentación, las de guiado servían también como ruedas estabilizadoras.

A partir del año 1960, Bingham presenta una serie de soluciones para monoviga en las que la viga portante es en forma de doble T asimétrica realizándose la rodadura de las ruedas portantes sobre la cara superior de la cabeza inferior de la viga y el guiado mediante ruedas horizontales o ligeramente inclinadas, rodando sobre las caras laterales de la cabeza superior de la viga.

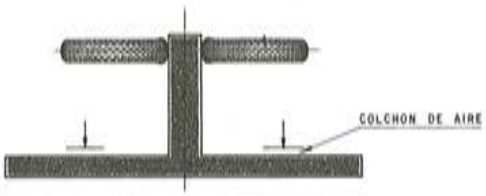
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



BINGHAM 1.961



BINGHAM 1.964



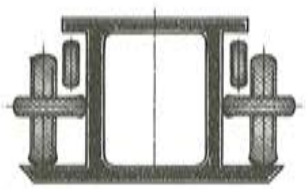
BERTIN 1.969

La sección transversal de dicha viga puede adoptar distintas formas según necesidades de resistencia a la flexión y a los momentos torsores.

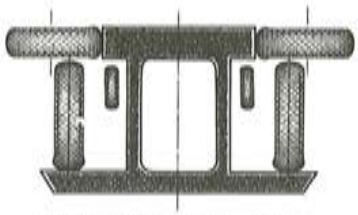
Un principio semejante fué empleado por Bertín en el año 1965 para el tren sustentado y guiado por colchón de aire.

La Sociedad Española EUROTREN MONOVIGA, S.A. adopta este esquema de solución de Mecánica Racional, empleando una viga portante con rodadura de las ruedas portantes sobre un camino extendido en la parte inferior de la viga y unas ruedas horizontales de guiado que pueden estar situadas a distinta altura de dicha viga, según los casos.

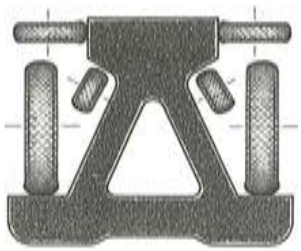
Algunas soluciones mencionadas antes, habían resuelto el problema de llevar el plano guiado lo más cerca posible del centro de gravedad del vehículo, pero la sección transversal de sus vigas puede plantear graves problemas frente a los esfuerzos torsores dada la poca inercia que ofrecen dichas vigas frente a este tipo de esfuerzos.



EUROTREN MONOVIGA TIPO "A" 1.975



EUROTREN MONOVIGA TIPO "B" 1.979
GUIADO ALTO



EUROTREN MONOVIGA TIPO "C" 1.982

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Para solucionar éste problema EUROTREN MONOVIGA adopta secciones huecas que por el consiguiente desplazamiento de masas a la periferia, ofrecen mejores condiciones resistentes en este sentido.

Sin estar limitada la forma de la sección transversal de la viga a una solución concreta, los esquemas fundamentales que emplea EUROTREN MONOVIGA se presentan o bien como una viga cajón de doble alma y cabezas desiguales llamada viga en sesquiplano o bien una viga triangular con el plano inferior prolongado.

La viga sesquiplano, tipos A y B, permite la disposición del plano de guiado, tanto en las superficies laterales de las almas como en las superficies laterales de la cabeza superior. La viga triángular ampliada, tipo C, presenta como bandas de rodadura de guiado las caras laterales de la cabeza superior.

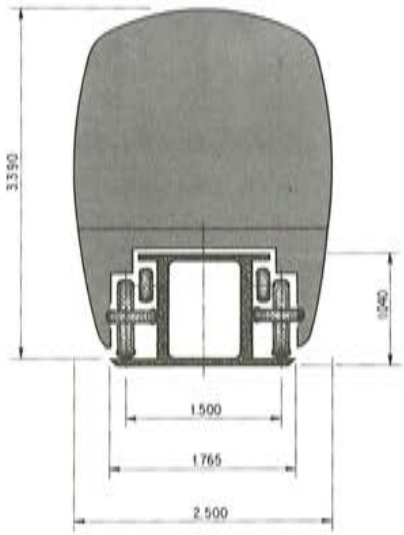
En las vigas tipo B y C este plano de guiado se aproxima grandemente al centro de gravedad del vehículo cargado, llegando a estar colocado por encima del centro de gravedad del vehículo vacío dada la ligereza de estos vehículos y la distribución de masas en ellos.

Para grandes cargas y cuando los esfuerzos transversales sean fuertes, es aconsejable la viga tipo C, toda vez que los esfuerzos de guiado no introducen flexiones parciales en las almas de la viga por el apoyo de las ruedas de guiado que queda compensado por la aparición de esfuerzos de tracción y de compresión respectivamente en cada una de las almas.

Esta viga presenta en cambio una complejidad mayor en la construcción de los moldes o encofrados para fabricarlas sobre todo en los casos de vigas curvas y con peralte o en los cambios de transición con curvatura y peraltes progresivos.

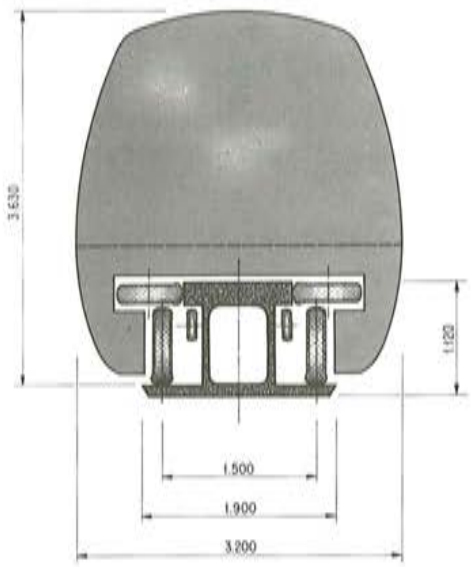
Las vigas tipos A y B de más fácil construcción, presentan en cambio el inconveniente de la aparición de momentos flectores locales en las almas y en su empotramiento, que podrían tener importancia en el caso de esfuerzos transversales de grandes magnitudes.

Otra ventaja del guiado medio es la reducción de altura de la cabeza superior, que al no ser banda de guiado, puede tener solo el espesor requerido por su condición de elemento antitelescopaje y antidescarrilante.



EM 402 1.979
MEDIA CAPACIDAD
800 Kg/ RUEDA
SESQUIPLANO DE GUIADO MEDIO

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



EM 403 1.982
GRAN VELOCIDAD
1.250 Kg / RUEDA
SESQUIPLANO DE GUIADO ELEVADO

4. APLICACION DEL EUROTREN MONOVIGA AL TRAMO CHAMARTIN-BARAJAS

La Empresa Auxiliar de la Industria, AUXINI, S.A. estudió para la compañía EUROTREN MONOVIGA, S.A. el trazado, estado de solicitaciones y diseño de implantación para el Concurso "Desarrollo de un Sistema Nacional de Monocarril, tramo Chamartín-Barajas" convocado por el C.D.T.I. (Centro de Desarrollo Tecnológico e Industrial) del Ministerio de Industria y Energía en Octubre de 1982.

4.1. Trazado

En la figura se puede apreciar el trazado del tramo mencionado de longitud total 10.363 m que se proyectó con vía doble y 3 estaciones intermedias.

La línea se inicia en el Barrio Progreso, cerca del cruce de la autopista de la N-1 con el paso superior sobre la Playa de vías de la estación de Renfe en Chamartín y acaba en el Aeropuerto de Barajas.

El trazado consta de 7 alineaciones rectas, 9 acuerdos de transición y 6 curvas con radios comprendidos entre un máximo de 6.443 m y un mínimo de 287 m, si bien el último corresponde a la curva de entrada en la estación de Aeropuerto, por lo que se tomará siempre a velocidad baja.



Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La pendiente máxima es de 60 o/oo.

El trazado cruza 2 ferrocarriles, puntos P 4.887 y P 9.234 y 9 carreteras.

La altura máxima sobre el terreno es de 12 m y existen algunas zonas donde la rasante va a alturas inferiores a 5 m, por lo que en las mismas habrá que desmontar el terreno para que la vía sea inaccesible.

Las dos vías del trazado podrán indistintamente disponerse juntas, con una separación entre ejes de vías de 4-5 m, utilizando pilas de apoyo comunes o separadas, e incluso con recorridos diferentes.

Las estaciones tendrán 2 andenes laterales de 4 m de anchura y un andén central de 7 m de anchura, todas de 104 m de longitud.

Entre el andén y la parte inferior de la vía habrá un desnivel de 1,5 m.

Las estaciones serán elevadas al nivel de la rasante de la vía, con altura de 6 m desde el andén al suelo. La parte inferior puede constituir un aparcamiento de automóviles o alternativamente podría utilizarse para instalaciones comerciales, tiendas, espectáculos, cafeterías, etc.

4.2. Condiciones de funcionamiento específicas para el trazado Chamartín-Barajas

a) Radio mínimo

Dada la pequeña longitud de las subunidades rotuladas que componen las cajas del EUROTREN MONOVIGA y las características de su sistema de sustentación y guiado, pueden prepararse soluciones para su inscripción en radios inferiores a 30 m, pero para la línea presente se han mantenido los valores resultantes de trazado expuesto:

En línea.

Se considera un radio mínimo en línea, de 100 m aunque la curva de menor radio en el trazado lo tiene de 287 m.

En maniobra.

Como radio mínimo en las zonas de maniobra, se considera el de 60 m.

La velocidad de paso en una curva sin peralte y con el radio de 60 m, no debe superar el valor de

$$V = 3{,}6 \sqrt{60 \times 0{,}5} = 19{,}72 \text{ km/h}$$

para no sobrepasar la aceleración transversal no compensada de 0,5 m/s^2 .

b) Pendiente máxima

Siendo motrices todas las ruedas portantes del EUROTREN MONOVIGA, el valor de las pendientes que puede superar sólo está condicionado por la adherencia de las ruedas y por la potencia instalada.

Aún contando con los menores coeficientes de adherencia que se pueden producir en el contacto de ruedas neumáticas sobre banda de hormigón o de acero, se superan con mucho los valores máximos de pendientes de 0,06 que se señalan para esta línea, por lo que adoptamos este valor sin entrar en más pormenores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

c) Radio mínimo en acuerdos verticales

Se adopta el de 3.000 m toda vez que la rotulación de las unidades del EUROTREN MONOVIGA permite fácilmente radios menores.

d) Peralte máximo y velocidad límite

Por razones de comodidad para los pasajeros, se fija la limitación de aceleración transversal no compensada máxima a 0,5 m/s^2 , determinando los peraltes en las curvas y las velocidades máximas y mínimas de paso por ellas para que dicha aceleración no se sobrepase en sentido centrífugo por la máxima velocidad, ni la mínima de paso produzca aceleración centrípeta no compensada de valor absoluto superior a $-0,5$ m/s^2 .

En estos supuestos se obtienen los siguientes valores:

Radio de la curva (m)	*Peralte tg*	*Velocidad máxima (Km/h)*	*Velocidad mínima (Km/h)*
	0	–	0
6.443	0	204,33	0
3.050	0	140,58	0
1.420	0,05	135,01	0
845	0,11	131,50	79,64
417	0,12	95,21	60,50
287	0,14	83,48	57

Por otro lado, hemos limitado la velocidad máxima, para esta línea, a 130 km/h, pero las vigas que corresponden a curvas por las que se podría circular a más velocidad se han calculado para la máxima aceleración transversal que produce una no compensada de 0,5 m/s^2 para quedar a cubierto de que por alguna razón determinada hubiera que sobrepasar los 130 km/h para compensar algún retraso anormal.

Asímismo se han considerado las condiciones de tren parado en cualquier situación de la vía y circunstancias.

e) Curvas de transición

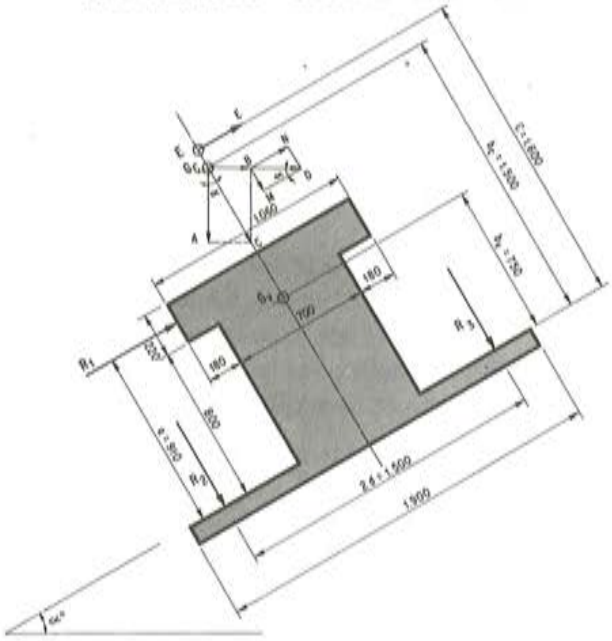
Se adopta la radioide de abscisas o clotoide con peralte progresivo lineal adaptado en cada punto al radio de curvatura correspondiente, con variación de aceleración centrífuga no compensada inferior a 0,6 m/seg^2 .

4.3. Estudio general de solicitaciones

En la figura se indican las fuerzas que actúan en una sección de la viga, con las siguientes notaciones:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ESFUERZOS SOBRE LA VIGA



GA = Peso (P)

GD = Fuerza centrífuga ($\frac{P}{g}$. J)

GB = Fuerza centrífuga compensada ($\frac{P}{g}$. J')

BD = Fuerza centrífuga sin compensar ($\frac{P}{g}$. Δj)

E = Empuje de viento (+ centrífuga, – centrípeta)

BM,BN = Componentes de la fuerza centrífuga no compensada, en la dirección de los ejes de la sección de la viga.

V = Velocidad en km/h

R = Radio de la curva en m.

J = Aceleración centrífuga en m/s² = $\frac{V^2}{R}$

Δj = Aceleración centrífuga no compensada en m/s²

R_1 = Acción de las ruedas de guiado de un costado del coche (signo +, dirección centrífuga, signo - dirección centrípeta) en kg.

R_2 = Acción de las ruedas portantes del lado interior del coche en la curva. En kg.

R_3 = Acción de las ruedas portantes del lado exterior del coche en la curva. En kg.

tgα = Peralte.

Estableciendo el equilibrio y tomando momentos respecto al plano de guiado tenemos:

$$R_1 = E + \overline{BN}$$

$$R_2 + R_3 = \overline{GC} + \overline{BM}$$

$$(c - a)\,E + (b - a)\,\overline{BN} = -\,R_2 \,.\, d + R_3 \,.\, d$$

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

De donde tenemos:

$$R_3 = \frac{\overline{GC}}{2} + \frac{\overline{BM}}{2} + \frac{c - a}{2d} E + \frac{b - a}{2d} \overline{BN}$$

$$R_1 = E + \overline{BN}; R_2 = \frac{\overline{GC}}{2} + \frac{\overline{BM}}{2} - \frac{c - a}{2d} . E - \frac{b - a}{2d} \overline{BN}$$

donde:

$$\overline{GC} = \frac{P}{\cos \alpha}; \quad \overline{BM} = \frac{P}{g} . \Delta j . \operatorname{sen} \alpha ; \quad \overline{BN} = \frac{P}{g} . \Delta j . \cos \alpha$$

Resultan las siguientes fórmulas deducidas en función de Δj:

$$R_1 = \frac{P}{g} \times \Delta j \cos \alpha + E$$

$$R_2 = \frac{P}{2} \times \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{\Delta j . \operatorname{sen} \alpha}{g} \right) - \frac{P}{g} \times \Delta j \cos \alpha \frac{b - a}{2d} - E \frac{c - a}{2d}$$

$$R_3 = \frac{P}{2} \times \left(\frac{1}{\cos \alpha} + \frac{\Delta j . \operatorname{sen} \alpha}{g} \right) + \frac{P}{g} \times \Delta j \cos \alpha \frac{b - a}{2d} + E \frac{c - a}{2d}$$

$$J = J' + \Delta j; \quad J' = g . \operatorname{tg} \alpha$$

Considerando

a = 0,91 m altura del plano de guiado sobre el plano portante.
b_v = 0,75 m altura del centro de gravedad del vehículo vacio sobre el plano portante.
b_c = 1,5 m altura del centro de gravedad del vehículo cargado sobre el plano portante.
c = 1,6 m de altura del centro de empujes de vientos sobre el plano portante.
2d = anchura de vía portante = 1,5 m.

Aplicando estas fórmulas a los distintos radios de las curvas consideradas en el trazado con los peraltes adoptados en las mismas, se determinan las acciones R_1, R_2 y R_3 para las velocidades máximas y mínimas de circulación con aceleración centrífuga no compensada de $\pm$ 0,5 m/seg^2, así como a vehículo parado.

Se consideran para estas situaciones, los siguientes casos:

Coche intermedio – vacio – P_v = 3.050 kg.

Coche intermedio – cargado – P_c = 5.000 kg. (1.230 kg/ml).

Para cada caso – Empuje de viento
E = 0
E = 1.256 kg (314 kg/ml)
E = –1.256 kg.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Coche extremo – vacio – P_v = 3.635 kg.

Coche extremo – cargado – P_c = 5.000 kg.

Para cada caso –
E = 0
E = 1.884 kg.
E = 1.884 kg.

Estos valores se refieren a cargas por coche de 4 m de longitud.

Para las acciones longitudinales al camino de rodadura se considera la correspondiente al esfuerzo de frenado con la deceleración máxima de emergencia de 1,4 m/s^2 . El coeficiente de impacto adoptado ha sido de 1,2.

Para estos valores resultan unas solicitaciones máximas de:

$$R_1 \text{ máx.} = 2.576 \text{ kg.}$$

$$R_2 \text{ máx.} = 3.615 \text{ kg.}$$

que se dan para el coche extremo cargado y con viento en dirección centrípeta, en la curva de menor radio (R = 287 m) y con el tren parado.

R_3 máx = 3.508 kg en el coche extremo, cargado, con viento en dirección centrífuga, en la curva de menor radio (R = 287 m) y con la máxima velocidad (83,48 km/h).

Para los tramos rectos las máximas solicitaciones serán:

$$P_m = \frac{5.000}{4} = 1{,}25 \text{ t/ml.}$$

Los esfuerzos longitudinales con frenado de emergencia serán de:

$$F_f = 714 \text{ kg por vehículo}$$

A estos esfuerzos habrá que sumarles 300 kg en el caso de frenado sobre pendientes del 6 por 100.

En las curvas de 3.000 m de radio vertical, recorridas a 130 km/hora, el incremento de carga que se debe considerar sobre el peso de cada vehículo, es de 222 kg por vehículo. En previsión de la posible parada del tren sobre las curvas convexas, no se han considerado descargas por fuerza centrífuga.

4.4. Concepción estructural. Planteamiento previo

La estructura consta de dos caminos de rodadura, separados 4,0 m entre ejes que discurren a una altura variable sobre el terreno, comprendida entre 5,50 y 10,50 m.

Cada camino de rodadura tiene una sección en doble T de dimensiones exteriores fijadas por condicionantes funcionales del tren de acuerdo con la figura anterior.

Otras características funcionales que deben condicionar la solución estructural, son las siguientes:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

– Mínimo número de juntas.
– Mínima ocupación e incidencias sobre los terrenos sobre los que discurre.
– Luces capaces de salvar cruces y singularidades.
– Rapidez y flexibilidad en el proceso de ejecución.

Para cumplir estas condiciones se plantea inicialmente una solución constituída por tramos continuos, con la máxima longitud compatible con los desplazamientos que han de absorber las juntas y los apoyos, variable por tanto entre 150 y 200 m, formados por vanos de luces comprendidas entre 25 y 35 m, valores que, a nuestro juicio, cumplen las características funcionales exigidas y responden, desde el punto de vista resistente, a la geometría de la sección.

4.5. Hipótesis de carga

Se pueden distinguir dos tipos de situaciones:

a) Durante el proceso constructivo.

b) Estructura terminada y en servicio.

a) Se han considerado dos fases en el proceso constructivo, que son las más desfavorables:

a.1. Peso propio de la viga sobre apoyos provisionales y pretensado inicial mayorado ($\gamma_p = 1{,}1$).

El peso propio se considera sobre los apoyos provisionales ($l = 29{,}05$ m) con una densidad de 2,5 Mp/m^3. El pretensado se considera con su valor inicial, descontando las perdidas instántaneas que son del 8 por 100 en el centro del vano, en función de los tendones de cada viga (recta o curva, en vano extremo o intermedio) y considerando que se tesan al 85 por 100 y se anclan al 75 por 100, ya que de esta manera se optimiza el pretensado, al no superarse en la sección más desfavorable, centro de vano, el 60 por 100 de la carga a tiempo infinito.

En esta hipótesis de vacío se está muy lejos de que se produzcan tracciones o compresiones inadmisibles, lo que indica la suficiencia de la sección para luces incluso mayores.

a.2. Peso propio de la viga sobre apoyos provisionales, (estructura isostática), colocadas las vigas de un lado sobre la pila, paso del carretón transportando otra viga y viento sobre el conjunto.

Este es el momento más desfavorable de la construcción, tanto para la viga como para la pila y la cimentación, ya que son las cargas que producen momento las más desfavorables para éstas últimas.

Se considera que se producirá antes de que transcurran dos meses desde el tesado definitivo de los tendones, ya que se consideran las pérdidas definidas por retracción y fluencia a 60 días.

Esta situación hubiera sido condicionante en el dimensionamiento de la viga, de no haber podido reducir los coeficientes de mayoración, al ser un caso de construcción. Se aceptan tracciones en el hormigón que no superen su resistencia a tracción (25 kg/cm^2) y se adopta como coeficiente de ponderación del pretensado $\gamma_p = 1$.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Las tensiones en la fibra más desfavorable, que resulta ser el extremo del ala inferior, no superan la tracción admisible, siendo las vigas de los vanos intermedios de los tramos curvos las que sufren tracciones mayores (22 kg/cm^2) en la citada fibra.

Como coeficiente de mayoración de cargas se adopta $\gamma_f = 1{,}35$ y $\gamma_f = 0{,}9$ para las cargas favorables.

Para la pila y cimentación se realizan varias combinaciones, siendo, en general, más desfavorable la mayoración de las cargas excéntricas y la minoración de las cargas centrales.

b) En servicio se consideran las siguientes acciones:

- Peso propio isostático sobre apoyos provisionales.
- Cambio de apoyos, sobre estructura continua.
- Adaptación plástica, en caso de ser desfavorable.
- Incremento uniforme de temperatura.
- Gradiente térmico.
- Pretensado final.
- Viento lateral.
- Sobrecarga parada o a velocidad máxima.

La operación de cambio de apoyos introduce sobre la estructura continua unas cargas iguales pero de distinto signo a las reacciones de los apoyos provisionales, produciendo unos momentos negativos en la sección de apoyo definitivo, no despreciables.

La adaptación plástica que se produce corresponde a la fluencia entre T = 60 y T = ∞, y dado que predomina ligeramente el efecto del peso propio sobre el pretensado final, produce momentos desfavorables en la sección de apoyo.

El incremento uniforme de temperatura (16°) no produce esfuerzos apreciables.

El gradiente de temperatura entre la cara superior e inferior de la sección que se adopta para el cálculo es de 5° ya que casi el 50 por 100 de la cabeza inferior se encuentra en condiciones análogas a la cabeza superior en cuanto a exposición al sol, por lo que reducimos en el mismo porcentaje el gradiente de la "Instrucción de acciones a considerar en el proyecto de puentes de carreteras".

El pretensado final (84 por 100 del inicial) se minora con $\gamma_p = 0{,}9$.

El viento lateral se considera, en el tramo curvo, actuando en el sentido del tren, es decir:

- Hacia adentro con tren parado.
- Hacia afuera con tren a máxima velocidad.

El tren se considera en sus situaciones más desfavorables:

- Tramo recto: tren cargado, con máxima velocidad y el consiguiente efecto en los acuerdos cóncavos y el coeficiente de impacto de 1,20.
- Tramo curvo: (R = 287 m).

  a) Tren cargado parado.

  b) Tren cargado, con máxima velocidad y el consiguiente efecto centrífugo y de impacto.

El tren de 72 m de longitud se coloca sobre la estructura, con la excentricidad adecuada, moviendo de 3 en 3 m obteniéndose una envolvente de esfuerzos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

4.6. Método de cálculo

Los esfuerzos se obtienen aplicando los métodos tradicionales a la Resistencia de Materiales del Cálculo de Estructuras.

Para los esfuerzos de la viga curva, en construcción, se aplican las fórmulas de COURBON.

Para el cálculo de la estructura continua, tanto recta como curva, se utiliza el programa HYBRA.

Se introduce una estructura espacial con la orientación real de la sección y de los planos de apoyo; sobre ésta se crean todos los casos de carga que actúan sobre la estructura continua.

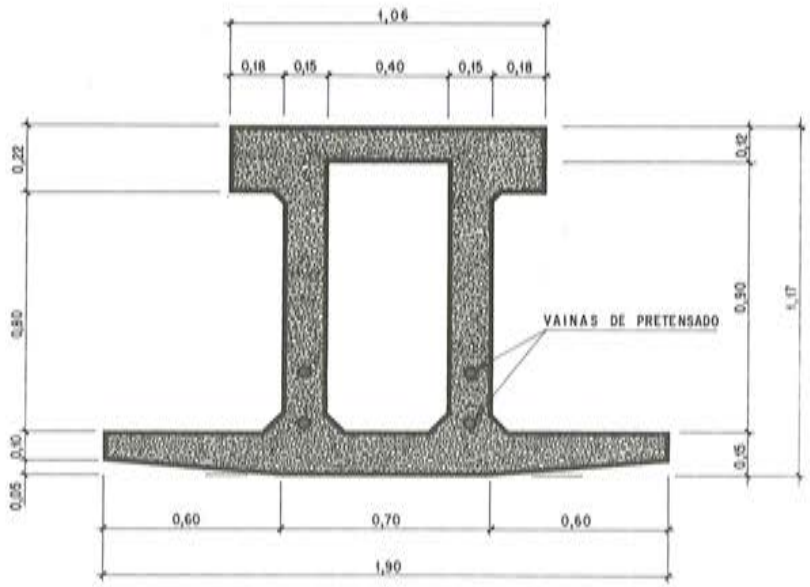
El paseo de tren se realiza definiendo unas pistas excéntricas sobre las que se pasea un tren de cargas verticales, con lo que se obtiene la envolvente de esfuerzos producida por las acciones equivalentes a cargas verticales y momentos transversales. Para superponer los esfuerzos producidos por las acciones equivalentes a cargas horizontales se obtienen por proporcionalidad con los producidos por un tren centrado.

4.7. Descripción de la solución estructural

4.7.1. Viga-carril

La viga-carril para cada uno de los sentidos de circulación consiste en una viga contínua de hormigón pretensado con seis vanos de 30 m de luz. Tiene una sección transversal en cajón unicelular con un canto de 1,17 m y ancho mínimo de 0,70 m, que aumenta mediante unos voladizos inferiores hasta 1,90 m para constituir el camino de rodadura del monocarril. Las luces y dimensiones de la viga carril, se mantienen tanto para tramos rectos como para tramos curvos, siendo diferente únicamente el pretensado. La viga-carril, en caso de tramos curvos, tiene geometría variable en las tres direcciones para adaptarse, tanto a las curvaturas en planta y alzado, como a las variaciones de peralte, sin necesidad de interponer ningún elemento adicional entre el hormigón y las ruedas del tren.

SECCION TIPO

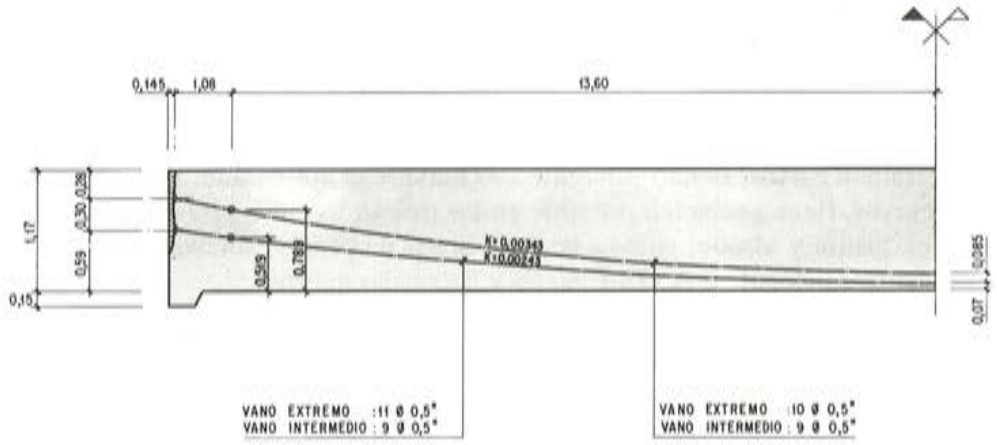


Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Cada vano se forma mediante una viga prefabricada de 29,65 m de longitud pretensada mediante armaduras postesas adherentes y que lleva en sus extremos y en la cabeza superior, unas barras roscadas tipo Gewi. Las vigas se colocan sobre unos apoyos provisionales y una vez preparadas las seis que han de constituir el tramo, se colocan en los espacios intermedios los aparatos de apoyo definitivos, se unen las barras roscadas mediante manguitos de acoplamiento y se hormigonan las juntas entre vigas, con lo que queda una estructura continua a efectos de sobrecarga. El pretensado se ha dimensionado para que la estructura se comporte en Clase I, dentro de las prescripciones de la Instrucción EP-77, lo que quiere decir, que con las cargas y coeficientes de impacto considerados, pérdidas diferidas y pretensado minorado (90 por 100), no se tienen tracciones en el hormigón.

El peso de cada viga es de 54 toneladas lo que hace posible su montaje directo mediante dos autogrúas. No obstante esta solución constructiva podría ser imposible de aplicar a lo largo de todo el trazado por la imposibilidad de acceso de la viga que se va a montar, y en consecuencia, se ha dimensionado el pretensado para que cada viga pueda resistir, incluso antes de realizada su continuidad, el paso por encima de otra viga; de esta manera es posible elevar en el punto más conveniente vigas sobre la estructura ya construída, desplazarlas sobre carretones a lo largo de la misma y colocarlas en posición definitiva con ayuda de una viga de lanzamiento.

DEFINICION DEL PRETENSADO TRAMO RECTO



Desde el primer momento se decidió la adopción de una estructura continua que, a pesar de las mayores dificultades constructivas que conlleva, se comporta mejor que una isostática frente a deformaciones (flechas en centros de vano y giros relativos entre dos vanos). La dimensiones extremas de la sección quedan definidas en su mayoría por los requisitos funcionales del monocarril, y los espesores se adoptaron por razones constructivas, con lo que se partía de una sección transversal dada para la que era necesario definir las luces que condujesen, habida cuenta de las pilas (de altura reducida en este caso) y sus cimientos, a la máxima economía. En el estudio económico se puso de manifiesto una reducción del coste global con las menores luces, pero dado que es imprescindible mantener un adecuado nivel estético, de un lado, y una ocupación del terreno razonablemente pequeña, por otro, se decidió la adopción de luces de 30 m, correspondientes a una esbeltez de 1/26 que ha de producir una buena estética.

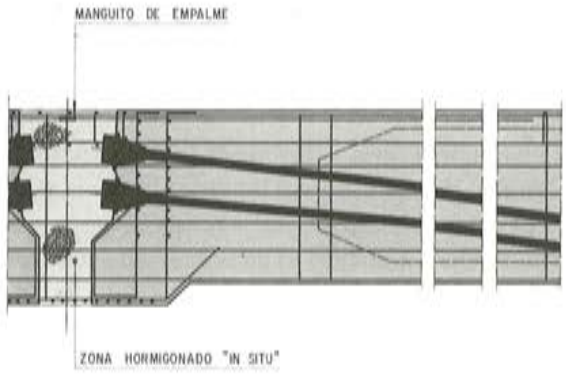
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Por estas mismas razones estéticas y funcionales se decidió mantener la luz para los vanos extremos aún cuando en los mismos se presentan esfuerzos mayores. Se analizó la posibilidad de que las juntas entre tramos hubiesen estado dispuestas a quintos de la luz, mediante apoyos a media madera, pero se descartó por las dificultades de construcción de estas zonas y por los problemas que daría en un futuro la posible necesidad de sustitución de los aparatos de apoyo.

Quedaba ahora por decidir el procedimiento de hormigonado de los tramos, para lo que las posibilidades eran: a) hormigonado "in situ" mediante cimbras convencionales o auto-cimbras, b) el empleo de vigas prefabricadas, solidarizadas posteriormente. A primera vista, las vigas prefabricadas no se prestan bien a su moldeo con todas las variaciones de geometría antes comentadas, pero estas mismas dificultades se van a tener con una auto-cimbra, con el inconveniente adicional de condicionar fuertemente el plazo de ejecución. En cuanto al hormigonado sobre cimbra convencional, estaba claro que no era posible por las múltiples interferencias que produciría en el tráfico inferior.

La solución clásica de unión de vigas prefabricadas para tener un tramo continuo es mediante pretensado con "cables sombrero" dispuestos sobre pilas y anclados en la parte inferior de las vigas. El reducido tamaño de la sección transversal hacía incompatible esta solución con una ejecución rápida y simple, por lo que se decidió emplear la solución de empalme mediante manguito de armaduras roscadas, homologada hoy día hasta el punto de que es empleada en construcción de centrales nucleares.

VANOS INTERMEDIOS



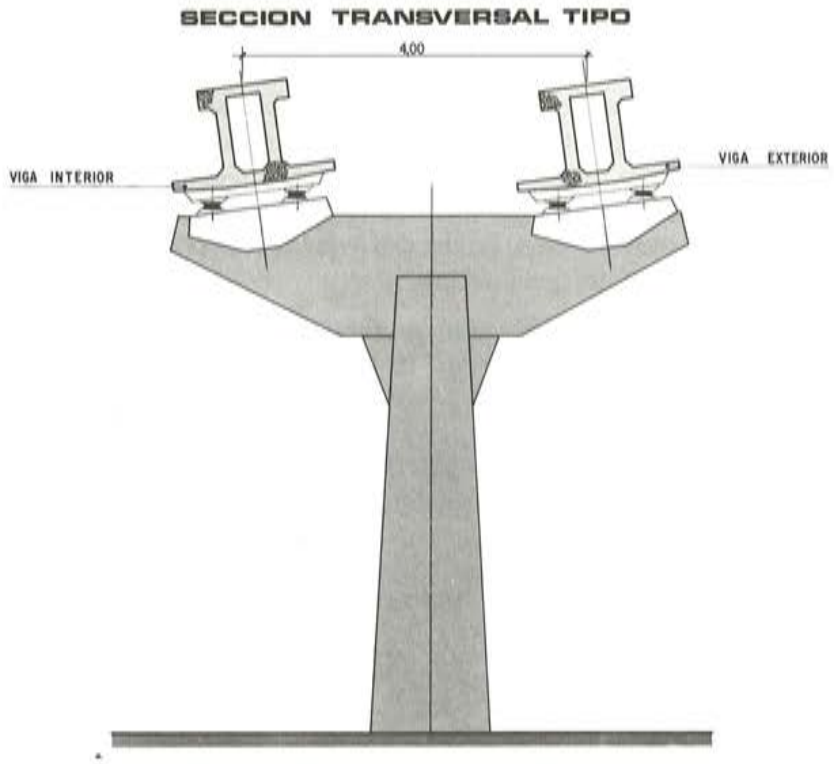
4.7.2. Soportes

Las dos vigas carril quedan separadas 4 m entre ejes y apoyan sobre una pila común de hormigón armado, consistente en un cargadero de forma trapecial que corona un fuste de sección rectángular y dimensión variable en los dos sentidos. El cargadero tiene una longitud de 5,8 m, canto de 1,5 m y ancho 0,4 m y el fuste tiene una dimensión mínima de 0,90 x x 0,66 m. Las dos vigas-carril quedan a igual cota, por lo que el cargadero es siempre horizontal. Las vigas apoyan a través de unos salientes de hormigón, que giran para adaptarse al peralte.

Tanto el fuste, como el pedestal que sirve de transición con la zapata, se hormigonan "in situ", mientras que los cargaderos son prefabricados. La unión entre los dos elementos se

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

hace mediante las mismas barras roscadas previstas para la continuidad de la viga-carril. El fuste y la cimentación se han dimensionado de forma que pueda estar construída una sola de las vigas-carril y que pueda circular sobre ella una nueva viga para ser montada en otro punto.



Si bien hubiese sido claramente más económica la disposición de un solo fuste para cada viga carril, se hubiese tenido un aspecto estético muy inferior y una mayor ocupación del terreno. Esta disposición puede ser ventajosa, por el contrario, para adaptarse mejor al cruce de vías inferiores con fuerte esviaje, mediante el adecuado desfase de los soportes.

4.7.3. Apoyos y juntas

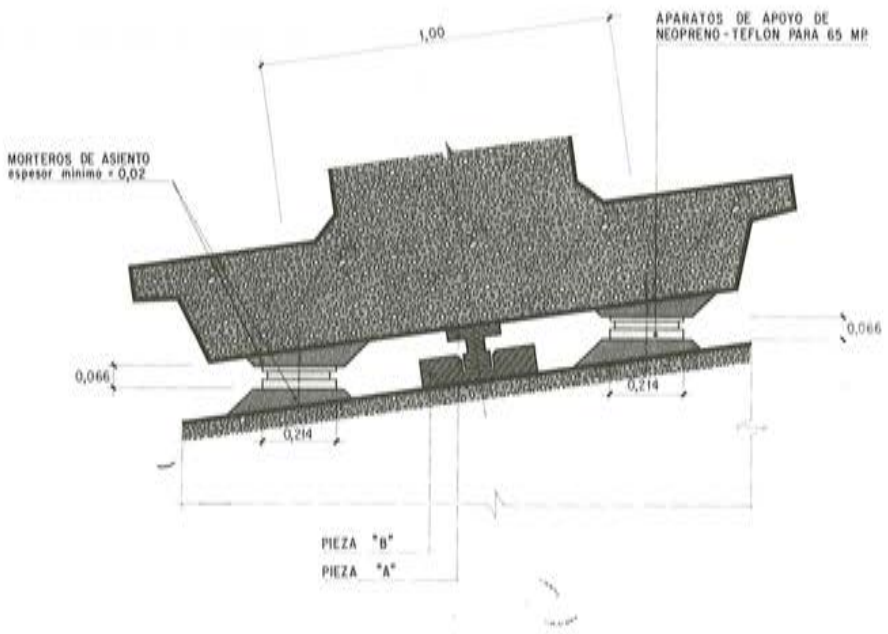
La viga-carril transmite las cargas a los soportes a través de aparatos de apoyo de neopreno zunchado en las tres pilas centrales de cada tramo y mediante aparatos deslizantes de neopreno-teflón en las otras cuatro pilas. Las máximas son de 65 toneladas para los apoyos interiores y de 40 toneladas para los extremos.

Las dimensiones de los apoyos se han estudiado para equilibrar los esfuerzos correspondientes al frenado y al acortamiento de la viga sobre los tres soportes centrales.

Las deformaciones máximas son perfectamente admisibles, ya que la flecha es de 1/1.300 y el giro de 0,25 por 100.

Con objeto de permitir los acortamientos y giros relativos entre dos tramos continuos contiguos, se han previsto y definido en los planos unas juntas metálicas de peine, similares

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



a las empleadas en grandes puentes de carretera, que mantienen la continuidad de la rodadura en todos los planos de contacto del monocarril con la infraestructura.

4.7.4. Cimentaciones

Se han previsto cimentaciones directas, a 2 m de profundidad y con una tensión máxima en el terreno de 3 kg/cm² . Las zapatas son rectángulares, con unas dimensiones mínimas de 6,5 x 3,5 x 0,75 m y al igual que los pedestales de los fustes, se hormigonan "in situ".

5. CONCLUSIONES

Podemos concluir que el hormigón será el protagonista del futuro en las modernas rutas de alta velocidad; en efecto, aplicaciones tan variadas y universales del hormigón demuestran que este material será en los próximos lustros el protagonista de los grandes transportes, como el acero fué el protagonista del ferrocarril de hace un siglo. Sobre robustas y esbeltas estructuras de hormigón van a deslizarse a velocidades de 250 a 500 kilómetros por hora, en un próximo futuro, poderosos y ligeros trenes de aluminio. Con ello, los técnicos habremos satisfecho los viejos sueños de la humanidad deseosa de vencer el tiempo y el espacio.

Esperemos que los sociológos y filósofos sepan inducir a la humanidad a hacer buen uso de ambos.

6. AGRADECIMIENTO

Es obligado en este capítulo, hacer mención al apoyo constante y abnegado de los ingenieros Julio Pinto Silva y Carlos Barredo, de Eurotren Monoviga, S.A. en la redacción del proyecto, así como a J.A. Torroja, "Oficina Técnica", por su colaboración en el cálculo de la estructura.

Nuestro más sincero agradecimiento a todos ellos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

NUEVA PUBLICACION

Pandeo de estructuras. Cálculo de la carga crítica de estructuras de edificación en régimen elástico y en rotura

Por:
Félix Escrig
Dr. Arquitecto. Profesor Titular de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Sevilla
Publicación de la Universidad de Sevilla. Serie: Arquitectura.– n° 8. 1985

Los materiales utilizados en la construcción son cada día más resistentes. Como consecuencia, las estructuras se destinan a sustentar cargas más elevadas y, al propio tiempo, se hacen más esbeltas; con lo que disminuye su masa y, por tanto, su rigidez.

Ello motiva que deba prestarse especial atención a la pérdida de estabilidad por pandeo.

Este libro va destinado a facilitar el cálculo a pandeo. Para ello, se establece un detallado catálogo que recoge la mayor parte de los trabajos publicados en relación con este tema, en los que se incluye información práctica sobre las estructuras utilizadas en la edificación.

Los nueve capítulos del libro están dedicados a las tipologías básicas de estructuras arquitectónicas tales como soportes, vigas, pórticos, arcos, placas y láminas, considerando el pandeo por flexión, torsión o lateral y local o generalizada.

En los casos en que la práctica lo requiere se proponen métodos para tener en cuenta el pandeo en materiales no elásticos y anisótropos.

Todo ello se enfoca desde el punto de vista de las necesidades de los profesionales de la arquitectura y de la ingeniería.

Los interesados en adquirir este libro deberán dirigir sus pedidos al Secretariado de Publicaciones de la Universidad de Sevilla.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Proyecto y construcción del muelle de Victoria Eugenia, en el puerto de Bilbao

C. Alonso,
J.J. Arenas,
M.J. Pantaleón
Dres. Ingenieros de Caminos

1. INTRODUCCION

Con objeto de mejorar la capacidad operativa de sus grúas, el Puerto Autónomo de Bilbao (en lo sucesivo, PAB) se planteó la conveniencia de llevar a cabo el ensanche, de aproximadamente 4,50 ms, de la totalidad del Muelle de Reina Victoria, ocupando superficie de la dársena a la que asoma. Convencidos los Servicios Técnicos del PAB de la conveniencia de realizar tal ensanche mediante una estructura apoyada en pilas equidistantes, y puesto que la longitud del muelle es de unos 600 m, se planteaba la importante cuestión de intentar una optimización del tipo estructural que materializara la ampliación.

A este respecto hay que decir que si la optimización de cualquier estructura repetitiva es siempre importante desde el punto de vista económico, en el caso que nos ocupa tal búsqueda resulta esencial, y ello en base a las siguientes consideraciones:

1. Se trata de una estructura que ha de soportar cargas excepcionalmente elevadas, cuyos valores característicos van a actuar de verdad sobre la estructura muchas veces a lo largo de la vida de la obra.
2. La estructura va a hallarse en un medio ambiente muy agresivo, como es el del Puerto de Bilbao, donde se suman la contaminación ambiental y la agresividad propia del medio marino. Por lo tanto, intentar concebir y desarrollar una estructura que posea la máxima integridad, se plantea aquí como una cuestión esencial. En la figura 1, se indica la situación del muelle actual, la disposición de las pilas, la nueva estructura y la disposición del carril delantero de las grúas.

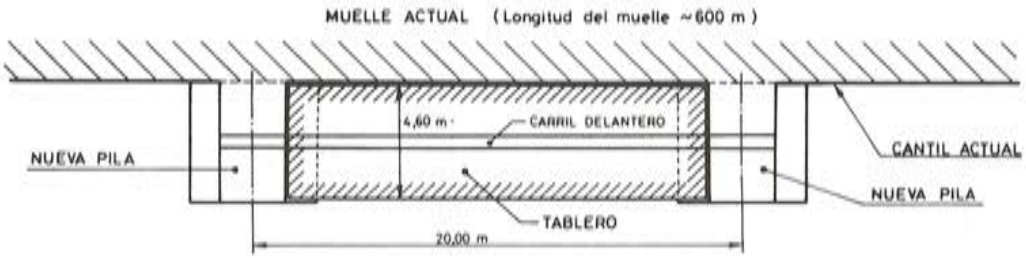


Fig. 1.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

2. SOBRECARGAS DE UTILIZACION DE LA ESTRUCTURA

Han sido definidas por los Servicios Técnicos del PAB. Un esquema de las diferentes grúas que pueden actuar y las hipótesis de carga consideradas en el diseño, se indican en la figura 2.

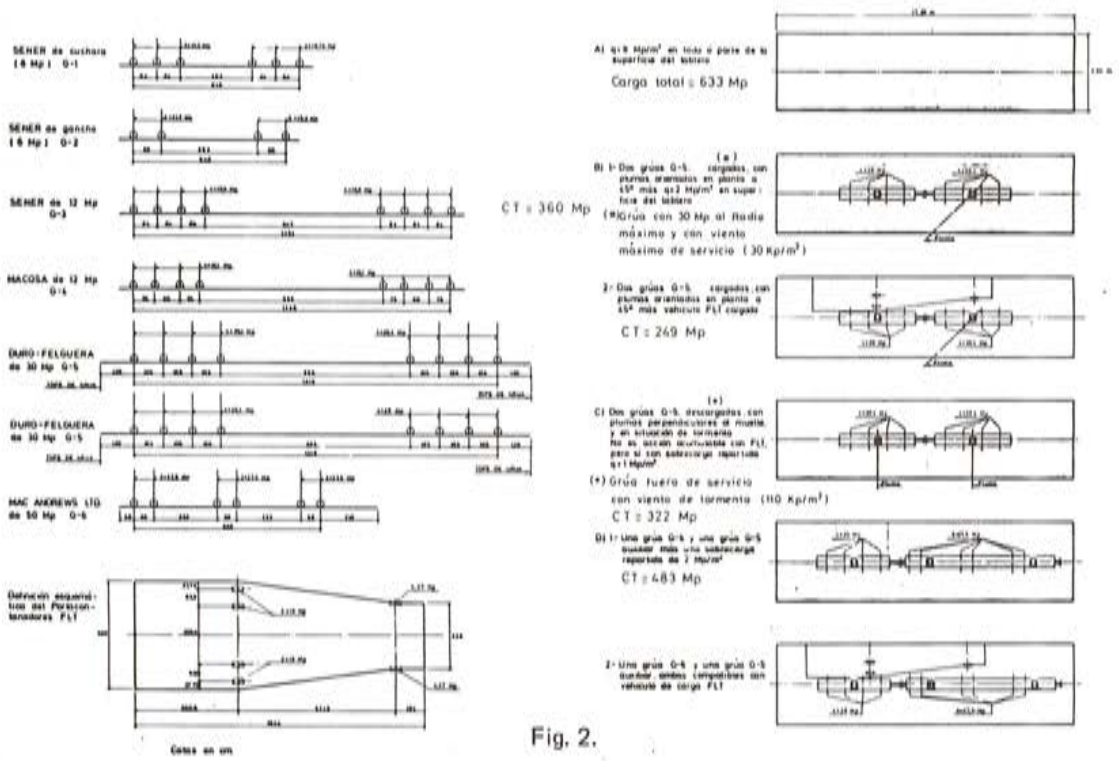


Fig. 2.

Las cargas de grúas pueden incluir también fuerzas horizontales debidas, bien a frenado, bien al viento. Las primeras actúan en sentido longitudinal al Muelle y se han evaluado como 1/10 de las cargas verticales totales transmitidas por los carretones. Las segundas se han estimado, según datos recopilados por los Servicios Técnicos del PAB, en el 10 por 100 de dichas cargas totales verticales. El tiro de bolardos considerado, ha sido de 50 Mp como fuerza actuante en cualquier dirección. Tal acción afecta a la pila propiamente dicha pero no a los tramos de muelle que en ella se apoyan.

Para evitar empujes importantes de los barcos contra los tableros del Muelle, las pilas avanzan 15 cm en planta respecto al cantil de los tableros y es en ellas donde se disponen las defensas principales. El tamaño de barcos que van a utilizar este Muelle es tal que siempre quedarán apoyados horizontalmente en dos o más pilas, sin posibilidad de producirse empujes directos sobre los tableros.

A pesar de ello, estos últimos se han verificado para un empuje horizontal uniforme de 2,5 Mp/m lineal del muelle.

3. DESCRIPCION DE LA SOLUCION PROYECTADA

Se trata de una sucesión de tramos rectos, isostáticos en sentido longitudinal, que se disponen adosados al muelle existente. La luz de cálculo del tramo tipo se ha elegido igual

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

a 16 m. Las pilas, que en buena parte de su altura se hormigonan bajo el agua, están obligadas a tener dimensiones importantes en planta (tiro de bolardos, defensas contra barcos, etc.). Haciéndolas de 5,20 m de ancho en sentido paralelo al muelle, se llega –con la luz de cálculo antes indicada– a una distancia entre ejes de pilas igual a 20 metros.

El tramo tipo ha de soportar, además de su propio peso y del de una capa de hormigón de pavimento de 8 cm de espesor, los tres tipos de sobrecargas de uso indicados en la figura 2. Pero, así como la sobrecarga uniforme y el vehículo portacontenedores pueden actuar de modo aleatorio en cualquier zona del tablero, las grúas lo hacen obligatoriamente sobre la línea longitudinal materializada por el carril de rodadura. Como este carril debía quedar a una distancia comprendida entre 2 y 2,50 m del nuevo cantil, y puesto que el ancho del tablero que se iba a realizar era de unos 4,50 m, se tenía, de entrada, la siguiente situación:

- Había que diseñar un tablero de puente para cargas excepcionalmente intensas, guiadas por carril único situado sensiblemente en el eje longitudinal del tablero.
- Pero un tablero de sólo 4,50 m de ancho, no puede plantearse limpiamente con 3 almas: dos laterales para estabilidad torsora y una intermedia situada directamente bajo el carril de las grúas.
- A ello se añadía el deseo inicial del PAB de incluir, dentro de los 4,50 m de nuevo muelle, una zona delantera, estructuralmente independiente del resto, que sirviera de parachoques contra impactos de barcos y pudiera, así, ser reemplazada en el caso de colisión con daños resultantes.

Este conjunto de planteamientos condujo a la solución que se indica en la figura 3. Puede allí verse que el tablero tipo se componía de:

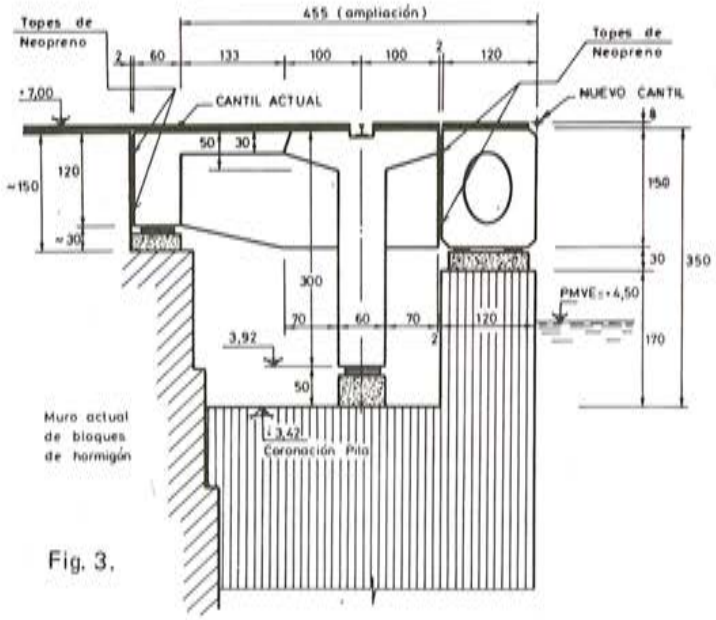


Fig. 3.

- Una viga de fachada parachoques, de sección rectangular y aligerada, de 150 x 120 cm^2.
- Una viga principal, dispuesta bajo el carril de grúas, de 250 cm de canto y 54 cm de ancho de alma.
- Una viga posterior, de equilibrio, dispuesta sobre el muro del muelle existente (para lo que sería preciso llevar a cabo una demolición parcial del mismo), concebida en hormigón armado, con cuatro vanos de 4 m de luz.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

– Se disponían 5 diafragmas transversales por tramo, espaciados 4 m en sentido longitudinal, enlazando viga principal y viga trasera y sirviendo al mismo tiempo de apoyo, en sentido transversal, a la viga frontal parachoques. El contacto entre esta viga y los diafragmas se materializaba mediante placas elastoméricas verticales que permitían corrimientos relativos longitudinales y verticales entre dicha viga frontal y la estructura principal.

Este esquema presentaba, ya a primera vista, puntos débiles tales como la dificultad de garantizar un contacto permanente entre viga parachoques y estructura principal, y la relativa precariedad de la estabilidad transversal del conjunto (al actuar las cargas principales sobre el eje de la viga de borde). Pero fue el problema de apoyo de la viga trasera en el muelle existente el que nos obligó a abandonarlo. En efecto, hubiera sido preciso disponer aquí de apoyos elastoméricos anclados verticalmente, con una complicación de obra (y coste consiguiente) extraordinarios y, además, con un absoluto riesgo de corrosión dada la agresividad del medio en que esta obra se halla.

Gracias al replanteamiento del PAB de adelantar 15 cm el paramento frontal de las pilas respecto al cantil del tablero, con lo que el riesgo de choques importantes contra éste se minimizaba, fué posible abandonar la idea de viga frontal independiente del resto del tablero y concebir a éste como unidad monolítica.

A partir de ahí se llegó a la solución diseñada y proyectada que incluye:

– Un tablero de 4,60 m de ancho total, con el eje de la vía grúa situado en su línea media (o sea, a 2,30 m del nuevo cantil).

– Una sección resistente, primaria, formada por una viga en TT, compuesta por 2 almas principales, de 36 cm de ancho, separadas 3,20 m entre ejes, y losa superior de 30 cm de espesor.

– Una viga longitudinal secundaria (o "viga carrilera") dispuesta en el eje del tablero, para recibir de modo directo las cargas de las grúas.

– Un conjunto de 5 diafragmas transversales, espaciados 4 m en sentido longitudinal que, entre otras funciones resistentes, dan apoyo a la viga carrilera y transmiten sus cargas a las almas principales.

– El apoyo del tablero tipo en pilas, se lleva a cabo gracias a 4 aparatos de apoyo elastoméricos, dispuestos uno debajo de cada alma principal.

– Para hacer frente a los empujes horizontales de barcos sobre el tablero, se disponen además sendos topes de apoyo transversal entre el tablero y el muelle existente.

Las almas principales se han diseñado de canto variable en sentido longitudinal, con silueta de "vientre de pez". Así, el canto máximo del tablero es, en su zona central, de 2,50 m bajando hasta 2 m en las zonas extremas de apoyo. Esta configuración se explica y justifica porque:

– Los grandes momentos de flexión que la sobrecarga induce en la zona central del tramo, instan a disponer allí el mayor canto posible. La altura de 2,50 m ha venido recomendada por los tanteos previos de predimensionamiento.

– Al estar la coronación estructural a la cota + 6,91, el intradós del tramo en su zona central quedaba a la cota + 4,41 m. Puesto que la cota de las máximas pleamares del Puerto (PMVE) es + 4,50, el canto de 2,50 m significa que la parte inferior de las almas del tablero se va a mojar sólo un pequeño número de días a lo largo del año, y ello –desde un punto de vista de durabilidad– nos parece aceptable.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

- Sin embargo, es recomendable que los aparatos de apoyo queden siempre por encima del agua del mar, evitándose así suciedades y posibles corrosiones, a la par que se facilita su inspección en cualquier momento del año. Al disminuir el canto del tablero hasta 2 m, las placas de apoyo quedan, aproximadamente, a la cota + 4,83, superior en 33 cm a la de las máximas pleamares.
- Por otro lado, una ley de cantos más o menos afín a la de momentos flectores, significa ventajas resistentes en lo que a tensiones tangenciales se refiere. La complicación de encofrado que ello supone no es aquí significativa al haberse planteado un proceso de prefabricación industrializada.

En efecto, el tablero tipo se ha concebido integralmente prefabricado, como pieza que, con una planta de 17,20 x 4,60 m, y un volumen de 64 m^3, tiene un peso previsto de 160 Mp.

Las ventajas de prefabricar el tablero en una sola fase son claras en cuanto a su integridad estructural, ya que se evitan juntas de hormigonado y hormigones en contacto de diferentes calidades y de edades distintas (con los consiguientes problemas de retracción y fluencia diferenciales), etc...

Además, prefabricar y terminar la pieza en una sola operación es claramente favorable desde el punto de vista económico.

Pero tal planteamiento suele verse limitado por la capacidad de los medios auxiliares de manipulación y montaje. En este caso hemos podido pensar en prefabricación total, gracias a que el PAB dispone de una cabria flotante de 400 Mp de potencia útil, que hace fácil el montaje de las piezas de 160 Mp de peso.

4. CONSTRUCCION

Dado que la longitud del muelle es de unso 600 m y la distancia entre ejes de pilas es de 20 m, se tiene que el número de tableros que había que prefabricar era de 30.

En la realización de estos tableros, la empresa constructora (Agroman, S.A.) ha utilizado un único molde metálico, que se dispone sobre unas bases fijas de hormigón tal como puede verse en la figura 4. Los laterales del molde se pueden abatir para facilitar, tanto las operaciones de colocación de la ferralla como el desencofrado de la pieza. Una vez hormigonado el tablero (figura 5) se procede a dar el primer tesado, previo abatimiento de los laterales del molde y aflojamiento de la parte interna del encofrado, cuando el hormigón alcanza una resistencia mayor que o igual a 200 Kp/cm^2. A los 28 días se procede a dar el pretensado definitivo.

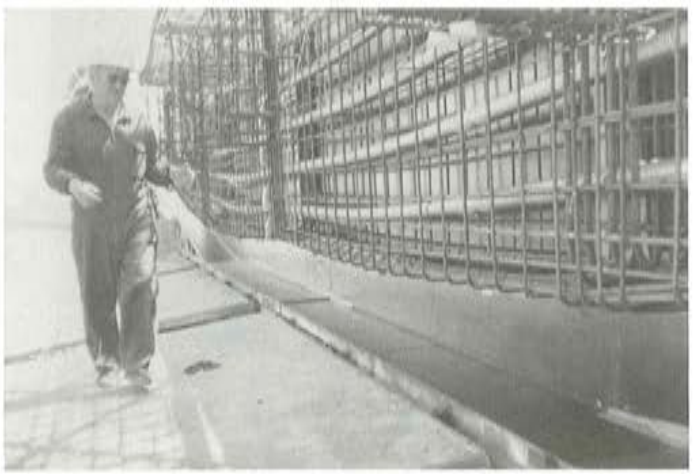


Fig. 4. Ferralla del tablero en el momento de su introducción dentro del molde metálico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

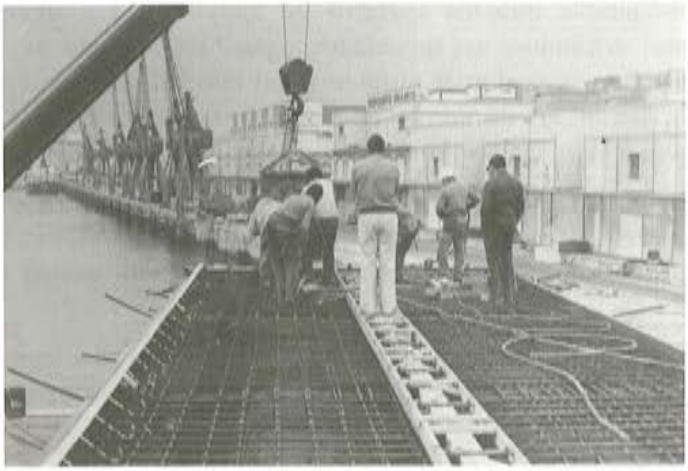


Fig. 5. Hormigonado del tablero.

La ferralla del tablero se realiza fuera del molde y se sitúa en su posición definitiva mediante una grúa móvil, figura 6, verificando posteriormente las cotas de los cables de pretensado y los recubrimientos de las armaduras.

Una vez que hay un número suficiente de pilas realizadas, se procede a la colocación de los tableros mediante la cabria flotante del Puerto Autónomo de Bilbao (figura 7) la cual, provisionalmente, los sitúa sobre unas cuñas de madera que quedan dispuestas bajo los diafragmas extremos (figura 8).

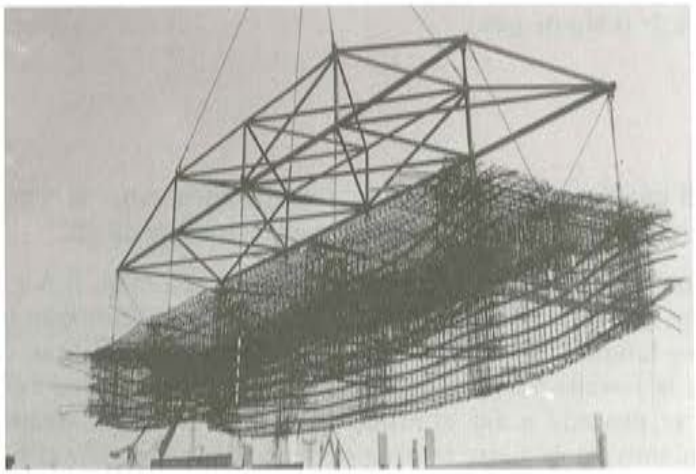


Fig. 6. Ferralla del tablero en el momento de su izado para colocarla en el molde metálico.

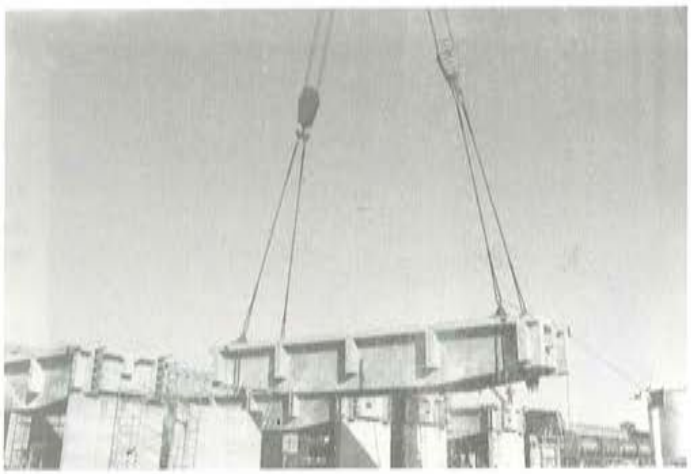


Fig. 7. Izado del tablero con la cabria.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 8. Detalle del sistema de izado del tablero.

Finalmente se procede a la inyección del espacio existente (aproximadamente dos cm) entre aparatos de apoyo definitivos y el fondo del tablero, mediante un mortero de cemento sin retracción, lográndose pastillas de apoyo de las dimensiones deseadas. Una vez fraguado este mortero se procede a retirar los apoyos provisionales de madera.

Las pilas se construyen adosadas al paramento del muelle actual y su cimentación se realiza a la cota −11,30 m, siendo preciso para ello excavar 1 metro por debajo del fondo de la dársena. Para realizar esta excavación se ha utilizado un trépano, que ha sido preciso reforzar mediante una celosía espacial, figura 9, para subsanar las continuas roturas que se produjeron en la ejecución de las primeras pilas. Finalizada la excavación, se procede al hormigonado de la zapata y la parte de pila que queda debajo del agua mediante hormigón en masa sumergido. A partir de la cota (+ 1,50 m) se desarrolla la cabeza de la pila, que se ejecuta en seco, en hormigón armado. En la figura 10 se puede ver el encofrado metálico utilizado para ejecutar la cabeza de la pila.

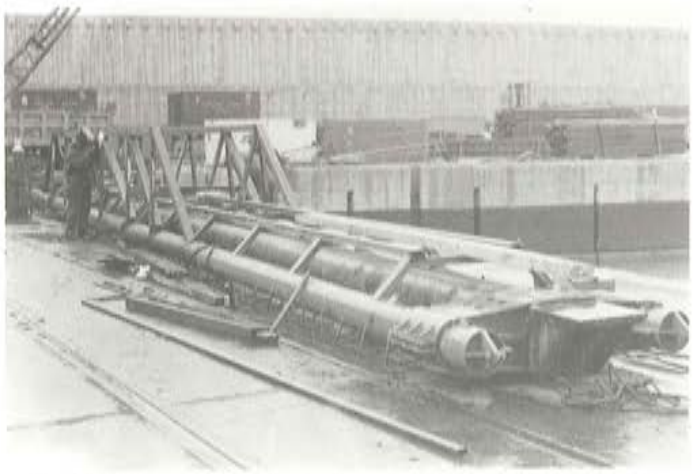


Fig. 9. Trépano para rebajar la cota del fondo de la dársena.



Fig. 10. Encofrado metálico para el hormigonado de las pilas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

En la cabeza de la pila va dispuesto un bolardo previsto para un tiro horizontal de 50 Mp por lo que, para mejorar en estabilidad, se han dispuesto barras horizontales de anclaje, corrugadas, ϕ 32 mm, que se empotran en taladros de 1,3 m de longitud y 120 mm de diámetro en el paramento del muelle actual. Se pretende, así, garantizar totalmente su seguridad frente al deslizamiento horizontal que pudiera acaecer a causa del tiro de bolardo más las fuerzas horizontales transmitidas por las grúas.

En la figura 11 puede verse el aspecto de esta zona del muelle ampliado, prestando ya servicio.

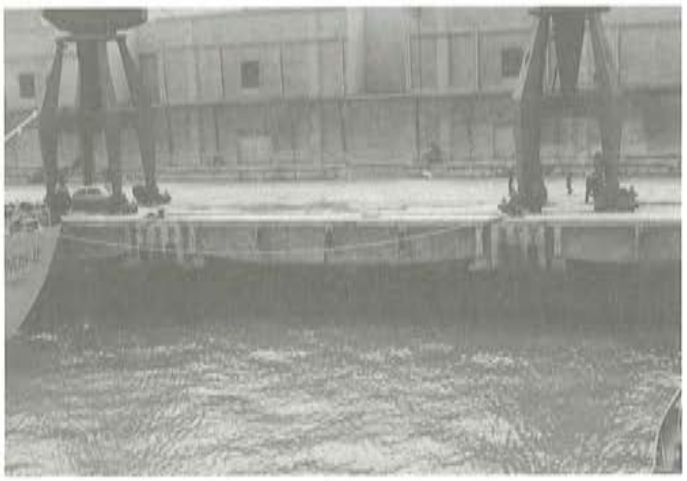


Fig. 11. Aspecto del muelle ampliado.

El consumo resultante de materiales empleados en el tablero, por m^2 del mismo, ha sido:

- Hormigón H-350 — 0,84 m^3/m^2.
- Acero pasivo AEH-400 — 107,7 Kg/m^2.
- Acero de pretensado longitudinal — 23,28 Kg/m^2.
- Acero de pretensado transversal — 5,10 Kg/m^2.

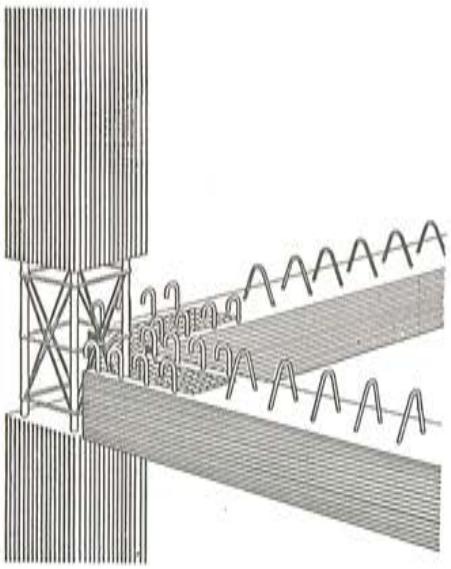
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Unión hiperestática de viga de hormigón pretensada, con un pilar de hormigón armado

M. Casaponsa
Ing. Industrial
P.P.B.— Estudio

1. OBJETIVO DEL PROCEDIMIENTO

Facilitar la realización de conexiones hiperestáticas de un pilar de hormigón armado y vigas pretensadas por armaduras adherentes, por medio de hormigón vertido en obra, con el fin de obtener un monolitismo comparable al de una estructura completamente hormigonada en obra.



A este procedimiento se le ha denominado SCOPE (Sistema Constructivo Abierto por Elementos).

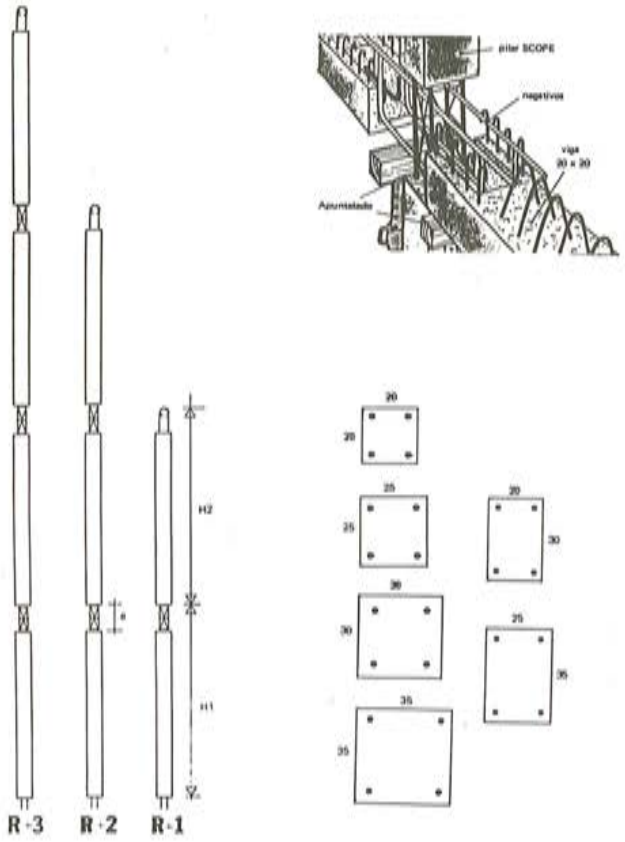
2. DESCRIPCION DEL PROCEDIMIENTO

Los pilares de la estructura SCOPE son prefabricados de hormigón armado. Su sección varía según los descensos de cargas: 20 x 20 - 25 x 25 - 30 x 30 ó 35 x 35 cm etc., pudiendo ser también de sección rectangular. Su longitud total puede alcanzar 12 metros (limitación de elevación); así pues un solo elemento de pilar cubre la altura de la edificación hasta un máximo de 4 niveles. El hormigonado se interrumpe a la altura de cada forjado y los aceros principales están reforzados por un diábolo mecano soldado (patentado SARET) necesario en la manutención. Gracias al procedimiento ARMATUBO, es posible el empalme de los pilares y permite la realización de construcción a más de 12 m de altura. La posición de cada

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

diábolo permite reintegrar sobre un pilar, entre dos forjados normales de vivienda, otras vigas y forjados de niveles intermedios.

Estos pilares están empotrados en su base según el procedimiento ARMATUBO o por encubamiento.



Las vigas soporte de forjado de la estructura SCOPE están provistas de estribos con el fin de asegurar una conexión eficaz con el forjado.

En los extremos, las vigas se terminan con una reserva de 25 cm de longitud en la cual sobresalen las armaduras de pretensado para asegurar el anclaje de la conexión hormigonada.

Las vigas de borde están provistas de una prolongación lateral que asegura el encofrado de borde de los forjados y el aislamiento térmico del zuncho, si está provisto de poliestireno. La altura de este encofrado lateral depende del espesor del forjado, 16, 17 ó 18 cm en general.

La longitud de hormigón de estas vigas es igual a la distancia entre nudo de pilares menos 3 cm (tolerancias). Puede variar de 3 a 6 m (en los casos corrientes).

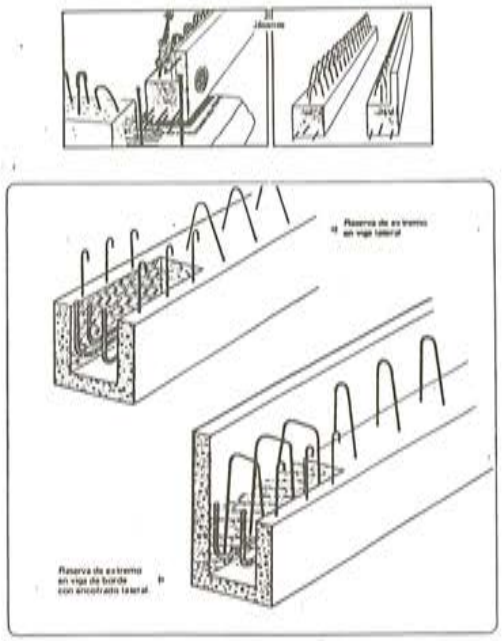
Su peso medio oscila entre:

- 100 kgs/ml para la viga de 20 x 20 cms.
- 120 kgs/ml para la viga de 20 x 20 cms con encofrado lateral.
- 225 kgs/ml para las vigas de 30 x 30 cms.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Su estabilidad al fuego sin disposiciones particulares es de:

- 1 hora para la viga de 20 cms de base.
- 2 horas para las vigas de 25 cms y 30 cms de base.



REALIZACION

La conexión se realiza de la siguiente manera: después de la colocación de los pilares, colocación de un collarín metálico provisional atornillado al pilar y apuntalado para asegurar la nivelación y el apoyo durante el hormigonado de la viga; seguidamente se ajustan dos encofrados laterales contra las caras verticales de la viga.

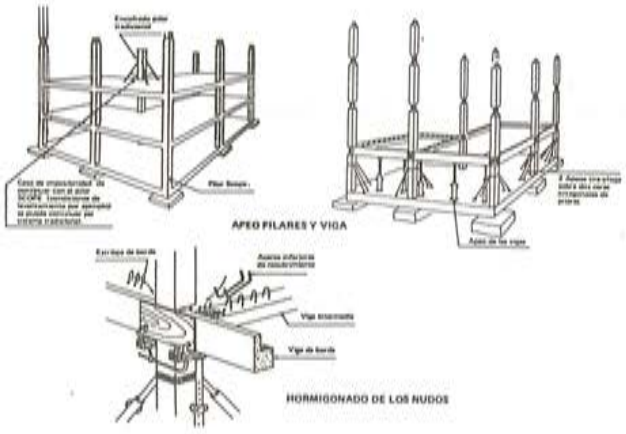
Los aceros bajos se pasan a través de la jaula y recubren los aceros longitudinales de las vigas. Tienen como objeto absorber los momentos positivos del apoyo y asegurar el anclaje de la viga. Estos aceros han sido doblados por sus extremos a 90° para permitir un mejor paso de los bucles de anclaje en la jaula. Seguidamente se procede al hormigonado de la parte baja de la conexión a la altura de las vigas.

Los aceros altos de la viga que absorben los momentos negativos en el apoyo, se pasan a la parte superior de la jaula.

Seguidamente se coloca el forjado, con los zunchos y armaduras complementarias y el conjunto se llena de hormigón en el momento del vertido de la capa de compresión.

Solamente después del fraguado, se quita el collarín metálico. La conexión realizada de esta forma se comporta como un pórtico absorbiendo los momentos positivos y negativos en el apoyo.

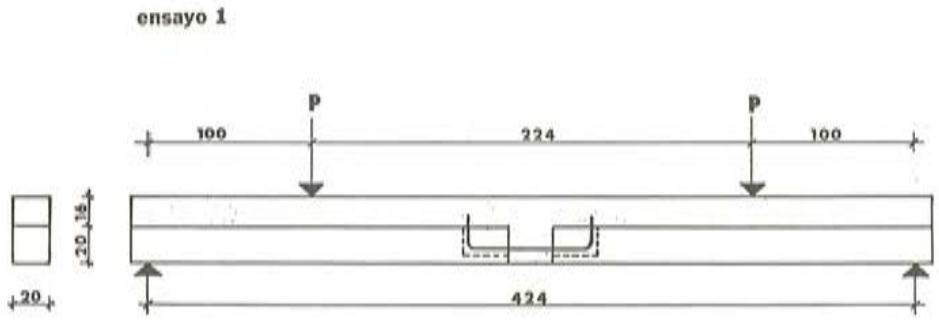
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



3. LOS ENSAYOS EN EL CENTRO DE INVESTIGACION SARET

Tienen como objeto comprobar el buen comportamiento especialmente de la fisuración de la caja o jaula de final de vigas durante las diversas solicitaciones, como son flexión, esfuerzos cortantes etc.

Ensayo n° 1.– Flexión



La primera microfisura se produce al 83 por 100 de la carga de servicio, en la unión entre el extremo de la viga prefabricada y el hormigón vertido en 2ª fase. Se hace significativa (1/10° mm) al 94 por 100 de la carga de servicio.

La microfisura en el fondo de la reserva preparada en la viga, lado izquierdo, se produce al 106 por 100 de la carga de servicio; es significativa (1/10° mm) al 117 por 100; los aceros que arman las paredes de la reserva dejada en la viga han jugado su papel.

No se produce ningún desprendimiento, ni arrancamiento, del hormigón vertido en la caja; el fraguado y el anclaje de los ϕ 14 han tenido un comportamiento semejante al comportamiento tradicional.

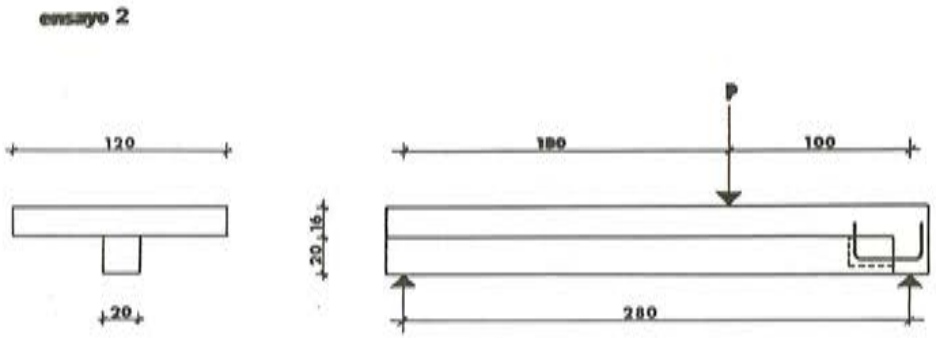
No se ha constatado ningún desorden en el resto o parte normal de la caja.

La rotura ha tenido lugar al 170 por 100 del límite elástico (cálculo de rotura) y al 125 por 100 de la carga de rotura garantizada de los aceros de H.A. (calculado a 55 daN/mm²).

Se ha producido la rotura de acero prácticamente al mismo tiempo que la rotura por compresión de la caja.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Ensayo n° 2.– Esfuerzo cortante



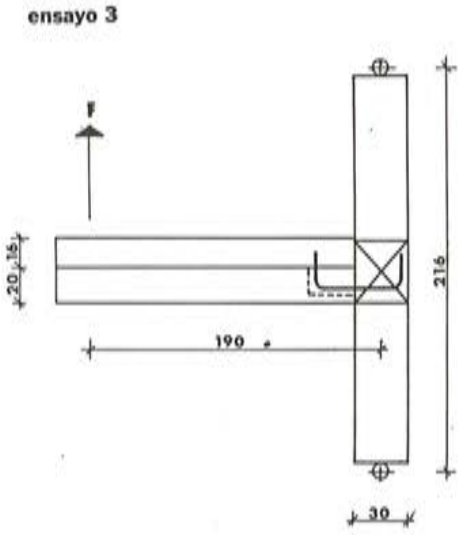
Las primeras fisuras y la rotura se han producido en la parte central. El montaje no se ha roto pues por esfuerzo cortante.

Las fisuras constatadas (1/10° mm) en el final de la caja a los 23.000 daN (es decir 23 por 100 por encima del cálculo en límite elástico y 92 por 100 por encima de la carga de servicio) han aumentado débilmente hasta la rotura que se ha producido a 26.000 daN.

Las primeras fisuras en la caja se han producido prácticamente en la rotura es decir a los 26.000 daN.

Por consiguiente, para el esfuerzo cortante calculado con 2 ϕ 14 (8.458 daN) de servicio, la prueba es ampliamente satisfactoria.

Ensayo n° 3.– Conexión pilar/viga – Momento positivo.



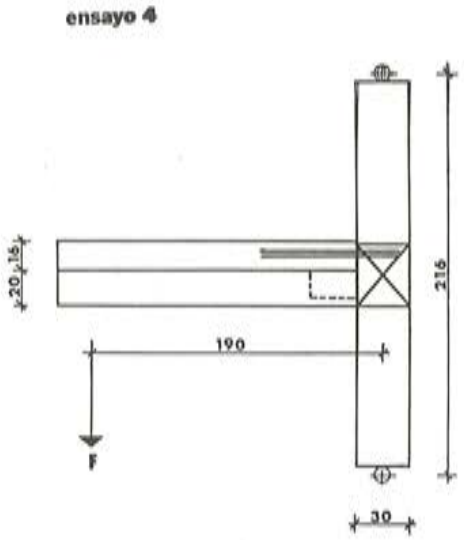
En fase de servicio, no se ha producido ninguna anomalía en el fondo de la caja de la viga. Las primeras fisuras aparecen al 135 por 100.

Hasta el valor de rotura de 3.000 daN (es decir 170 por 100 del límite elástico garantizado) el recubrimiento del cable ϕ 14 no presenta ninguna anomalía.

Las fisuras constatadas en el fondo de la caja no sobrepasan el 1/10° de mm.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Ensayo n° 4.– Conexión pilar-viga – Momento negativo.



Estando el pilar insuficientemente armado, es efectivamente el primero que perece. Se constata el buen comportamiento de los aceros de momento negativo (primeras fisuras al 117 por 100 de la carga de servicio, que no se han visto apenas afectadas hasta la rotura del pilar).

El comportamiento de la cruz soldada es plenamente satisfactorio a todo lo largo.

En los ensayos 3 y 4, las rótulas de rodamiento han funcionado perfectamente bien.

CONCLUSION

I. COMPORTAMIENTO CON RESPECTO A LA FLEXION

La fisura está considerada como perjudicial a los 1/10° mm.

– Unión pilar/viga: aparición de la fisura de 1/10° mm.

Ensayo n° 1: en el valor de la carga de servicio.
Ensayo n° 3: al 110 por 100 de la carga de servicio.

– Fondo de caja de la viga: aparición de la fisura de 1/10° mm.

Ensayo n° 1: al 117 por 100 de la carga de servicio.
Ensayo n° 3: al 135 por 100.

Primera conclusión: Las medidas adoptadas para el ferrallaje de la caja de extremo de la viga son convenientes puesto que las primeras fisuras aparecen por encima de la carga de servicio.

Segunda conclusión: Hasta el momento de rotura, las fisuras del fondo de la caja no sufren ninguna variación.

Tercera conclusión: La caja o jaula se comporta bien como ella misma, no ha sufrido jamás la menor anomalía. El recubrimiento del cable ϕ 14 funciona perfectamente bien.

No se ha producido ningún desgarramiento entre el hormigón vertido en la caja y la caja misma. El Nergalto, producto especial, se nos manifiesta como superfluo y la rugosidad del poliestireno es suficiente.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

II. COMPORTAMIENTO CON RESPECTO AL ESFUERZO CORTANTE

El ensayo n° 2 nos muestra el buen comportamiento frente al esfuerzo cortante. Las primeras fisuras solamente aparecen al 192 por 100 de la carga de servicio.

III. COMPORTAMIENTO DE LOS ANCLAJES EN EL MOMENTO NEGATIVO

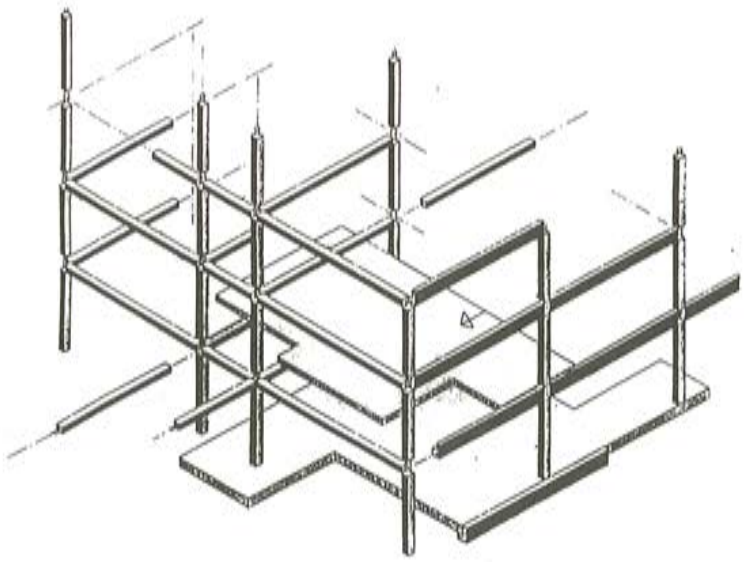
Los planos soldados sobre los ϕ 14 funcionan correctamente. Este procedimiento permitirá una muy interesante utilización en el caso de que el recubrimiento de los aceros de borde esté limitado por el espesor.

IV. CONFORMIDAD DE LOS CALCULOS

En los cuatro ensayos, los valores encontrados en la fase de servicio, en estado último, y en estado de rotura, son superiores a los valores de cálculo.

V. UTILIZACION

La estructura SCOPE es una estructura pilares/vigas/forjados completamente prefabricada, destinada a la construcción de pequeños edificios colectivos, oficinas y de otros inmuebles, de 2 a 4 niveles y más, de cargas moderadas de hasta 600 kg/m^2, y de tramos próximos a los 25 m^2, por pilar.



La optimización de los cálculos hiperestáticos y las prestaciones del hormigón pretensado hacen que sea una estructura compatible con la mayor parte de los proyectos. Es así como numerosas realizaciones han sido ya efectuadas en Francia a entera satisfacción (hasta el momento más de 100.000 m^2 construidos).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

VI. VENTAJAS DEL SISTEMA

- Gran libertad de expresión arquitectural.
- Excelente adaptabilidad a los terrenos malos.
- Gran rapidez de realización de ejecución de obra.
- Economía y facilidad de puesta en obra.
- Excelente relación coste/calidad/prestaciones.
- Compatibilidad con todo tipo de fachadas y de equipamientos.
- Principio de construcción que responde a las exigencias de años futuros.
- Muy adaptado a las soluciones bioclimáticas.

La estructura SCOPE agrupa productos simples, optimizándolos en sus prestaciones.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

IX Sesión de Trabajo.
Tema VI: Realizaciones (continuación)

Puente a Isla de Arosa

S. Pérez-Fadón Martínez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

1. INTRODUCCION

El Puente de Arosa, unirá la isla de igual nombre con un punto de la costa gallega situado entre Villagarcía de Arosa y Cambados en Pontevedra (figura 1).

En este punto se localiza el llamado estrecho del vado, que es en realidad un tómbolo de arena formado al abrigo de la Isla de Arosa. El estrecho tiene una longitud de unos dos kilómetros en marea alta y su profundidad es tan sólo de uno a cinco metros.

En la Isla de Arosa está la población de San Julián de Arosa en donde viven unas cinco mil personas, cuyo transporte y aprovisionamiento se ha desarrollado hasta la fecha mediante barcos que van de San Julián a Villanueva.

La Ría de Arosa es por otra parte la más rica en marisco del litoral gallego y, dentro de la ría, el estrecho del vado es una zona especialmente adecuada para el marisqueo.

Aparte otros intentos anteriores, más o menos históricos, de unir la Isla de Arosa a la costa mediante un puente, el antecedente inmediato del que nos ocupa se data en 1952 en que se redactó un proyecto por la Jefatura de Obras Públicas de Pontevedra en que se contemplaba un puente de 178,6 metros de longitud total dividido en cinco arcos de hormigón armado de 33,00-36,30-40,00-36,30-30,00 con elementos complementarios de sillarejo y sillería desbastada.

El puente llevaba una calzada de seis metros de ancho para el tráfico y dos aceras elevadas de setenta centímetros cada una.

La cimentación del puente se preveía a unos cuatro metros de profundidad bajo el fondo arenoso. En una de las pilas se había encontrado granito, en el resto de pilas y estribos el proyecto no hacía referencia a la naturaleza del subsuelo. En el pliego de condiciones del proyecto se decía al respecto que la estimación de la roca de cimentación era sólo aproximada, que se debería realizar una campaña de sondeos previa a la construcción.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

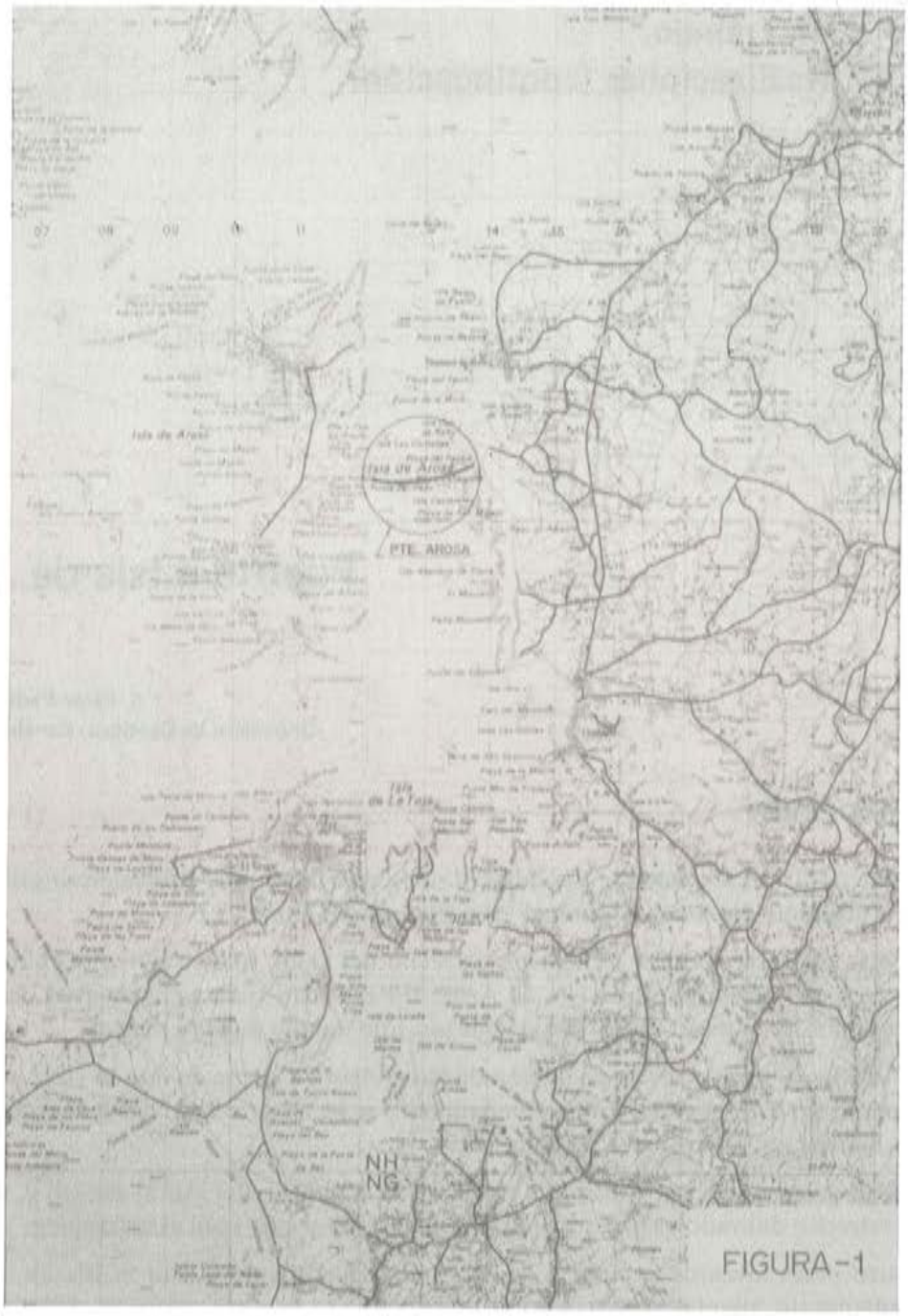


Fig. 1. Plano de situación.

El proyecto pasó a información pública y después de tener informe favorable de varios organismos afectados, se paraliza su tramitación hasta que en 1960 la Dirección General de Carreteras se interesó de nuevo por el proyecto. En 1978 se ordena a la Jefatura de Pontevedra que realice un Anteproyecto del puente y en la orden de estudio se indica que el puente que se diseñe ha de cumplir las dos siguientes condiciones:

a) La carretera unirá la Isla de Arosa con tierra firme en cualquier circunstancia meteorológica.

b) Se tendrá en cuenta para escoger la solución más conveniente, el impacto de ésta en su entorno (flujo y reflujo de mareas, influencia en la pesca, estética del paisaje, etc).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El Anteproyecto fue realizado por la Jefatura de Pontevedra y se terminó en febrero de 1980. Sobre este Anteproyecto se realizó un concurso de proyecto y construcción que fue adjudicado a Ferrovial, S.A. con proyecto elaborado por su propia Oficina Técnica.

El puente se empezó a construir en la primavera de 1983 y su terminación está prevista para el otoño de 1985.

En la elaboración de los estudios y proyectos han intervenido:

El anteproyecto del puente, base del concurso de proyecto y obra fue realizado por la Jefatura de Pontevedra y dirigido por D. Ramón Vidal de Artaza. El proyecto de construcción del Puente fue realizado por D. Santiago Pérez-Fadón de la Oficina Técnica de Ferrovial, S.A. a cuyo frente se encuentra D. Fermín Velasco. En el proyecto de la cimbra autolanzable se contó con la colaboración de Mecanotubo a cuyo Sr. Gewehr de su Oficina Técnica se debe el proyecto de este elemento auxiliar que resulta esencial para la construcción de este tipo de puentes. En el proyecto de detalle de los apoyos se contó con la colaboración de Centro de Trabajos Técnicos C.T.T. que desarrolló sus diseños a partir de los más generales de la Oficina Técnica de Ferrovial, S.A. con especial participación de D. Luis Ripoll. Para el estudio geotécnico y proyecto de la cimentación se contó con Geoestudios, S.A. y especialmente con D. Antonio Guerra que diseñó la cimentación del puente de acuerdo con los requerimientos estructurales del mismo.

En la construcción de la obra han intervenido:

La Dirección de Obra en una primera etapa fue ejercida por el C.E.A.T. de La Coruña, por D. Andrés Corral de la División de Construcción a cuyo frente está D. Pedro Sánchez Tamayo. Posteriormente la obra fue transferida a la Xunta de Galicia y la Dirección de obra pasó a D. Antonio Iribarren. La Jefatura de Obra está ejercida por D. J. Luis García Santiago del Departamento de Obras Centralizadas de Ferrovial, S.A. a cuyo frente está D. Juan Loureda Mantiñan.

Se ha contado además con la participación de las siguientes empresas especializadas:

El pretensado se realiza con sistema Tecpresa, empresa dirigida por D. Antonio Gil. El control de calidad de materiales y fabricación está siendo realizado por la Xunta de Galicia y por Intemac para lo referente a los apoyos; al frente de este trabajo de control de apoyos está D. Adolfo Delibes. La instrumentación ha sido realizada por las empresas Ofiteco y Medytsa respectivamente con la especial participación de J.A. Rabadán de la primera y R. Fernández Cuevas de la segunda.

2. DESCRIPCION DEL PUENTE

Para una mayor claridad en la exposición, la descripción del puente se hará por separado para cada uno de sus elementos; así se han distinguido los siguientes apartados: tablero, apoyos, pilas, estribos, juntas y cimentaciones (figura 2).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



Fig. 2. Foto aérea del conjunto.

2.1. Tablero

El tablero del puente está formado por una viga continua de treinta y ocho vanos de cincuenta metros de luz y dos extremos de cuarenta. El puente no tiene juntas de dilatación contracción más que en los dos estribos. El tablero está constituido por una viga cajón monocelular con sendos voladizos transversales. El ancho total, sin impostas, es de 12,50 m y el canto 2,30.m. Los voladizos son de 3,16 m de vuelo con canto de 0,40 m en arranque y 0,15 m en su extremo; la losa intermedia superior tiene 0,25 m, los hastiales tienen 0,42 m de espesor e inclinación 2,5 V 1,0 H; la losa inferior es de 0,20 cm de espesor y tiene 4,66 m de ancho. El tablero se ha proyectado en hormigón pretensado clase II. Los vanos interiores llevan 24 tendones de 12 cordones de 0,5 pulgadas y los vanos laterales 2 tendones más (figura 3).

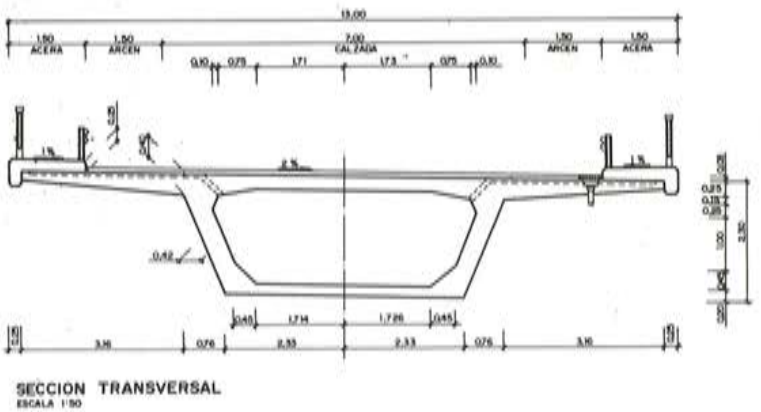


Fig. 3. Sección transversal tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El trazado del puente en planta es una curva de radio 2.500 m que se eligió precisamente, para hacerlo cinemáticamente compatible con los movimientos de dilatación contracción del puente y aprovechar al mismo tiempo los menores fondos del vado.

El trazado en alzado viene condicionado por la exigencia en una zona determinada de un gálibo vertical libre para navegación de 7 m sobre la pleamar viva equinocial. Así el perfil longitudinal de la rasante son dos rampas, con una inclinación mínima para que corra el agua de lluvia hacia los sumideros, y entre ellas un lomo de asno que eleva la rasante unos cuatro metros sobre las rampas citadas. El lomo de asno no está centrado en el puente dado que el gálibo de navegación se pedía en una zona concreta del vado en que los fondos son mayores.

Transversalmente el tablero tiene el 2 por 100 de peralte lo que se logra, no por giro simple del mismo, sino por deformación de sus ángulos para mantener el canto de 2,30 m. La calzada tiene pues un 2 por 100 de peralte a lo largo de todo el puente hacia el lado cóncavo. Las aceras de 1,50 m se materializan por medio de impostas que elevan 25 cm el paso peatonal.

El tablero tiene la losa inferior de espesor variable. El espesor normal de 0,20 m se incrementa hasta 0,40 m sobre las pilas. La variación es lineal en 7 m. Interiormente la sección transversal del cajón lleva cartela sencilla en sus ángulos inferiores y cartela doble en los superiores. Sobre la pila el tablero incorpora un diafragma de dimensiones reducidas para permitir el paso del encofrado interior a través suyo.

El tablero se construye, con una cimbra autolanzable, por tramos que vuelan 11 m desde el eje de apoyo de cada pila, lo que obliga a establecer en estas juntas de construcción la continuidad del pretensado. Para ello se han evitado los conectadores y se ha utilizado un diseño de cruce de tendones de un vano con otro. De esta manera el tablero lleva en su extremo de cada tramo a 11 m de la pila un regruesamiento en los hastiales que permite el cruce de estos tendones. El regruesamiento del hastial permite el tesado de los tendones desde ambos extremos.

Estos tendones se han agrupado en alzado en seis familias cuyo trazado parabólico da un cable equivalente que en su punto más bajo tiene una excentricidad de 1,30 m aproximadamente con recubrimiento de 10 cm de hormigón y en su punto más alto tiene una excentricidad de 0,70 m en la sección de pila. Para lograr estas excentricidades hay que mover los tendones en planta lo cual se ha hecho con trazado en curvas circulares y rectas respecto de los paramentos de hastiales. Referente al cruce de tendones en los extremos de cada tramo se hace de modo que el trazado en alzado del cable equivalente se desvíe poco en esas secciones de la fibra neutra; esto es así por realizarse el cruce en secciones próximas a los momentos nulos para cargas uniformes.

La geometría conjunta en planta y alzado de los tendones se ha diseñado de manera que se tenga una distancia a paramentos de vaina y media desde el eje de cualquier tendón y una distancia de dos vainas entre ejes de vainas. No obstante en algunos puntos excepcionales (vainas en contacto en puntos de cruce, cabezas de pretensado, etc.) se ha disminuido la distancia entre vainas.

Los cajetines de salida de tendones en la parte interior del cajón son verticales para permitir el tesado con el gato sin que éste tropiece con la losa superior del tablero. Los cajetines exteriores tiene un ángulo en alzado de unos 10° con la horizontal. En ambos casos el ángulo de salida es de unos 15° a 20° en planta.

El tablero se tesa por cada tramo construido, en dos fases. En una primera fase se tesan el 60 por 100 de los tendones desde ambos extremos tirando a 180 t/tendón y anclando a 168 t/tendón. La segunda fase se tesa a iguales valores cuando se han construido dos table-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

ros más. La resistencia característica pedida al hormigón del tablero en el momento del tesado de primera fase es de 300 kg/cm^2 .

Otros detalles del tablero son: la existencia de un tacón horizontal para recibir los apoyos en pilas. Este tacón horizontal, con espesores variables desde 5 cm hasta 16 cm se extiende longitudinalmente en 1,75 m a cada lado de la pila y transversalmente en todo el ancho de la losa inferior.

En los extremos del puente, sobre ambos estribos, el tablero incorporará riostras transversales. La riostra del lado continente permite la unión del tablero al muro de guarda del estribo, creando el punto fijo temporal a movimientos horizontales durante la construcción.

A través de la riostra del estribo se accede al interior del tablero, quedando este acceso practicable durante la vida del puente una vez acabada la obra.

El vano primero y último del puente son distintos entre sí y diferentes de los otros treinta y ocho que en adelante se denominará vano enésimo. El primero de cuarenta metros de luz se apoya en el estribo continente y se construye hasta 11 m de la pila siguiente de modo que se construyen 51 m de vano. En el vano último de cuarenta metros de luz se construyen solamente 29 m. Esto configura los tres tipos de vano citados.

Por último cabe señalar referente al tablero, que se ha diseñado un hueco para alojar en su extremo superior las juntas de dilatación de los estribos. Estos huecos tienen dimensiones de 1 m de ancho por 10 m de largo y 0,5 m de profundidad y tienen su equivalente en el murete de guarda.

Las cuantías de materiales del tablero en construcción son: pretensado= 20 kg/m^2 , hormigón 0,50 m^3/m^2 , acero pasivo 100 kg/m^3 .

2.2. Apoyos

Los apoyos del puente vienen condicionados por la no existencia de juntas en toda la longitud del mismo, quedando sólo ambos extremos para absorber con sendas juntas los movimientos de dilatación contracción que se produzcan.

El tablero se construye partiendo del estribo continente y avanzando hacia la isla por tramos de cincuenta metros que van aproximadamente de quinto a quinto de luz. Este proceso constructivo obliga a plantearse distinto punto fijo a movimientos horizontales, en situación de construcción y en situación definitiva (figura 4).

Al inicio de la construcción el tablero se une al estribo continente en la forma que más adelante se dirá. De esta manera es el estribo continente quien actúa como punto fijo, de los movimientos horizontales del tablero. A medida que se van construyendo vanos se van colocando sobre las pilas apoyos deslizantes que permiten la dilatación o contracción del tablero.

Cuando se alcanza el centro del puente, se colocan en las pilas centrales apoyos elastoméricos que sujetan al tablero y se suelta la unión que hasta ese momento tenía el mismo al estribo. Se transfiere de esta manera, el punto fijo desde su posición temporal o de construcción a su situación definitiva.

A partir de este momento se prosigue la construcción del puente desde el centro del mismo hacia la isla, una vez alcanzada la cual, el puente tiene sus apoyos definitivos con el punto fijo en el centro de simetría.

Se analizarán en lo que sigue los diversos elementos citados a título genérico en los párrafos anteriores.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

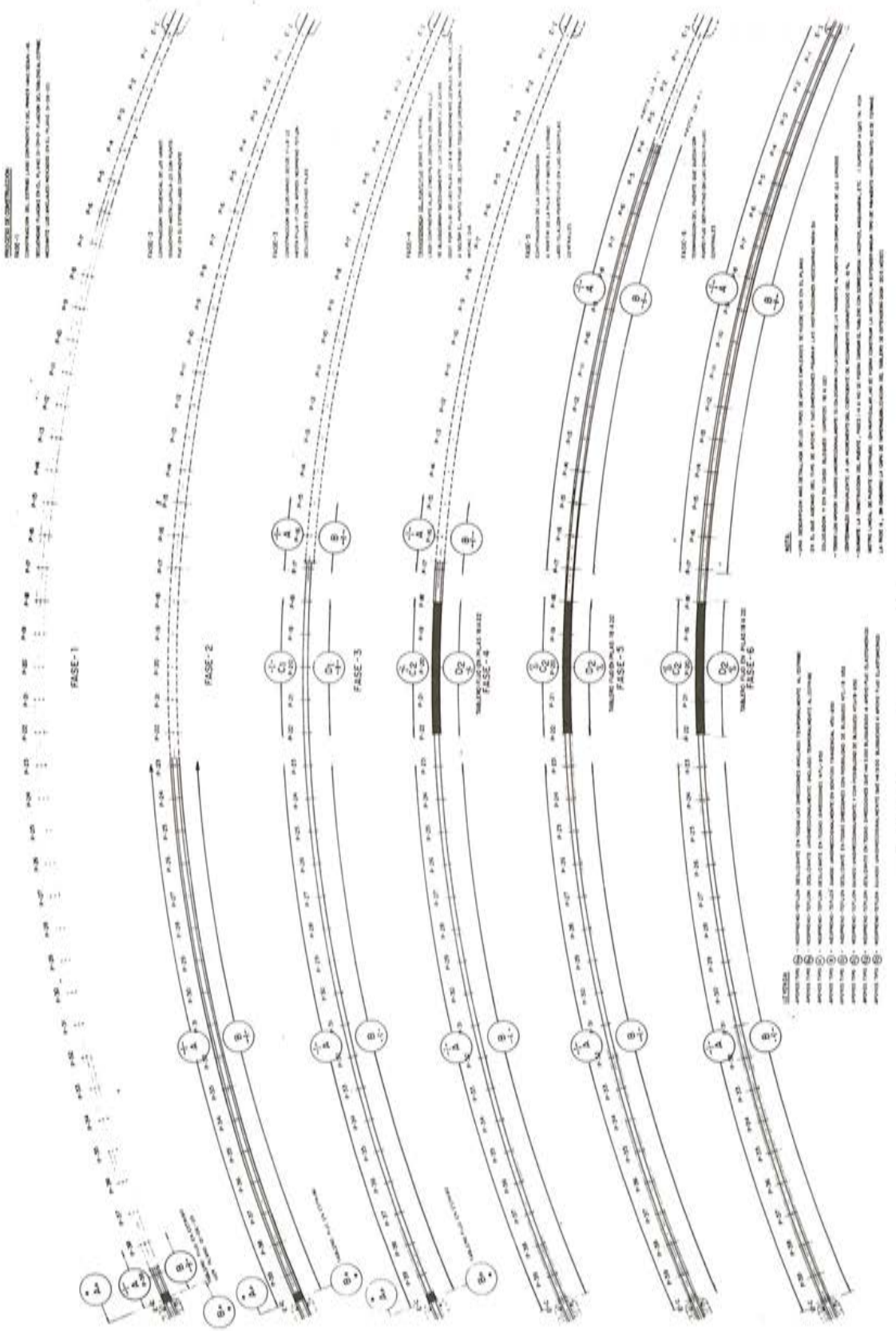


Fig. 4. Proceso de construcción y apoyos.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

La unión del tablero con el estribo, durante la primera mitad de la construcción, obedece a la necesidad de tener certeza de hacia donde o desde donde se producirán los movimientos en este período; y a tener bajo control las fuerzas de rozamiento generadas al deslizar una masa que llega a ser de 15.000 t cuando la mitad del tablero está construido.

Esta unión se realiza interponiendo entre el muro de guarda del estribo y la culata del tablero cuatro parejas de neoprenos entre las cuales van cuatro células dinamométricas. Una vez colocados neoprenos y células se procede a pretensar la unión mediante seis tendones de 12 cordones de 0,5 pulgadas tesos a 100 t cada uno. Un precedente de una unión de este tipo se tiene en el Viaducto del Recht en Bélgica (figura 5).

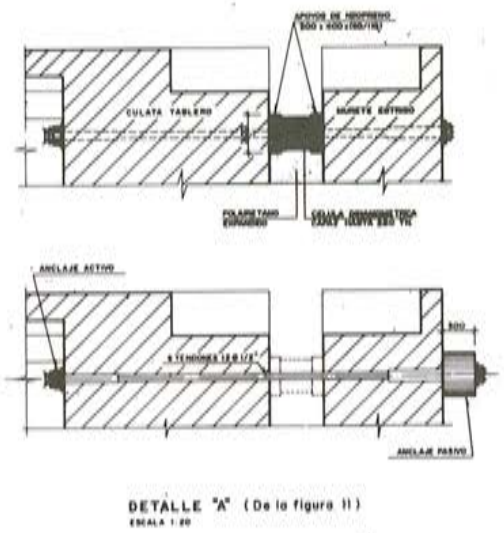


Fig. 5. Unión tablero-estribo.

De esta manera la unión queda hábil para recibir empujes del tablero de hasta 600 t sin aflojar los anclajes; y para tiros de hasta unas 600 t sin romper los tendones.

La unión se realiza a la altura de la fibra neutra del tablero, que es por donde se produce la resultante del tiro o el empuje; de esta manera no se generan momentos entre dicha resultante y la reacción en neoprenos o tendones. Por otra parte la unión produce momentos de empotramiento del extremo del tablero prácticamente despreciables ya que permite los giros del mismo sobre su punto teórico con la única coacción del aplastamiento al giro del neopreno inferior y de la deformación tangencial de los de la unión. Un cálculo aproximado de este momento dio cifras del orden de 40 mxt. Para la interpretación de las lecturas de las células dinamométricas y de los tendones se ha realizado un cálculo tomando en consideración la elasticidad de los tendones y la elasticidad de los neoprenos. El resultado de este cálculo es un par de diagramas que una vez conocida la lectura en célula da la magnitud de la reacción (figura 6).

Pero esta reacción es el producto de una acción y esta acción se genera, precisamente en cada uno de los apoyos que se van construyendo sobre las pilas a medida que el puente va avanzando. Para analizar estas acciones es preciso comenzar por describir el tipo de apoyos empleados.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

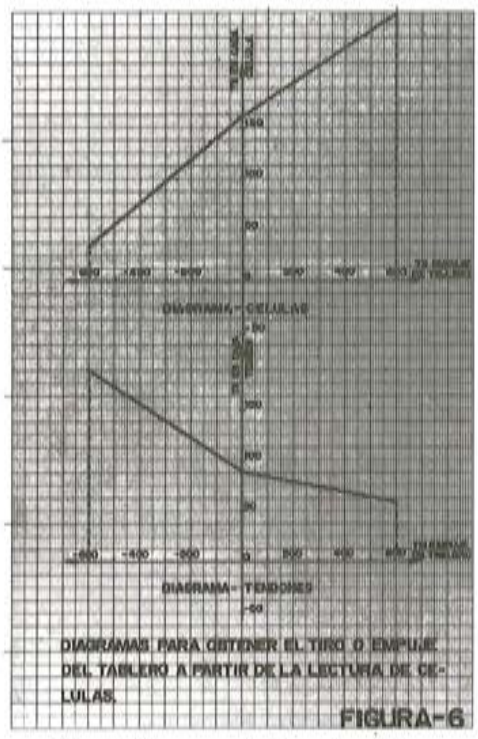


Fig. 6. Diagrama lectura de células.

Los apoyos consisten en esencia en un apoyo rectangular de neopreno zunchado que lleva en su cara superior una chapa de acero A-37 con acanaladuras en su cara superior. Sobre estas acanaladuras se reciben placas de teflón de 255 x 45 x 5 milímetros. En el caso de las pilas los apoyos son de 650 x 800 mm de neopreno en planta e incorporan un total de dieciseis placas de teflón. La altura de goma neta de estos apoyos es de 100 mm y llevan un total de seis planchas de acero para zunchado de seis milímetros de espesor (figura 7).

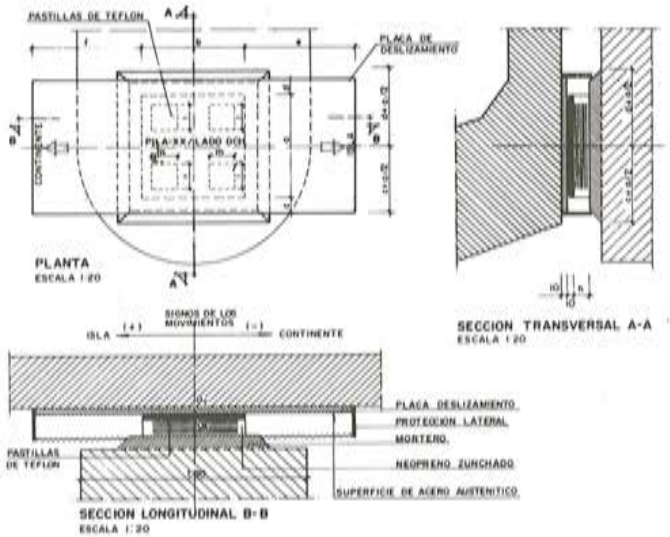


Fig. 7. Apoyo deslizante.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Sobre las placas de teflón descansa una placa de acero de 32 mm de espesor recubierta de una chapa de acero inoxidable de 3 mm. Esta placa es la que, fijada al fondo del tablero, proporciona la superficie de deslizamiento.

Sus dimensiones en una y otra dirección del puente se obtienen por cálculo independiente para cada pila, ya que son función de los movimientos previstos para el tablero en cada apoyo.

Los apoyos del lado cóncavo en planta, son guiados unidireccionalmente en el sentido de la tangente en tanto que los del lado convexo son libres. La guía unidireccional se dispone fijando a la placa de deslizamiento unas guías longitudinales que llevan en su cara interior una chapa de acero inoxidable que desliza sobre una pastilla de teflón, colocado en la cara lateral de la placa superior del neopreno.

El conjunto del apoyo se coloca sobre la pila mediante un mortero de nivelación, regulando previamente el cero de la placa de deslizamiento en función de la temperatura. Finalmente se cierra mediante un sistema de protección a base de faldones de goma y fuelles.

Volviendo ahora a la reacción que se generaba en el estribo durante la construcción, hay que conocer como funciona el conjunto apoyo-pila frente a las solicitaciones de deformación. Un determinado apoyo en pila o estribo en el que el tablero inicia un corrimiento horizontal se deformará primero elásticamente sin deslizamiento, deformando tangencialmente el neopreno y produciendo una cierta flecha en la pila, al tiempo que se va generando una fuerza de valor creciente hasta el límite de la fuerza vertical por el coeficiente de rozamiento global de la superficie acero-teflón. A partir de este punto se inicia el deslizamiento manteniéndose la fuerza horizontal aproximadamente constante. Si ahora se invierte el movimiento del tablero, desde el punto alcanzado se interrumpe el deslizamiento y la fuerza horizontal va disminuyendo hasta alcanzar un valor cero y luego invertir su sentido. Cuando nuevamente se alcance el valor límite del deslizamiento en la otra dirección se iniciará un nuevo deslizamiento de sentido contrario. Lógicamente, cabe imaginar toda serie de paradas, escalones e inversiones de sentido y de hecho así ha sido registrado por la investigadora Mary Emerson que publicó gráficos de este tipo en sus comunicaciones al primer Congreso Mundial de apoyos del año 81.

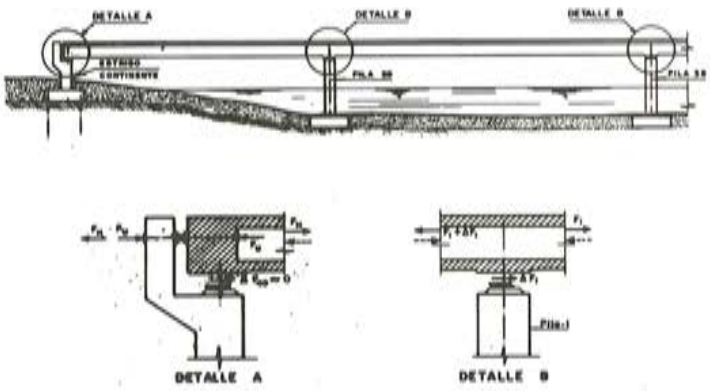


Fig. 8. Reacción horizontal en estribo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Si se supone ahora que, cuando se lleva construida una determinada longitud de puente desde el estribo, se ha producido una contracción por retracción y fluencia del hormigón que sea capaz de movilizar la fuerza límite de rozamiento de los apoyos se tendrá en cada pila una fuerza horizontal de tiro sobre el tablero. La resultante de todas estas fuerzas horizontales es la que ha de ser equilibrada por el estribo. El valor de la reacción en el estribo es por tanto igual al valor de la suma de las fuerzas horizontales en pilas. Si se produce en ese momento que se está considerando un aumento de temperatura lo suficientemente grande como para invertir el deslizamiento de todos los apoyos, la reacción en el tablero habrá cambiado de signo. El valor de la reacción vertical de peso propio en cada pila es del orden de 765 t. Supuesto un coeficiente de rozamiento del 3 por 100, en cada pila se generan unas 23 t de fuerza horizontal, que sumadas veintitres pilas da unas 525 toneladas de reacción en el estribo que son la base para el dimensionamiento de la unión del tablero al estribo (figura 8).

El valor del coeficiente de rozamiento es básico en la determinación de esta fuerza. Estamos en la idea de que el coeficiente de rozamiento global, tomará valores inferiores al 3 por 100 supuesto. Se entiende por coeficiente de rozamiento global a la proporción entre la fuerza horizontal y la vertical que actúan en el apoyo. Se incluye por tanto en tal concepto no sólo el rozamiento propiamente dicho, sino la inclinación de construcción y la de deformación estructural, el rozamiento en guías laterales, etc. Como un antecedente se puede citar que el Aichtalbrücke en el que cada tablero pesaba 25.000 toneladas fue empujado con cuatro gatos de 150 t cada uno, lo que supone un coeficiente de fricción global inferior a 2,5 por 100.

La transferencia del punto fijo desde el estribo a las pilas centrales tiene las siguientes consideraciones: Cuando se alcanza la pila P-22 que es la primera de las pilas del grupo de cinco que formarán el punto fijo definitivo del puente se podría pensar en trasladar dicho punto. Para ello habría que proceder a soltar el tablero del estribo y a apoyar en dicha pila mediante un apoyo fijo de neopreno. Sin embargo, como se ha visto anteriormente, un cambio de temperatura puede movilizar una fuerza horizontal de 600 t que en este caso debería ser soportada íntegramente por la pila 22 que no tiene capacidad resistente para ello. En consecuencia hay que pasar sobre la pila 22 con un apoyo deslizante igual a los anteriores y llegar a la pila 21. En esta situación ya son dos las pilas centrales que podrían actuar frente a las 600 t si se cambiaran sus apoyos a fijos. Sin embargo, se necesitan cinco pilas para que los esfuerzos en las pilas y cimentaciones estén dentro de valores admisibles. Así se pasan las pilas 22 a 18 con neopreno-teflón y cuando se alcanza la 17 se procede a la transferencia del punto fijo. Esta operación, que se realizará en unas pocas horas, consistirá en bloquear los diez apoyos de las cinco pilas centrales e inmediatamente soltar de forma controlada la unión. Es posible que en esta operación se transfieran hasta 600 t del estribo a las pilas centrales, o puede ocurrir que se no transfiera nada; en cualquier caso esto no es relevante dado que un cambio de temperatura suficientemente grande movilizaría nuevamente el total de esta fuerza.

Para bloquear los apoyos de estas pilas centrales se diseñaron varios sistemas alternativos. El sistema finalmente elegido ha sido el siguiente: los apoyos se construyen igual que los anteriormente descritos pero incorporando en su centro una ranura en la placa de deslizamiento y un cilindro de acero que puede moverse a lo largo de ella unido solidariamente a la placa del neopreno. El cilindro tiene un diámetro de 10 cm y sobresale de la ranura de la placa introduciéndose en el fondo del tablero en una ranura coincidente con la de la placa. En tanto los apoyos funcionan como deslizantes, el cilindro se mueve en el interior de la ranura; cuando se desea bloquearlos, se hormigona la ranura con un hormigón de corto tiempo de fraguado. A partir de entonces los apoyos pasan a funcionar como neoprenos (figura 9).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

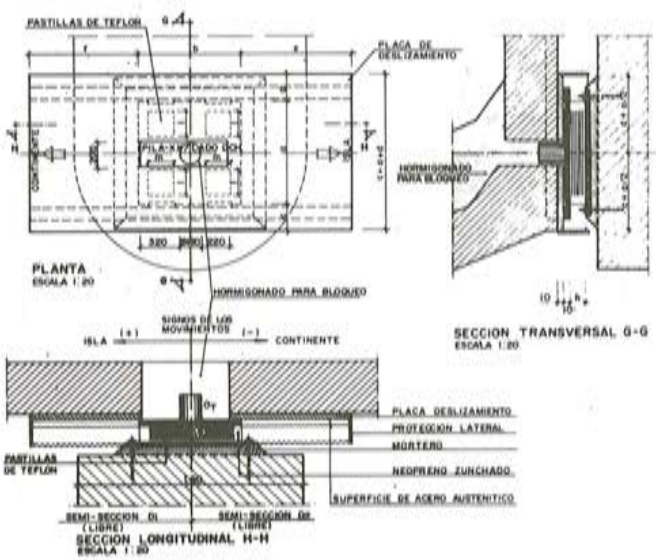


Fig. 9. Apoyo deslizante bloqueable.

Un precedente de puente con gran longitud sin juntas y un grupo de pilas fijas con neoprenos para repartir la fuerza horizontal se puede encontrar en las rampas de acceso al puente sobre el canal de Kiel en la República Federal de Alemania. El tablero de la rampa del Este, tiene una longitud sin juntas de 1371,25 m y un grupo de cinco pilas centrales actúa como punto fijo. En la rampa del lado Oeste la longitud es de 911,44 m y el número de pilas centrales fijas sólo tres.

El dimensionamiento de estos apoyos centrales se hace con el criterio de repartir por igual la fuerza horizontal entre todos ellos. Para esto se varía el espesor de goma a fin de que la elasticidad conjunta pila más neopreno sea igual en todos ellos. Por otra parte, además de las acciones usuales se supone un desequilibrio de las fuerzas de rozamiento de valor 20 por 100 del total generado en uno de los lados para tener en cuenta la posibilidad de que los coeficientes de rozamiento globales estén sesgados hacia un lado.

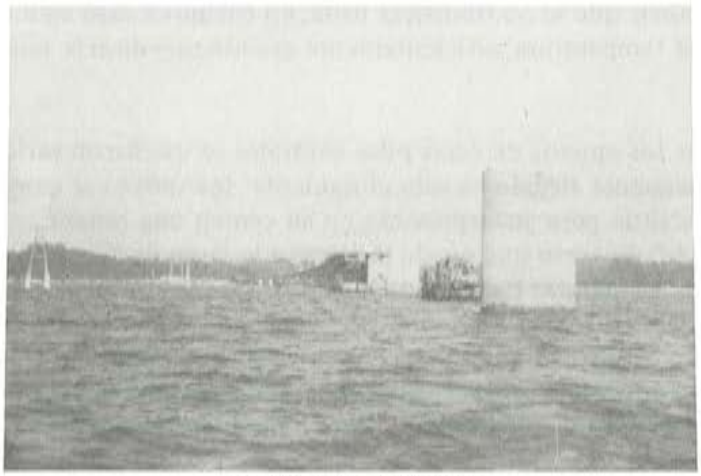


Fig. 10. Fotografía pila.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

2.3. Pilas

Las pilas del Puente de Arosa respetan el diseño del anteproyecto con una ligera modificación en la dirección transversal al puente para adaptarlas a la diferente forma del tablero que se está construyendo. Las pilas tienen sección ovalada en planta con un espesor en sentido longitudinal del puente de 1,80 m y una anchura total en sentido transversal de 5,25 m que se reparten en dos medias cañas circulares de 1,80 m de diámetro y un paramento recto de 3,46 m. La altura varía desde 3,5 m al salir de la playa en el lado continente hasta la pila 27 que tiene 12,0 m desde el fondo del mar (figura 10).

Hay tres tipos de pila en el puente. Pilas sobre zapatas, Pilas-Pilote y Pilas sobre encepados de Pilote. Las primeras en número de nueve aparecen coincidiendo con los afloramientos de roca, corresponden a la parte más próxima al continente. La mayor parte de las pilas pertenecen al segundo tipo, ya que hay veinticinco de esta clase y se han proyectado para que su conexión estructural con los pilotes se realice por encima del agua.

Finalmente las cinco pilas centrales que están solicitadas por mayores fuerzas horizontales requieren encepados en su cimentación.

Todas las pilas llevan en coronación un hueco de 1,00 x 0,55 m que permite colgar de él mediante tirantes la jácena metálica para apoyar la cimbra autolanzable.

2.4. Estribos y juntas

Los estribos del continente y de la isla son diferentes. El primero requiere soportar los tiros o empujes del tablero durante la construcción y por ello su cimentación en roca se realice mediante anclajes para impedir el vuelco (figura 11).

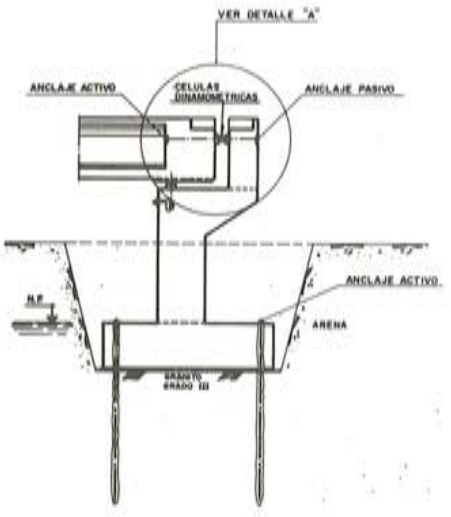


Fig. 11. Sección transversal estribo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El cuerpo del estribo está así mismo dimensionado para resistir los momentos flectores que le producen las 600 t horizontales que pueden solicitarle.

El estribo isla es un cargadero sobre pilotes, dado que la roca se encuentra bastante profunda.

Desde ambos estribos será practicable la entrada al tablero y también en ambos se dispondrán juntas de dilatación contracción para los movimientos del puente. Estas juntas se han calculado en varias hipótesis, llegándose a la conclusión de que cuando se instalen se necesitarán absorber movimientos de –480+200 mm en el estribo isla y –400+200 mm en el del continente.

2.5. Cimentaciones

Las cimentaciones proyectadas han sido (figura 12):

Para el estribo continente, una zapata a roca granito grado III anclada con 2 x 14 anclajes de barras pretensadas a treinta toneladas por anclaje. Estos anclajes garantizan la inmovilidad del estribo a fuerzas horizontales como queda dicho. La zapata transmite a la roca cargas en punta ligeramente superiores a los 20 kg/cm² que es un valor conservador dadas las características de la roca (granito sano) de la cimentación.

Las pilas en que la roca aflora o se ha detectado a poca profundidad son nueve en total y en ellas se han proyectado zapatas de 7,25 x 5,50 m y canto de 2,00 m que producen tensiones en punta inferiores a los 10 kg/cm² con tensiones medias de menos de 5 kg/cm² .

En las pilas con pilotes se han de diferenciar las pilas con pilotes, profundas (más de 12 m) de aquellas en que la roca se encuentra a menos profundidad.

En estas últimas, el esquema de dos pilotes por pila no es suficientemente estable a fuerzas horizontales y por ello ante la incertidumbre de lograr el adecuado empotramiento en roca sana, se han diseñado con un grupo de seis a diez micropilotes que unen la punta del pilote a la roca formando un empotramiento de la punta.

Estos pilotes "cortos" resisten por punta en roca y se les exige que dicha roca sea granito grado III.

En las pilas del lado isla los pilotes son flotantes dado que la roca se encuentra a profundidades del orden de hasta 50 m. Los pilotes se han dimensionado con formulación de suelo cohesivo. En la hipótesis más desfavorable, los pilotes serán solicitados por cargas verticales de unas 900 t. Para esta solicitación con el oportuno coeficiente de seguridad, y teniendo en cuenta los parámetros del suelo qué se obtuvieron en el estudio geotécnico (cohesión media sin drenar del orden de 2,5 kg/cm² y adherencia pilote suelo del 45 por 100 y menor de 1 kg/cm²) se obtiene una profundidad de pilotes de 35 m.

Las pilas centrales llevan encepado sobre cuatro pilotes porqué las cargas horizontales que reciben agotaban en flexión a los pilotes de la Pila-Pilote. Estos pilotes pueden recibir una carga máxima de unas 600 t, lo cual necesita unos 22 m de pilote para ser transmitido al terreno. El estribo isla tiene así mismo pilotes de 22 m en número de tres.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

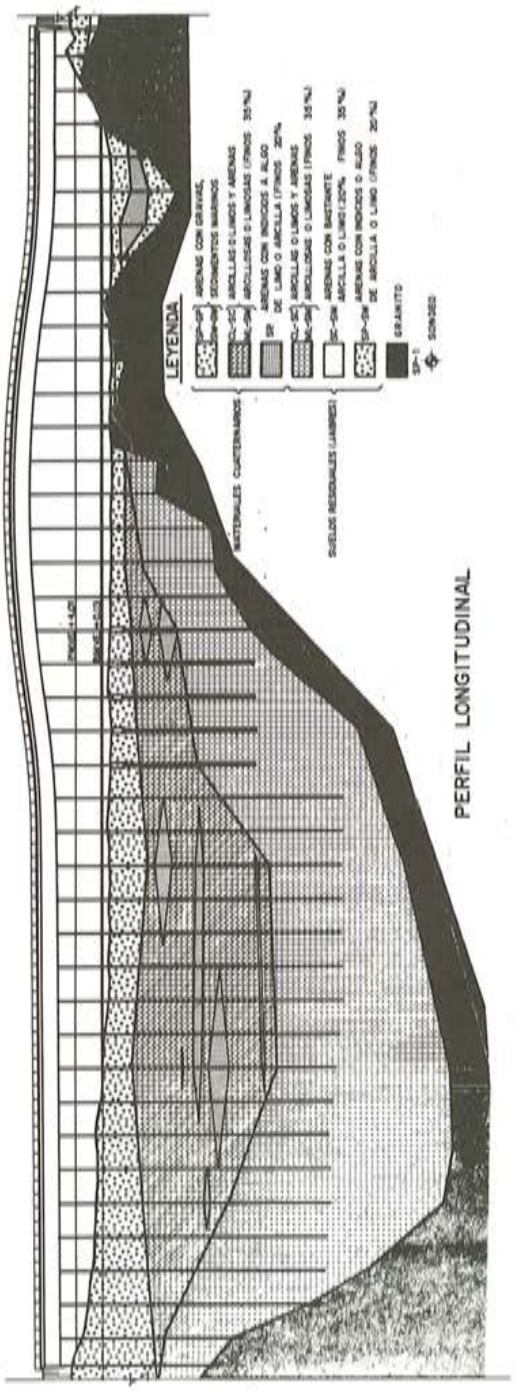


Fig. 12. Perfil geotécnico.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. DESCRIPCION DE LA CIMBRA

La cimbra del puente de Arosa es un elemento esencial en la ejecución de la obra. La cimbra empleada es del tipo por debajo del tablero, trabaja a quintos de la luz del puente y durante el hormigonado apoya en el voladizo anteriormente construido, en una torre provisional intermedia, en pila del vano que se está hormigonando y en otra torre intermedia, en el vano siguiente. Su longitud total es de unos 72 m y para el traslado utiliza los mismos puntos de apoyo que durante el hormigonado excepto el cuelgue del voladizo. Quiere esto decir que la cimbra rueda sobre las pilas definitivas y los apoyos temporales (figura 13).

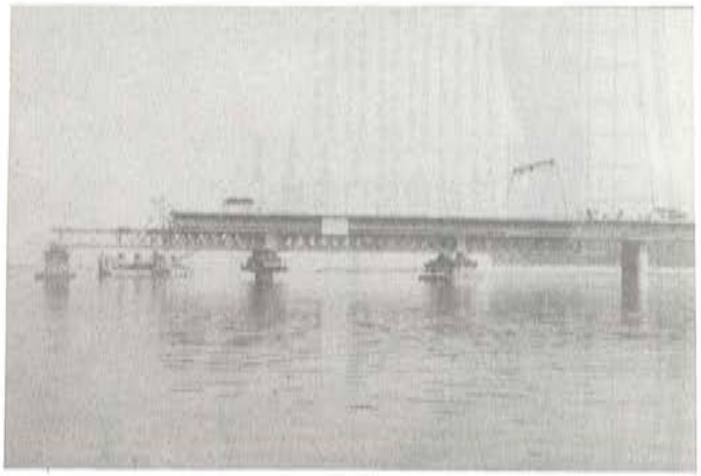


Fig. 13. Fotografía conjunto cimbra.

Se describen en lo que sigue y brevemente los elementos esenciales de esta cimbra.

El encofrado exterior es tablero fenólico, ambas caras tratadas y descansa sobre correas longitudinales que son U de 120 mm.

Las correas llevan las cargas a unas vigas transversales denominadas cerchas. Las cerchas de la cimbra de Arosa se han diseñado en forma de zanca para aprovechar el hueco del tablero bajo los voladizos. Esto ha sido necesario porque había que subir las vigas principales a fin de que no las llegara el oleaje coincidiendo con la pleamar (figura 14).

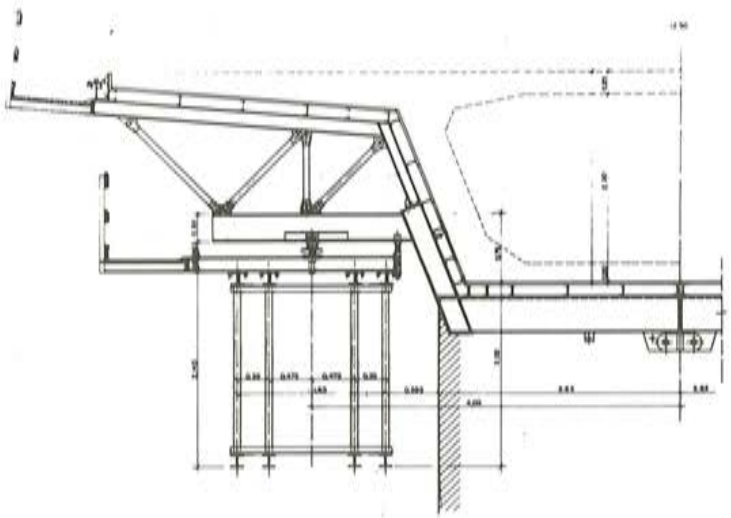


Fig. 14. Sección de cerchas.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Las cerchas están distanciadas alternativamente 2,00 m y 1,00 m aproximadamente con lo que recogen una carga de hormigón de unas treinta toneladas cada cercha.

Las cerchas están formadas por perfiles distintos en sus tres tramos. El primero que es el del voladizo IPN 300, el segundo que es el del hastial IPB 240 y el tercero que es el de la solera IPE 400. Este último está dividido en dos mediante una unión con pasadores en su centro para poder abrir en dos la cimbra longitudinalmente en el momento de su traslado. Sobre esta cercha principal, en el tramo de voladizo hay una estructura triangulada que sopor - ta una traviesa inmediatamente debajo de las correas del voladizo. Las cerchas están arriostradas en el plano horizontal y son diferentes en su mitad derecha e izquierda por el peralte constante del puente.

Las cerchas llevan las cargas a las vigas principales del puente a través de unos husillos que transmiten la carga a unas vigas traviesas sobre dichas vigas. Estos husillos se emplean para dar a la cimbra las contraflechas de cálculo longitudinales.

Las vigas principales son vigas del tipo H-33 que están formadas por sendos cordones inferior y superior de perfiles laminados unidos por una celosía tubular en cruces de San Andrés. Los perfiles del cordón superior se componen con un perfil en T y un perfil en U en tanto que en el cordón superior son perfiles I. El canto total de estas vigas es de 2,14 m.

Las vigas principales se disponen en número de cuatro cuchillos para cada mitad de cimbra y en la zona de hormigonado. Los catorce metros delanteros que no reciben carga de hormigón sólo llevan dos cuchillos a cada lado.

Las vigas H-33 incorporan en sus extremos sendos patines curvos a fin de recuperar la flecha producida durante el lanzamiento en voladizo.

Las vigas H-33 están reforzadas a cortante, mediante tramos de chapa de alma llena en apoyos.

El apoyo de las vigas en pilas y torres intermedias se realiza mediante un dispositivo de apoyo que incorpora: los gatos de nivelación general y descimbrado, los carretones de ruedas para el traslado, una viga de ripado transversal para la apertura y traslado de la cimbra.

Además la cimbra cuelga en su parte trasera mediante barras Dywidag de una viga metálica que apoya sobre el extremo del tablero ya construido, a 9,5 m del eje de pila. Esta viga que está formada por 2 IPE 450 transmite las cargas directamente a los hastiales del tablero.

La cimbra incorpora además gatos para el traslado de una posición a otra y una serie de pasarelas para hacerla accesible a cualquier punto. También incorpora un carril de rodadura y un pórtico grúa que es capaz de pasar del tablero a la cimbra con su carga de materiales.

Finalmente, la cimbra se completa con las jácenas de cuelgue en pilas y con las torres intermedias y su base formada por cajones de hormigón armado reflotables.

Las jácenas de cuelgue en pilas son vigas metálicas de alma llena de sección en cajón y canto de 1,50 m. Adosados a ellas llevan unos cajones metálicos que le sirven de flotadores, de modo que su traslado al igual que el de los cajones es flotando. Las jácenas cuelgan mediante dos tirantes de la pila y para su traslado se separan en dos longitudinalmente.

Las torres intermedias son torres de celosía metálica, con material de serie denominadas torres H-110 que descansan sobre un cajón cerrado de hormigón armado de 5,25 x 4,00 x x 2,25 m dividido interiormente en cuatro compartimentos. Cada uno de estos compartimentos tiene una tapa por la parte superior conectada a un compresor de aire. Por su parte

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

inferior el cajón está abierto. Cuando se abren las válvulas superiores, el aire comprimido escapa por ellas en tanto el agua entra por los huecos inferiores y el cajón se fondea lentamente (se puede fondear con peso nulo). Para reflotarlo se hace a la inversa. Una vez a flote es remolcado a la nueva posición (figura 15).

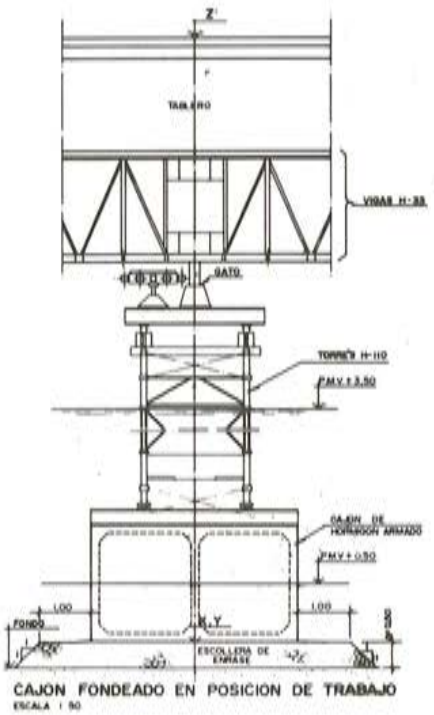


Fig. 15. Apoyo intermedio en cajón.

4. ALGUNOS ASPECTOS DEL CALCULO DE APOYOS

Referente al cálculo de los apoyos hay que destacar, por una parte el cálculo cinemático que permite determinar las longitudes de las placas de deslizamiento y las aperturas/cierres previstos para la junta; y por otra el cálculo de las fuerzas longitudinales y transversales sobre cada apoyo. Del cálculo de las fuerzas longitudinales se ha hablado ya en el apartado 2.2. En este apartado se trata del cálculo de las fuerzas transversales y del cálculo cinemático.

Los movimientos del Puente se deben a tres causas: contracciones debidas a retracción elástica y fluencia; y contracciones debidas a dilataciones por temperatura. La primera distinción, en un Puente de planta curva, es que los movimientos de retracción y temperatura se producen respecto a un polo en tanto que los debidos a deformación elástica del pretensado y a su fluencia se producen tangencialmente si el Puente tiene pretensado céntrico en planta como es lo lógico.

Quiere decirse que una deformación por acortamiento elástico y fluencia no modifica el radio en planta del puente, en tanto que una deformación de retracción o temperatura sí lo hacen. Dicho de otra forma; la planta curva es cinemáticamente compatible con apoyos guiados tangencialmente pero no lo es con apoyos orientados a un polo. Al revés ocurre con las deformaciones por temperatura y retracción que son cinemáticamente compatibles con un polo y los apoyos guiados orientados hacia el polo pero no son compatibles con los apoyos guiados tangencialmente. La coincidencia sólo se da para planta recta y por ello en el caso del puente de Arosa se ha buscado un radio en planta lo mayor posible, 2.500 m, y se han guiado los apoyos tangencialmente, sacrificando cierto grado de compatibilidad con las deformaciones de temperatura y retracción. (Figura 16).

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

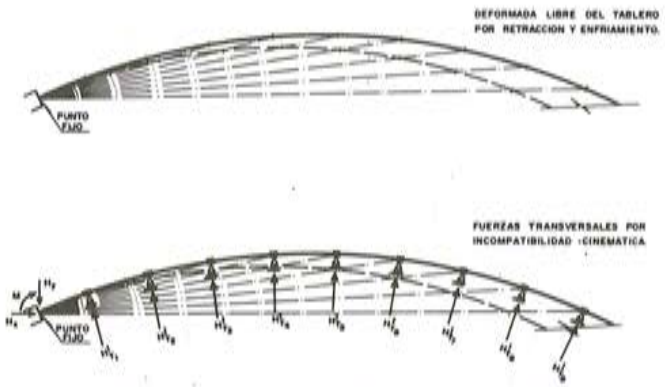


Fig. 16. Fuerzas transversales; incompatibilidad.

Por lo tanto el puente no tiene una compatibilidad cinemática total y las deformaciones de temperatura y retracción producirán fuerzas transversales a los apoyos guiados tangencialmente. El cálculo exacto de estas fuerzas es inabordable pues habría de conocerse la temperatura de los vanos ya construidos cada vez que se hormigona un vano nuevo. No obstante, se puede hacer un cálculo simplificado que acote la magnitud de estas fuerzas. Para ello se va a suponer que todo el tablero se coloca sobre los apoyos a temperatura media y que su incremento o decremento de temperatura es uniforme a todo lo largo. En estas hipótesis las fuerzas transversales se pueden calcular imponiendo una deformación en planta al puente consistente en la diferencia de la deformada libre por temperatura y retracción menos la deformada impuesta por las guías. Dado el gran radio de curvatura del puente de Arosa, el resultado de este cálculo ha mostrado que las fuerzas transversales, por falta de compatibilidad cinemática, eran de pequeña cuantía (inferiores a una tonelada por apoyo). También aparecen fuerzas transversales de desviación, consecuencia de la forma curva en planta. En efecto, la orientación tangencial de las fuerzas de rozamiento horizontales se logra por la actuación de unas fuerzas de desviación radiales en cada apoyo. Estas fuerzas se pueden calcular por: $H_T = n \times L \times H_L / R$, siendo n el número de apoyos que tiran o empujan sobre el que se estudia, L la luz del puente, H_L la fuerza horizontal tangencial y R el radio de curvatura en planta. Para el caso del puente de Arosa el valor máximo resulta ser $H_T = 11{,}0$ t.

Otras fuerzas transversales provienen de los errores de colocación en la orientación de las guías y las convencionales procedentes del viento sobre el tablero. Para repartir y amortiguar todas estas fuerzas se ha buscado un diseño de apoyos elásticos en el sentido transversal (lo que no se hubiera cumplido con un apoyo tipo "Pot" por ejemplo) (figura 17).

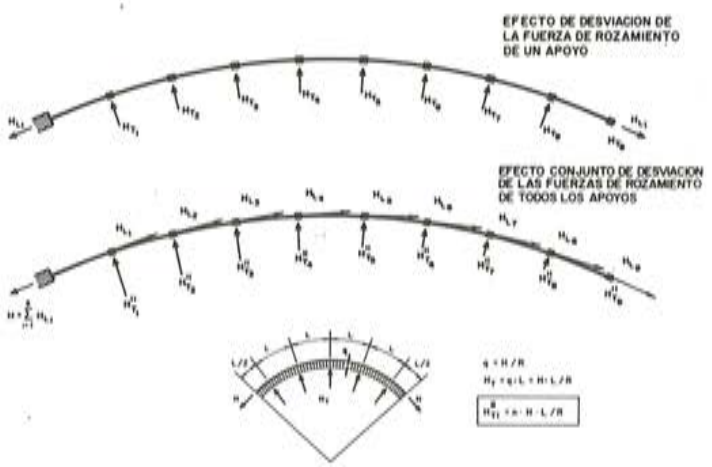


Fig. 17. Fuerzas transversales; desviación.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Respecto al cálculo cinemático de los movimientos longitudinales, el primer paso es el cálculo o la determinación de los distintos coeficientes de acortamiento o alargamiento del puente: El coeficiente de dilatación térmica, el coeficiente de retracción, el módulo de elasticidad y el coeficiente de fluencia. En el caso del puente de Arosa todos estos coeficientes se han calculado según preconiza la instrucción española EH-80. En algunos parámetros que influyen en la determinación de estos coeficientes se han dado varias hipótesis. Así por ejemplo la humedad relativa, la edad de puesta en carga, la velocidad de construcción. Para poder tantear la sensibilidad del cálculo se ha preparado un programa de ordenador específico.

Una vez determinados los coeficientes unitarios se han calculado para la pila n las deformaciones del tablero debido a retracción y fluencia teniendo en cuenta: Primero, que a la pila n sólo le influye la retracción del vano "i" desde el tiempo n x P siendo P el período de construcción de un vano y que por tanto no hay que tomar en consideración las deformaciones que se producen en el vano "i" desde el tiempo i x P de su hormigonado hasta el tiempo n x P del hormigonado del vano n. Segundo, cuál es el punto fijo en cada tiempo para cada apoyo n (hay apoyos con dos puntos fijos en el tiempo y otros, los del lado isla, que siempre tiene el mismo). Tercero, la hipótesis del tiempo tf a que se hace la transferencia ha de ser máxima o mínima según el sentido de los movimientos que se estudie y además el salto térmico habrá de ser triple que el real para los apoyos del lado continente que cambian de punto fijo. En efecto, supóngase que se está calculando el movimiento de la pila n hacia la isla. Habrá que suponer que el día de la transferencia hace mucho calor y por tanto el tablero sobre pila n se ha movido hacia la isla en lo correspondiente al salto térmico desde la temperatura media del hormigón hasta el incremento máximo previsible sujeto al estribo continente. Después de la transferencia habrá de suponerse que el tablero se enfría hasta la temperatura media primero (segundo salto térmico) y hasta la mínima después (tercer salto térmico). Estos enfriamientos acortarán el tablero y harán que la pila n vuelva a moverse hacia el punto fijo que es ahora el centro del puente, es decir, se moverá otra vez hacia la isla. Por otra parte, habrá que suponer un coeficiente de retracción y fluencia lo más bajo posible y una velocidad de construcción lenta como una hipótesis extrema; y una velocidad de construcción rápida con un coeficiente alto como la otra hipótesis extrema. Todas estas combinaciones se han hecho para cada apoyo de cada pila y el resultado se ha incrementado en un 15 por 100 para dimensionar las placas de deslizamiento de los apoyos. Estas placas varían desde + 890 – 472 mm en el estribo continente pasando por + 291 – 406 mm en pila – 23 y llegando a + 227 – 710 mm en estribo isla (figura 18). El mismo programa se ha utilizado restando dos pasadas para calcular las juntas. Una pasada se hizo al momento de colocación y otra a tiempo infinito.

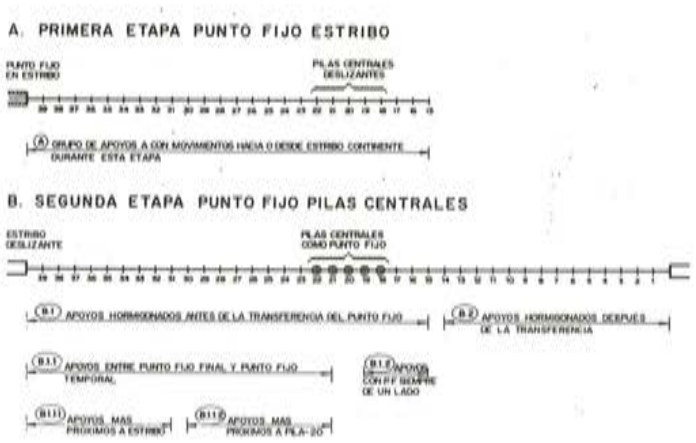


Fig. 18. Cálculo cinemático.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Referente a como se puede garantizar que los apoyos se colocan siempre para el tablero en su temperatura media, hipótesis implícita en el modelo de cálculo expuesto, hay que indicar que los apoyos llevan un dispositivo de predeslizamiento que permite colocarlos con el cero de la placa desplazado según la temperatura que tengan los vanos ya construidos y la distancia al punto fijo. La fórmula de ajuste es simple y sólo se requiere conocer la temperatura del tablero (se han dispuesto termopares) y la temperatura media anual del hormigón.

Para este último dato se ha utilizado un modelo de cálculo de la citada Mary Emerson que correlaciona la temperatura del aire a la sombra, media de las 48 horas anteriores, con la del hormigón del puente. La correlación es lineal y da la mínima diaria; la máxima se obtiene sumando un incremento de grados función de la estación. Para aplicarlo se han obtenido datos de varios años de estaciones próximas y con ellos se ha procesado un programa que ha dado como resultado que la T media será de unos 18° y que las variaciones máxima y mínima serán menores de los 20° tomados en cálculo.

Para cada pila o estribo del puente se han calculado las reacciones y movimientos previsibles del tablero, lo que se ha llevado a unos cuadros resúmenes de dimensionamiento de los apoyos como los que se proponen en el libro "Lager im bauwesen". A partir de estos cuadros se está en condiciones de dimensionar los apoyos.

5. INSTRUMENTACION

El Puente se ha instrumentado con:

- Extensómetros en estribo continente y pila 39 para estimar la variación de las reacciones extremas.
- Extensómetro en vano-40 para estimar la variación de momentos flectores.
- Termopares en tablero para conocer la temperatura del Puente en el momento de colocar los apoyos.
- Células dinamométricas en estribo para conocer tiro o empuje del tablero durante la construcción.
- Reglas electrónicas para conocer los movimientos de todos los apoyos.

La lectura de toda esta Instrumentación se está realizando actualmente cada semana; una vez transcurrido un período de tiempo suficiente se procederá a la interpretación de los datos recogidos.



El Salón del Mantenimiento, una ventana para el futuro

La Institución Ferial de Madrid (IFEMA) nos envía, con el ruego de su publicación, la siguiente noticia:

Del 11 al 15 de febrero del año próximo, y coincidiendo con SICUR 86, se celebrará el Salón del Mantenimiento. Con este Salón se pretende dar a conocer el crecimiento que ha experimentado el sector e interrelacionar a los profesionales entre sí, al tiempo que se pretende mostrar todas las novedades tecnológicas a los visitantes que acudan al Salón.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

El Salón está dividido en cuatro áreas específicas: Mantenimiento industrial, Mantenimiento de automóviles y remolques, Mantenimiento de edificios y sus entornos y Limpieza de edificios, industria y viaria.

En el primero de estos sectores es donde más se ha hecho evidente el crecimiento del sector, porque las necesidades específicas del mismo lo requerían. En España, los sectores industriales que más pronto se hicieron conscientes de que el mantenimiento era necesario, concretamente para la prevención de accidentes, fueron aviación y otras industrias relacionadas con los transportes.

En el área de Mantenimiento de vehículos y remolques, se ha tomado como eje la seguridad vial para mantener una actividad cuyo desarrollo tecnológico también ha sido significativo en los últimos años. En este sector, sí se están tomando determinaciones tajantes para conseguir que el mantenimiento de los vehículos se produzca, aunque los usuarios de los mismos no sean conscientes de la necesidad o la obligatoriedad del mismo.

El Mantenimiento de edificios y su entorno es una de las especialidades que quizás ha entrado con más retraso y sobre la que pesa todavía un desconocimiento generalizado en los propios afectados. Actualmente, este sector está expandiendo sus esfuerzos de cara a renovar los sistemas de organización y renovación tecnológica. En este área, entra sustancialmente el concepto de mejora de la calidad de vida, que hay que hacer llegar a los usuarios y a los responsables del sector para que asuman el mantenimiento como un ejercicio diario, necesario también para su seguridad e higiene, dentro de un entorno de habitabilidad o trabajo.

En este Salón de Mantenimiento, este área ofrecerá una exposición exhaustiva de las posibilidades del sector a todos los usuarios, empresas constructoras, administradores de fincas, promotores, profesionales libres, etc.

En cuanto al área de Limpieza, nos encontramos también con un sector en el que el concepto de Mantenimiento aún no ha entrado de lleno y que, por tanto, necesita de las posibilidades del Salón para promocionarse.

Para captar más a fondo el interés de los participantes y visitantes del Salón de Mantenimiento, está prevista también la celebración de unas jornadas técnicas que coincidirán con las fechas del Salón. Se celebrarán: el IV Congreso Español de Corrosión y Protección, organizado por la revista iberoamericana de Corrosión y Protección; las II Jornadas de Seguridad del Automóvil, organizadas conjuntamente por la Subdirección General de Seguridad Industrial del Ministerio de Industria y Energía y la Dirección General de Tráfico; las IV Jornadas Técnicas sobre Mantenimiento de Instalaciones de Climatización en edificios, organizadas por la Asociación Nacional de Mantenimiento de Instalaciones de Calor y Frío; la Sesión Monográfica sobre Soldadura de Mantenimiento, organizada por la Asociación Española para el Desarrollo de la Soldadura. Están también previstas actividades sobre mantenimiento contratado, que correrán a cargo de la Asociación Española de Mantenimiento, y actividades, todavía sin detallar, a cargo del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo.

Tanto el comité organizador como el asesor de cada una de las cuatro áreas de mantenimiento, cuenta con la participación y colaboración de organismos oficiales, asociaciones de profesionales y usuarios y entidades colaboradoras con la Administración.

Para cualquier información suplementaria, los interesados deberán dirigirse a:

IFEMA
Institución Ferial de Madrid
Avda. de Portugal, s/n.
Pabellón X
28011 MADRID

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Inyección de cables postesados de gran longitud y fuerte inclinación

J. Ripoll García-Mansilla
Ingeniero de Caminos

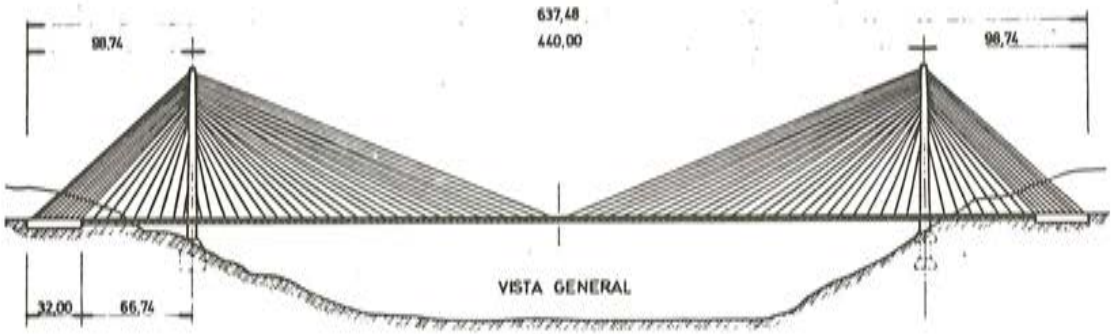
1. INTRODUCCION

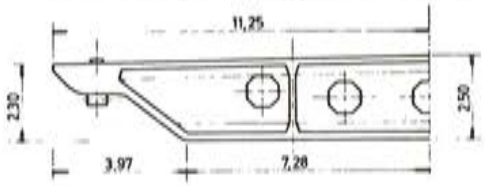
El presente artículo tiene su origen en los estudios y ensayos realizados con el fin de determinar, tanto el tipo de lechada, como el procedimiento de inyección más idóneos, que se debían emplear para la inyección de los tirantes postensados del puente "Ingeniero Carlos Fernández Casado".

Dicho puente atirantado forma parte de la autopista León-Campomanes en el norte de España y fué inaugurado en el verano de 1983, alcanzándose con su realización un nuevo record mundial de luz libre, dentro de los puentes atirantados (440 m). En la siguiente página podemos observar sus principales características geométricas. Centrándonos en el tema de las inyecciones, observamos que normalmente los cables postensados necesarios para puentes, depósitos u otras estructuras comunes en ingeniería presentan una definición geométrica con tendencia a la horizontalidad, siendo pequeñas las diferencias de cota entre los distintos puntos de su trazado. En ocasiones aparécen cables verticales o inclinados, pero sus cortas longitudes, en general inferiores a los veinte metros, hacen que no requieran ningún procedimiento de inyección diferente a los cables normales, aunque puedan empezar a manifestarse en ellos algunos de los fenómenos que remarcaremos posteriormente. La inyección de cables como los citados hasta ahora está muy experimentada y resuelta; por ello no entraremos en describir sus métodos ejecutivos usuales y tan sólo citaremos como ejemplo, las características de dos lechadas tipo como las que se utilizan habitualmente.

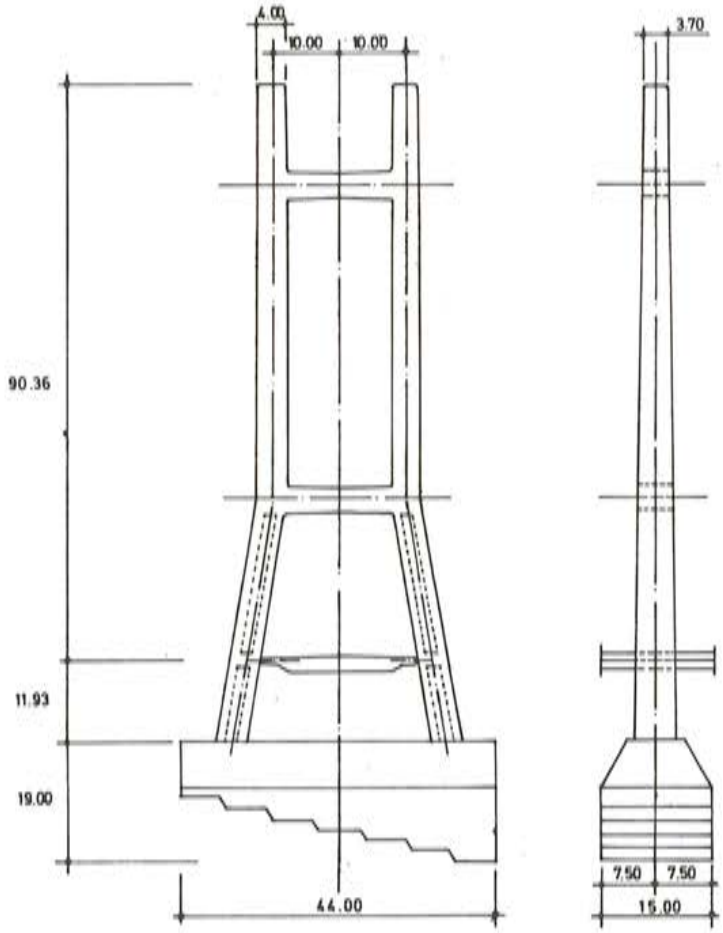
Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

PUENTE CARLOS FERNANDEZ CASADO





DOVELA TIPICA. SECCION



ALZADO PILA

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

LECHADAS TIPO

Características	Lechada sin aditivo	Lechada con aditivo
Tipo cemento	P-450	P-450
Aditivo	–	Intracrete
% aditivo*	–	2
Relación agua/cemento	0,43	0,43
Densidad kg/l	1,85	1,85
Fluidez**	16"	20"
Exudación %	0,49	0,4
Principio Fraguado	4 h 50'	5 h
Fin Fraguado	6 h 40'	7 h 35'
Resistencia Compresión 7 días (kg/cm^2)	300	210
Resistencia Flexotracción 7 días (kg/cm^2)	27	24
Expansión-retracción***%	–0,49	+3,3

* relativo al peso de cemento
** tiempo de vaciado completo del cono de Mars
*** %en volumen

2. CABLES DE GRAN LONGITUD Y FUERTE INCLINACION

2.1. Características Generales

Al estudiar la inyección de los tirantes del puente de Barrios de Luna consideramos los siguientes aspectos que hacían merecer a su inyección un estudio especial:

a) Aspectos Geométricos:

– Gran longitud, variando entre 50 y 240 m
– Gran sección:

Diámetro vaina	n° máximo cables	coeficiente penetración
140 mm	32	3,45
160 mm	36	4
180 mm	42	4,3
200 mm	60	3,75
225 mm	80	3,56

– Gran pendiente variando entre 23° y 85°

b) Aspectos Constructivos:

– Acceso difícil: Sólo los extremos de los tirantes eran fácilmente accesibles.
– Plazo de ejecución: Por necesidades del plan de obra disponíamos de poco más de un mes para inyectar unos 445.000 litros de lechada.

c) Aspectos Cualitativos:

– Se trataba de inyectar los tirantes, asegurando el completo relleno de los mismos, evitando la aparición de todo tipo de coqueras.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

2.2. Estudio de Soluciones

Basándonos en la experiencia anterior en el inyectado de puentes atirantados, se nos planteaba una primera doble posibilidad en la elección del método general de inyectado:

a) Inyectar por vertido desde el punto más alto de cada tirante.

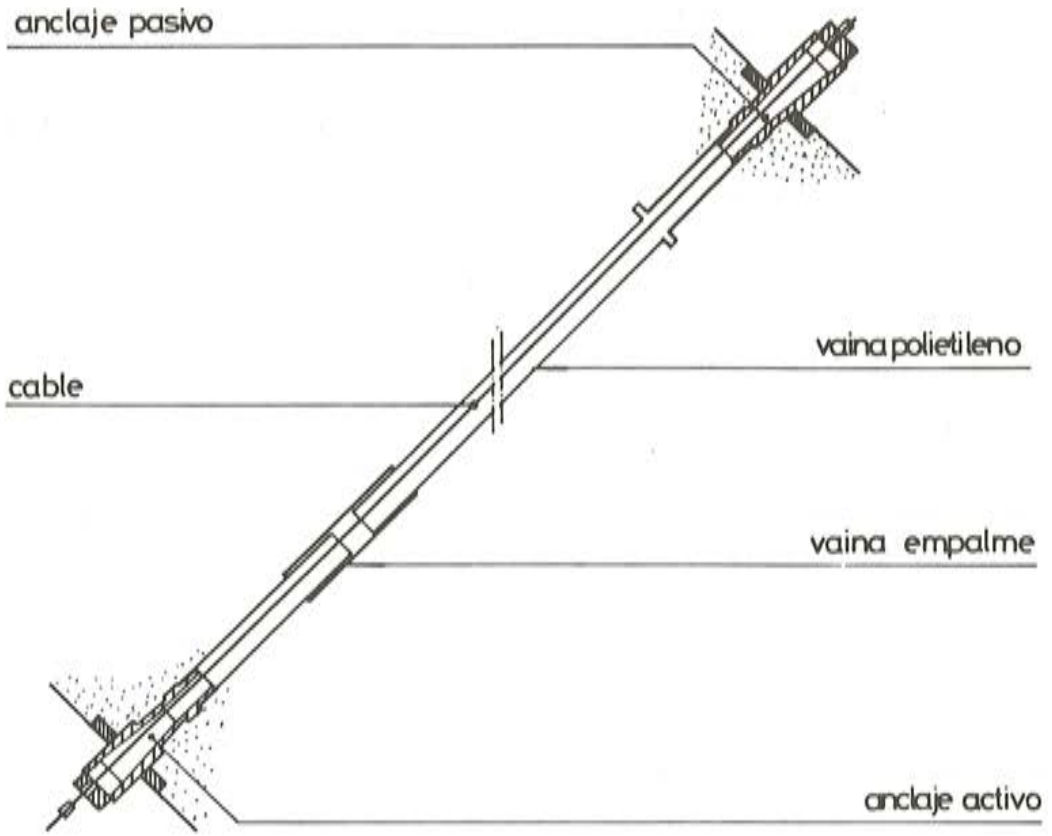
b) Inyectar a presión desde el punto inferior de cada tirante.

La posibilidad a) era la de más fácil realización práctica, pero evidentemente se producirían gran cantidad de burbujas de aire con el descenso libre de la lechada, que no podrían eliminarse fácilmente del seno de la misma, resultando así muy probable la existencia de coqueras en la lechada endurecida. Basándose en este efecto la mayoría de la normativa internacional recomienda siempre la inyección por presión desde los puntos más bajos hasta los puntos más altos.

Además consideramos que con el descenso libre de la lechada entre los torones se puede producir un efecto de filtrado de la lechada con formación de masas densas que taponen el tubo dejando huecos debajo de las mismas.

Como consecuencia de lo anteriormente expuesto la posibilidad b) se presentaba en principio como idónea, pero al ensayarla a escala reducida en tirantes de prueba, como el representado en el esquema nº 1, nos encontramos con dos fenómenos no previstos:

1. Por los huecos interiores de los torones se expulsaba gran cantidad de agua, lo que se manifestaba por un chorreo continuo en el extremo inferior.
2. La presión necesaria para introducir la lechada aumentaba mucho más rápidamente de lo que era previsible por el nivel de inyección alcanzado y su velocidad de introducción.



Esquema nº 1

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

3. TEORIA DEL TRANSPORTE INTERSTICIAL DEL AGUA A TRAVES DE LOS TORONES

La "teoría del transporte intersticial del agua a través de los torones" de Morris Schupack nos dió la explicación a los dos fenómenos no previstos citados en el apartado 2.2.

Así, normalmente, el agua no necesaria para la hidratación del cemento tiende a salir de la lechada en estado líquido, pero sólo una pequeña porción de ella lo logra, debido a distintos factores retenedores. Este agua que logra separarse produce el fenómeno de la exudación.

Cuando existen torones en el seno de una lechada, actúan como filtro, pues dada la pequeña separación entre los alambres de cada torón, al interior del mismo puede acceder el agua, pero no las partículas de cemento hidratado, facilitándose así vías de escape rápido al agua excedente que de otra manera no habría podido acceder a la superficie de la lechada.

Pudimos ver en distintos ensayos, como citaremos posteriormente, el efecto filtro citado que constituye la base de la teoría del transporte intersticial del agua a través de los torones. Es de notar que si la lechada está sometida a presión, el efecto filtro se intensifica, aumentando rápidamente la velocidad de expulsión de agua a través de los torones. Queda así explicado el primer fenómeno no previsto al estudiar la inyección a presión desde un punto bajo.

El segundo fenómeno no previsto tiene una explicación consecuencia también del efecto filtro de los torones, ya que al expulsarse agua de la lechada, se produce una rápida densificación de la misma.

Cuanto mayor es la presión de la lechada mayor es la cantidad de agua expulsada y mayor la densidad de la lechada que queda.

El punto del tirante en el que la lechada alcanza la presión mayor es precisamente el punto por el que se produce la inyección. Por ello al densificarse apreciablemente la zona por donde debe introducirse la nueva lechada, precisamos inyectar a mayor presión, pero a su vez mayor presión implica mayor densificación.

En resumen la densificación aumenta muy rápidamente y puede llegar a taponar el tubo. Este fenómeno pudo ser comprobado en ensayos.

Se utilizaron vainas de polietileno de alta densidad, con una presión interior máxima admisible frente a deformaciones de 9 Atm.

Dado que la densidad prevista de la lechada era de 1,85 kg/l, teóricamente podríamos rellenar hasta unos 50 m de desnivel, aunque quedarían reducidos a unos 45 m por efectos dinámicos, antes de alcanzar las 9 Atm en el punto de inyección.

Sin embargo por efecto del flujo del agua que era expulsada tanto por el extremo inferior como por encima del nivel alcanzado por la lechada, en la práctica, cuando se inyectaba con lechada sin aditivos, al alcanzar los 15-20 metros de cota, la lechada se había densificado tanto en la zona de inyección, que se precisaban más de 9 Atm para inyectar, lo que imposibilitaba la inyección.

Una vez conocido el efecto del transporte intersticial de agua a través de los torones, se trató de investigar el efecto de distintos aditivos, puesto que se vió que sin aditivos nos veríamos forzados a realizar la inyección de cada tirante en un gran número de fases, au-

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

mentando la cota cada vez en unos 10-15 metros, lo que resultaba antieconómico y muy penoso dada la dificultad de acceso a puntos intermedios de los tirantes.

Estudiamos el efecto de dos aditivos:

- Intracrete (Sika)
- Conbex 208 (Reebex).

4. CARACTERISTICAS DE LOS ADITIVOS CONSIDERADOS

4.1. Intracrete

El aditivo Intracrete producido por SIKA, es un aditivo ligeramente expansivo, estando producida dicha expansión por una formación muy regular de burbujas gaseosas extremadamente pequeñas y constituidas por un gas inerte, el nitrógeno. Estos poros minúsculos son los que dan al material su resistencia contra el hielo.

El Intracrete disminuye también exudaciones, impide el fraguado prematuro y reduce la relación agua/cemento.

4.2. Conbex 208

El aditivo Conbex 208 producido por Reebex, S.A., está caracterizado por eliminar prácticamente la exudación, retardar el tiempo de fraguado, tener gran penetrabilidad y poder de protección. Tiene también características tixotrópicas.

5. ENSAYOS REALIZADOS

Se realizaron tres tipos de ensayo:

- Ensayos de características generales de las lechadas.
- Ensayos de flujo de agua en lechadas con poca presión.
- Ensayos de flujo de agua en lechadas bajo presión.

5.1. Ensayos de características generales de las lechadas

Todas las lechadas se realizaron a partir de cemento P-450 con una relación agua/cemento de 0,43. La fluidez se midió por el tiempo de vaciado completo del cono de Mars.

El principio y fin de fraguado se obtuvieron por el método de la aguja de Vicat.

Las resistencias a compresión y flexotracción se obtuvieron de probetas 4 x 4 x 16, rotas según la instrucción española y a los 7 días de edad.

Como particularidades de la maquinaria precisa para la realización citaremos que para todos los tipos de lechada la bomba de inyección debe ser de impulsión continua por tornillo sin fin.

Respecto a la mezcladora, para mexclar bien el Conbex 208 es preciso utilizar mezcladores de gran potencia, al menos de 1.000 rpm.

Los resultados medios de los ensayos fueron:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tipo lechada	1	2	3
Aditivo	sin aditivo	Intracrete	Conbex 208
%aditivo	–	2	1,3
Fluidez	16"	20"	120"
Principio fraguado	4 h 50'	5 h	9 h
Fin fraguado	6 h 40'	7h 35'	12 h
Resistencia compresión	300	210	270
Resistencia flexotracción	27	24	25

Conclusiones de los ensayos

Los aditivos reducen resistencias pero las reducciones no son muy importantes, habida cuenta de que lo que se pretende con la inyección, más que resistencia es protección.

Los aditivos retardan el fraguado, efecto especialmente remarcado en el caso de utilizar Conbex 208. El Conbex 208 reduce mucho la fluidez, pero eso no presenta problema con las inyectadoras disponibles.

5.2. Ensayos de flujo de agua en lechadas con poca presión

Para estos ensayos se dispusieron unos tubos de plástico transparente de 2 m de longitud, colocados verticalmente y sellados en su parte inferior.

Todos los tubos tenían una toma para inyección en su punto más bajo.

Para cada tipo de lechada se estudió la expulsión de agua en un tubo con torones y en otro sin torones.

El volumen de relleno seccional de los torones era aproximadamente del 30 por 100 lo que producía un coeficiente de penetración del 3,3.

La lechada se inyectaba por la toma inferior y se la hacía llegar hasta 1,5 m de altura. Un indicador dispuesto lateralmente en el tubo permitía anotar las variaciones temporales de los niveles de lechada y de agua expulsada.

Es de notar que sólo se consideró la expulsión de agua por el extremo superior, mientras que en los tirantes reales el agua se expulsa por ambos extremos, con lo que los resultados del ensayo son sólo relativamente extrapolables a los reales.

Denominamos estos ensayos como de expulsión de agua a poca presión, puesto que dado que la cota de relleno era de 1,5 m aproximadamente, la presión máxima de la lechada en la base sería de unas 0,3 Atm.

Los resultados finales del ensayo fueron:

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Tipo lechada	1		2		3	
Torones	si	no	si	no	si	no
% expulsión agua	7,58	4,94	5,8	1,1	0,9	0
% agua exudada	4,94	4,94	1,1	1,1	0	0
% agua filtrada	2,64	0	4,7	−0,3	0,9	0
% retracción expansión	−7	−0,5	0	+3,3	−1,5	−0,8

Consideramos agua expulsada a la suma del agua filtrada con el agua exudada.

Todos los porcentajes son volúmenes relativos al volumen inyectado de lechada en tanto por ciento.

Conclusiones:

Podemos ver que si bien el Intracrete tiene un cierto poder retenedor del agua, con el Conbex 208 dicho poder es muy superior.

El Conbex 208 presenta una ligera retracción frente a una cierta expansión del Intracrete.

5.3. Ensayos de flujo de agua en lechadas bajo presión

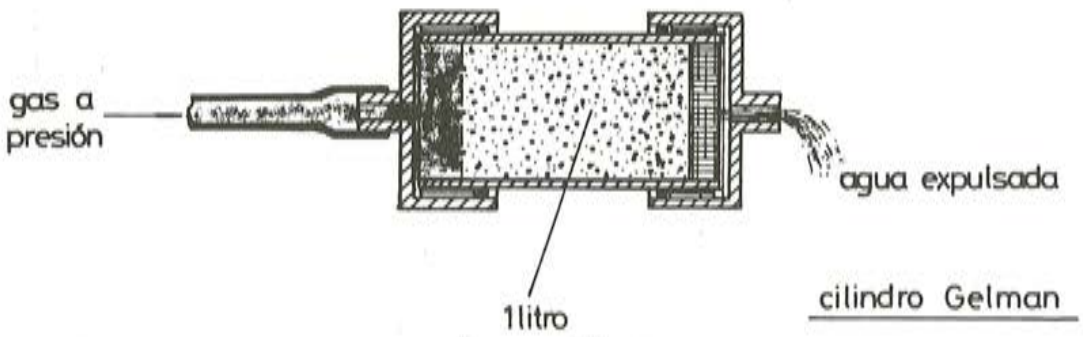
Para estos ensayos utilizamos un método analógico desarrollado en EE.UU., conocido como "Método Gelman de filtrado en cilindro de presión".

Dicho método consiste en introducir la lechada que se va a ensayar dentro de un cilindro metálico con dos tapas en sus caras planas.

Una de las tapas tiene una entrada para gas que empujará y dará presión a la lechada introducida anteriormente dentro del cilindro.

Entre la lechada y la otra tapa existe un filtro estudiado especialmente que produce un filtrado en la lechada análogo al que producen los torones por la separación entre sus hilos.

Así pues el filtro reproduce analógicamente el efecto de filtro que producirían los torones correspondientes a la sección del cilindro. La segunda tapa tiene una salida para el agua filtrada. En el esquema n° 2 podemos ver más gráficamente la morfología del citado cilindro de presión.



Esquema nº 2

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026

Para unificar resultados cuantificamos el agua expulsada bajo una presión de 5 Atm, mantenida durante cinco minutos.

Tipo lechada	1	2	3
% agua expulsada	22,2	17	3,2
Agua expulsada/agua	0,738	0,568	0,106
Relación agua/cemento remanente	0,112	0,185	0,384

Conclusiones del ensayo

En este ensayo podemos reafirmar los resultados del ensayo anterior respecto al poder retenedor de agua del Conbex 208.

Observamos que tanto la lechada con Intracrete como la lechada sin aditivos a 5 atmósferas no presentan ya fluidez y son pasta maciza; por lo tanto formarían tapones. Sin embargo el Conbex 208 aún tiene forma fluida, aunque ya con cierta densidad.

6. CONCLUSIONES FINALES

Para realizar inyecciones de lechada en tirantes de gran longitud y pendiente resulta muy conveniente inyectar por presión de abajo a arriba, y utilizar aditivos retenedores de agua, como es por ejemplo el Conbex 208 puesto que:

a) Permiten reducir el número de etapas de inyección alcanzando cada vez un incremento de cota de unos 40 m.

b) Disminuyen notablemente la diferencia entre las características de la lechada del extremo superior y la del extremo inferior de cada escalón.

c) Disminuyen notablemente los transportes intersticiales de agua a través de los torones.

d) Retardan el principio de fraguado.

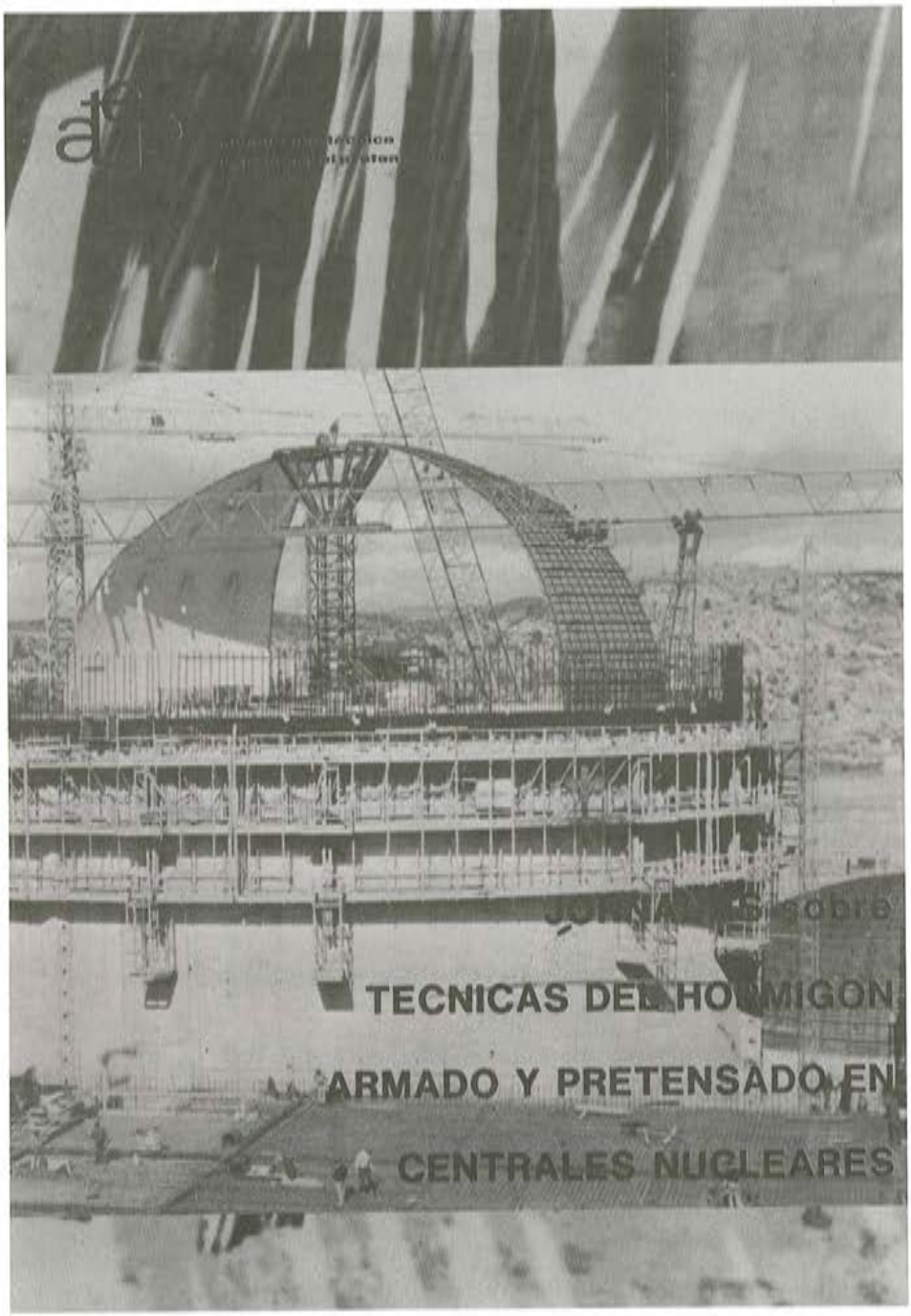
e) Tienen características de fluidez, exudación y resistencias, adecuadas.

f) Aseguran el total relleno sin coqueras del tirante.

En el puente Barrios de Luna se inyectaron 220 tirantes, utilizando los criterios anteriores, lo que supuso una inyección total de 445.000 litros de lechada, inyectados en poco más de un mes.

Todos los tirantes se inyectaron con éxito y sin problemas de ningún tipo.

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026



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 23/11/2026

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

IBERDUERO, S.A. Centro de Documentación (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.

INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.— Buenos Aires, 19-21. 08029 Barcelona.

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 (Santander)

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) 36080.

PROMONAL, S.L.— Poeta Artola, 12. 46021 Valencia.

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 ECHEVARRIA.— Apartado 46. 48008 Bilbao.

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

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

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 23/11/2026



asociación técnica
española del pretensado

Documento descargado de www.e-ache.com el 23/11/2026