# HORMIGÓN y acero

Nº 196

## ASOCIACIÓN TÉCNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

## INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN EDUARDO TORROJA

## COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

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

# MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

**AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.

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

**ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.ª, mód. 4-7. 41020 Sevilla.

**AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.

**CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.

**CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).

**CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.

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

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

**COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Centro de Documentación "Josep Renat".**–Bon Pastor, 5. 08021 Barcelona.

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

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

**COMYLSA, EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**–Lagasca, 88. 28001 Madrid.

**CONSULTECO, S.L.**–Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.

**C.T.T. STRONGNOLD, S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.

**CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**–Parque Empresarial La Moraleja. Avda. de Europa, 18. 28100 Alcobendas (Madrid).

**DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**–Orense, 81.28020 Madrid.

**DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).

**EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.

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

**ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spínola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.

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

**ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.

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

**EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).

**FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

*(Continúa en el int. de contraportada)*

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

**ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO**

*DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77*

**INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA (C.S.I.C.)**

**COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS**

**COMITE DE REDACCION**

Director:
PIÑEIRO, Rafael

Vocales:
BARREDO, Carlos
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
ROMERO, Rafael
SANCHEZ-GALVEZ, Vicente

Censores:
ALCALA, Juan Luis
CUVILLO, Ramón del
ELICES, Manuel
GONZALEZ VALLE, Enrique
MANTEROLA, Javier
MORAN, Francisco
MORENO TORRES, Juan
MURCIA, Juan
POZO VINDEL, Florencio J. del
SIEGRIST, Carlos

SERVICIO DE ESTUDIOS ESPECIALES

# HORMIGÓN y acero

*n.º 196*

**1995**

**CUOTAS ANUALES**

| | ESPAÑA | EXTRANJERO |
|---|---|---|
| Miembros "Personales" menores de 27 años | 1.500 ptas. | |
| Miembros "Personales" (personas naturales) | 8.500 ptas. | 65 dólares |
| Miembros "Colectivos" (personas jurídicas) | 21.000 ptas. | 130 dólares |
| Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.) | 42.000 ptas. | 260 dólares |

(Más 16% IVA para España)

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine 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 - 28080 MADRID - TEL. Y FAX: 766 07 03**

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

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

**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

AEPO, S.A.—Estudios y Proyectos.—Madrid.
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LAS INDUSTRIAS DE LA CONSTRUCCION.—Paterna (Valencia).
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CENTRO POLITECNICO SUPERIOR DE INGENIEROS.—Area de .M.M.C. y T. de Estructuras.—Zaragoza.
CEYD TECNICA, S.A.–Llaneza (Asturias).
C.I.C., S.A.—Consultor de Ingeniería Civil, S.A.—Barcelona.
CINSA-EP.–Lasarte-Oria (Guipúzcoa).
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.–Málaga.
COLEGIO 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 BALEARES.–Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS.—Demarcación de Valencia.—Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.–Bilbao.
CONSTRUCCIONES LAIN, S.A.–Madrid.
CONTROLEX.–Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.–Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.–Escuela Técnica Superior de Arquitectura.–Sevilla.
DEPARTAMENTO DE INGENIERIA DE LA CONSTRUCCION.–Escuela Universitaria de Arquitectura Técnica.–Universidad de La Laguna (Tenerife).
DEPARTAMENTO DE MECANICA DE MEDIOS CONTINUOS Y TEORIA DE ESTRUCTURAS.–Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica. Madrid.
DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
E.E.P., S.A.—Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.—Sant Fruitos de Bages (Barcelona).
ENAGA, S.A.–Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCOLA TECNICA SUPERIOR D'ARQUITECTURA DEL VALLÉS.–San Cugat del Vallés (Barcelona).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. U.P.C.–Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.–Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.–Biblioteca.–San Sebastián.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.–Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS.–Biblioteca.–Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.–Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES Y DE TELECOMUNICACION.–Bilbao.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.–Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.—León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Universidad Castilla-La Mancha. Departamento de Mecánica Aplicada.—Albacete.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcleona).
EUROESTUDIOS, S.A.–Madrid.
EXISA.–Barcelona.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.–Madrid.
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.–Valencia.



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

FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.–Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.–Madrid.
G.O.C.S.L.–Vigo (Pontevedra).
GRUPO SGS Ciat.–Madrid.
HORMADISA, S.L.–VALGA (Pontevedra).
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).–Madrid.
IDEAM, S.A.–Madrid.
INDAG, S.A.–Madrid.
INGENIERIA DE AUTOPISTAS Y OBRAS CIVILES, S.A.–Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.—Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.—Zaragoza.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.–Madrid.
INSTITUTO TURISTICO VALENCIANO, I.T.V.A.–Valencia.
J. CASTRO MATELO, S.A.–Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Consejería de Fomento.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Dirección General de Transportes y Carreteras. Servicio de Gestión.—Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Servicio Territorial de Fomento.—Avila.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
LABORATORIOS DEL SURESTE, S.L.–El Palmar (Murcia).
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).–Castellón de la Plana.
METALURGICA GALAICA, S.A.–Narón (La Coruña).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. SUBDIRECCION GENERAL ADJUNTA, TECNOLOGIA Y PROYECTOS.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.–Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE. SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA TECNICA Y ANALISIS ECONOMICO.–Madrid.
O.C.P. CONSTRUCCIONES, S.A.–Madrid.
POSTENSA, S.A.–BILBAO.
PRAINSA.–Barcelona.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).–Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).–León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).–Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.–Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREVALESA, S.L.–Valencia.
RUBIERA, S.A. FORJADOS Y CUBIERTAS.–León.
RUBIERA BURGOS, S.A.–Burgos.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Barcelona.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.–Burgos.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.–Gerona.
SESTRA, S.A.L.–Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.–Madrid.
SPANDECK CATALANA, S.A.–Barcelona.
TECNICA Y PROYECTOS, S.A.–Madrid.
TERRATEST, S.A.–Madrid.
TIGNUS, S.A.–Valencia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).–Madrid.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.–Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.–Santander.
UNIVERSIDAD DE LA CORUNA.–Biblioteca.–La Coruña.
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.–Rectorado.–La Coruña.
UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.–Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.–Valencia.
UNIVERSIDAD POLITECNICA.–E.T.S. de Ingenieros Agrónomos.–Departamento de Construcción y Vías Rurales.–Madrid.
UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA.–Pamplona.



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

UNIVERSITAD DE GIRONA.–Girona.
VORSEVI, S.A.–Ingeniería y Control de Calidad.–Sevilla.
V.S. INGENIERIA Y URBANISMO, S.L.–Sevilla.

**EXTRANJERO**

ABCP/LIBRIS.–EBSCO.–Río de Janeiro (Brasil).
ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.–Sao Paulo (Brasil).
COLTENSA, S.A.–Santa Fé de Bogotá. D.C. (Colombia).
FACULTAD DE INGENIERIA/UBA.–Estados Unidos de Norteamérica.
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.–Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.–Lima (Perú).
POSTES, S.A.–Lima (Perú).
PUENTES Y TORONES, LTD.–Bogotá (Colombia).
SWETS SUBSCRIPTION SERVICE.–2160 Lisse (Holanda).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.–Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.–Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.–Mayagüez (Puerto Rico).

**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 04/12/2025

**NOTA:** Se continúa en este número 196 de "Hormigón y Acero" la publicación de los textos de las Comunicaciones presentadas a la XIVª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. celebrada, en Málaga, durante los días 8 al 12 del mes de noviembre de 1993.
En este número 196, se incluyen diez de las Comunicaciones presentadas al Tema III A "Realizaciones. Ingeniería Civil", cinco de las presentadas al Tema III B "Realizaciones. Arquitectura", y tres de las presentadas al Tema III C "Realizaciones. Obras Diversas".

EL COMITE DE REDACCION

# hormigón y acero n.º 196

## TEMA III A: "REALIZACIONES. INGENIERIA CIVIL"

*índice*


Págs.

591-2-270 **Puente sobre la Ría de Pontevedra en la autopista del Atlántico** ..... 9-14
Pont sur l'estuaire de Pontevedra dans l'autoroute de l'Atlantique.
The Pontevedra estuary bridge on the Atlantic motorway.
*L. Fernández Troyano; J. Manterola Armisen y A. López Padilla.*

591-2-271 **Puente sobre el río Piloña** ..... 15-20
Pont sur la Piloña.
Bridge over Piloña river.
*J. Manterola Armisen; L. Fernández Troyano; A. Martínez Cutillas y A. López Padilla.*

591-2-272 **Puente sobre el río Besós, en la autopista Trinidad-Montgat (Barcelona)** ..... 21-25
Pont sur le Besos dans l'autoroute Trinidad-Montgat (Barcelona).
Bridge over the Besos river on the Trinidad-Montgat motorway (Barcelona).
*L. Fernández Troyano; J. Manterola Armisen; M.A. Gil Ginés; C. Iglesias Pérez y J. Cuervo Fernández.*

591-2-273 **Puente sobre el río Sella** ..... 27-31
Pont sur la Sella.
Bridge over the Sella river.
*J. Manterola Armisen; L. Fernández Troyano; M.A. Gil Ginés y J. Cuervo Fernández.*

591-2-274 **Algunos puentes singulares proyectados y construidos por Ferrovial** ..... 33-48
Quelques ponts remarquable conçus et realisés par Ferrovial.
Some singular bridges proyected and built by Ferrovial.
*S.P. Fadón; V. Agüi e I. Roche.*

591-2-275 **El puente de la calle Potosí, sobre el río Besós en Barcelona** 49-58
Pont sur le fleuve Besós à Barcelona.
A bridge over the Besos river, in Barcelona.
*J.J. Arenas y M.J. Pantaleón.*

591-2-276 **El viaducto de La Arena, en la autopista del Cantábrico** ..... 59-68
Le viaduc de La Arena dans l'autoroute du Nord d'Espagne.
The La Arena viaduct in the northern Spain highway.
*J.J. Arenas y M.J. Pantaleón.*

591-2-277 **Viaducto sobre el río Ulla (La Coruña-Pontevedra)** ..... 69-72
Viaduc sur la rivière Ulla (La Coruña-Pontevedra).
Viaduct over the Ulla river (La Coruña-Pontevedra).
*José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.*

591-2-278 **Puente internacional sobre el río Miño en Tuy (Pontevedra)** ..... 73-77
Pont international sur la rivière Miño, à Tuy (Pontevedra).
International bridge over the Miño river at Tuy (Pontevedra).
*José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.*




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

591-2-279 **Viaducto de Tamaraceite (Las Palmas de Gran Canaria)** ..... 79-90
Viaduc de Tamaraceite (Las Palmas de Gran Canaria).
Tamaraceite viaduct (Las Palmas de Gran Canaria).
*José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.*

## TEMA III B "REALIZACIONES. ARQUITECTURA"

591-1-49 **Estructura del Estadio de Atletismo de la Comunidad de Madrid** ..... 91-95
Structure du stade d'atletisme de la Communauté de Madrid.
Structure of the new athletics stadium of the Madrid Community.
*J. Martínez Calzón.*

591-1-50 **Estructuras prefabricadas, de nudos rígidos, para edificios de varias plantas** ..... 97-101
Structures préfabriquées de noeuds rigides pour des bâtiments avec plusieurs étages.
Precast structures for multistory buildings achieved with rigid joint frames.
*M. Burón Maestro; D. Fernández-Ordóñez Hernández y L. Gómez Sanz.*

591-1-51 **La estructura de las torres "Puerta de Europa"** ..... 103-112
La structure des tours "Puerta de Europa".
The structure of the "Puerta de Europa" towers.
*J.F. Bofill de la Cierva y J.J. Mateos Hernández-Briz.*

591-1-52 **Edificio para sede del Servicio de Meteorología y la Delegación de costas del M.O.P.T., en el Puerto Olímpico de Barcelona** ..... 113-117
Bâtiment pour le siège du Service Météorologique et la Délégation de côtes du M.O.P.T., au Port Olimpique de Barcelona.
Central building for Meteorologic Service and MOPT's coast Delegation, at the Olimpic Harbour, in Barcelona.
*José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.; A. Siza Vieira y J. Falgueras.*

591-1-53 **Edificio Mapfre-Vía Augusta, en Barcelona** ..... 119-132
Edifice Mapfre-Vía Augusta, à Barcelona.
Mapfre building-Vía Augusta, Barcelona.
*J.A. Llombart y J. Revoltós.*

## TEMA III C: "REALIZACIONES. OBRAS DIVERSAS"

591-2-280 **Ampliación de las luces de 15 pasos superiores continuos postesados, para conseguir el ensanchamiento a seis carriles de la autopista A-7 Barcelona-La Junquera. Tramo: Hostalric-Maçanet** ..... 133-146
Accroissement des portées de 15 passages supérieurs continus en béton précontraint pour obtenir l'élargissement a six voies de l'autoroute A-7 Barcelona-La Junquera. Intervalle: Hostalric-Maçanet.
Enlargement of the spans of 15 continuous prestressed concrete overpass to spans at six lanes the A-7 highway Barcelona-La Junquera. Section: Hostalric-Maçanet.
*J. Martínez Calzón.*

591-7-9 **Aplicaciones del pretensado en las estructuras metálicas** ..... 147-156
Aplication de la précontrainte dans des structures métalliques.
Application of prestressing in steel structures.
*P. Crespo; J.L. Bellod y J. Rui-Wamba.*

591-9-52 **Escultura de Roy Lichtenstein** 157-160
Une sculpture de Roy Lichtenstein.
A sculpture by Roy Lichtenstein.
*I. Cobián Babé; M.A. Fernández Gómez y J. Rui-Wamba Martija.*

**EN PORTADA:** Reproducción del Cartel anunciador de la XIVª Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P., que obtuvo el primer premio en el concurso al efecto celebrado.

***AUTOR:*** *José F. Berlanga Ponce.*



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

# Normas que deben cumplir los artículos que se envíen para su publicación en "Hormigón y Acero"

## 1. CONDICIONES GENERALES

Los originales de los artículos que se desee publicar en "Hormigón y Acero", se enviarán a la Secretaría de la ATEP. Deberán cumplir rigurosamente las normas que a continuación se especifican. En caso contrario, serán devueltos a sus Autores para su oportuna rectificación.

Los que cumplan los requisitos exigidos pasarán al Comité de Redacción de la Revista el cual, previo informe y evaluación de su calidad por el correspondiente Cuerpo de Censores, decidirá si procede o no su publicación, sugiriendo eventualmente al Autor los cambios que, en su opinión, deben efectuarse para su final publicación en "Hormigón y Acero". Toda correspondencia en este sentido se mantendrá directamente con el Autor o primero de los Autores que figuren en el Artículo.

Los originales que por cualquier causa no fueran aceptados serán devueltos al Autor.

## 2. PRESENTACION DE ORIGINALES

Los originales se presentarán mecanografiados a doble espacio, por una sola cara, en hojas tamaño UNE A4. De cada artículo se enviará original y dos copias.

### 2.1. Título

El título, *en español, francés e inglés* deberá ser breve y explícito, reflejando claramente el contenido del artículo. A continuación se hará constar nombre y apellidos del Autor o Autores, titulación profesional y, si procede, Centro o Empresa en el que desarrolla sus actividades.

### 2.2. Resumen

Todo artículo deberá ir acompañado de un resumen, *en español e inglés*, de extensión no inferior a cien palabras (unas ocho líneas mecanografiadas) ni superior a ciento cincuenta palabras (doce líneas).

### 2.3. Gráficos y figuras

Los gráficos y figuras deberán ir numerados correlativamente en el orden en que se citen en el texto, en el cual deberá indicarse el lugar adecuado de su colocación.

Se presentarán delineados en tinta china negra sobre papel vegetal o sobre papel blanco, o en reproducibles de muy buena calidad. Todas las figuras llevarán su correspondiente pie explicativo.

Los rótulos, símbolos y leyendas deberán ser tales que, tras su reducción a la anchura de una o dos columnas de la Revista (setenta y dos o ciento cincuenta mm, respectivamente) queden letras de tamaño no inferior a 1,5 mm y sean, en todo caso, fácilmente legibles.

### 2.4. Fotografías

Se procurará incluir sólo las que, teniendo en cuenta la reproducción, sean realmente útiles, claras y representativas. Podrán presentarse en copias de papel opaco negro o en color, en negativo, o en diapositivas. Se tendrán en cuenta las normas sobre tamaño de rótulos y leyendas dadas en el punto 2.3 anterior. Irán



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

numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

### 2.5. Tablas y cuadros

Cumplirán las proporciones y dimensiones indicadas para las figuras. Llevarán numeración correlativa, citada en el texto, y un pie con la explicación adecuada y suficiente para su interpretación directa.

### 2.6. Unidades

Las magnitudes se expresarán, preferiblemente, en unidades del Sistema Internacional (S.I.) según las UNE 5001 y 5002.

### 2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

En las fórmulas se procurará la máxima calidad de escritura y emplear las formas más reducidas siempre que no entrañen riesgo de incomprensión. Para su identificación se utilizará, cuando sea necesario, un número entre paréntesis a la derecha de la fórmula.

Se cuidará especialmente que todas las letras griegas, subíndices y exponentes resulten perfectamente identificables, procurando evitar los exponentes complicados y letras afectadas simultáneamente de subíndices y exponentes.

Cualquier expresión que, por su complejidad, pueda dar lugar a interpretaciones equivocadas, se presentará manuscrita. Se diferenciarán claramente mayúsculas y minúsculas y aquellos tipos que puedan inducir a error (por ejemplo, la / y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

### 2.8. Referencias bibliográficas

Las referencias bibliográficas citadas en el texto se recogerán al final del mismo dando todos los datos precisos sobre la fuente de publicación, para su localización.

Las citas en el texto se harán mediante números entre paréntesis. En lo posible, se seguirán las normas internacionales utilizadas generalmente en las diversas publicaciones, es decir:

**Referencias de artículos publicados en revistas**

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del artículo; nombre de la publicación; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y número de la primera y última de las páginas que ocupa el artículo al que se refiere la cita.

**Referencias de libros**

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del libro; edición; editorial, y lugar y año de publicación.

## 3. PRUEBAS DE IMPRENTA

De las primeras pruebas de imprenta se enviará una copia al Autor para que, una vez debidamente comprobadas y corregidas, las devuelva en el plazo máximo de quince días, con el fin de evitar el riesgo de que la publicación de su artículo tenga que aplazarse hasta un posterior número de "Hormigón y Acero".

En la corrección de pruebas no se admitirán modificaciones que alteren sustancialmente el texto o la ordenación del artículo original.



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

591-2-270

# Puente sobre la Ría de Pontevedra en la autopista del Atlántico


| | |
|---|---|
| PROPIEDAD: | MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. |
| CONCESIONARIA: | AUTOPISTAS DEL ATLANTICO, S.A. |
| DIRECCION DE OBRA: | Emilio Alvarez Brasa, Valeriano Escarda. Autopistas del Atlántico, S.A. |
| PROYECTO: | CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L. |
| | Leonardo Fernández Troyano, Javier Manterola Armisén. Amando López Padilla. |
| CONSTRUCCION: | DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A. Manuel Patiño, Angel Ortega, Rafael Molina, Constantino Cortizo. |


## I. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PUENTE

El puente sobre la ría de Pontevedra es un viaducto situado muy próximo a la ciudad. Es un puente casi urbano, de grandes dimensiones. Tiene dos vanos principales, de 120 metros de luz, y una longitud total aproximada de 700 metros.

La ría de Pontevedra, a la altura del nuevo puente de la autopista, tiene una anchura de 250 metros, aproximadamente; en niveles normales del mar, es una lámina de agua constante de borde a borde; únicamente en mareas muy bajas queda parcialmente en seco la mitad derecha. Esta superficie está dividida por una línea casi centrada, formada por el espigón que separa el canal de navegación en el lado izquierdo, de la zona de menor calado en el lado derecho. El espigón es visible en aguas normales, y queda sumergido en mareas altas.

Por ello, la ría tiene una morfología cuasi simétrica respecto de la línea central, formada por el espigón. En cambio, funcionalmente, la ría no presenta esta simetría porque el canal de navegación, que debe dejarse libre, se encuentra en el lado izquierdo de la ría.

La solución adoptada para el puente responde a las condiciones funcionales y formales básicas de la ría: salva el canal de navegación y respeta su simetría formal.

Para ello, se ha definido el puente a partir de una pila principal situada en el eje de simetría de la ría materializado por el espigón, con dos vanos principales simétricos respecto de ella; estos vanos deben tener la luz suficiente para que el izquierdo salve el canal de navegación, es decir, al menos 120 m. Estos dos vanos principales que salvan casi la totalidad de la ría, se prolongan a ambos lados con los viaductos de acceso sobre las márgenes, que no requieren grandes luces. Por



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

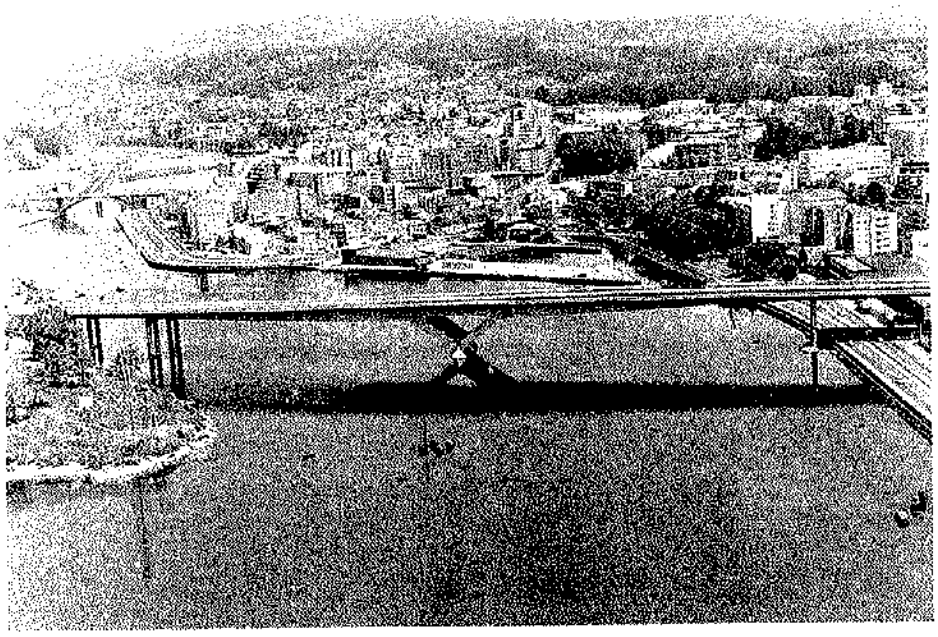


Fig. 1. Vista aérea general del puente.

ello, se han fijado vanos del orden de 40 m que componen bien con los vanos principales y tienen una relación adecuada luz/altura.

En la margen derecha, el puente debe salvar una vía de tráfico que borde la ría. Ello obliga a situar una pila en la orilla de la ría, delimitando el borde de ésta y separando el paso de la ría del paso de la vía de tráfico.

El viaducto se compone, por tanto, de tres tramos morfológicamente diferenciados. El primer tramo corresponde al acceso de margen derecha, el segundo tramo corresponde al puente propiamente dicho sobre la ría, y el tercero al acceso desde margen izquierda; los tramos se enlazan entre sí mediante articulaciones a media madera.

Para dar continuidad formal al conjunto del tablero se ha adoptado una solución en gaviota para el puente principal, es decir, el tablero tiene canto máximo sobre la pila central, disminuyendo hacia las pilas extremas de los vanos de 120 metros, llegando cerca de ellas al canto mínimo con tangente horizontal para que este mismo canto se mantenga constante a lo largo de los tramos de acceso.

Esta variación de cantos es muy adecuada para la estructura adoptada en el puente principal, que es una viga continua de dos vanos, lo que da lugar a esfuerzos máximos sobre la pila central y casi nulos en los extremos.

Para enfatizar al máximo la pila central, se ha resuelto en forma de V, creando en el tablero un pequeño vano sobre ella, de forma que la pila se convierte en una célula triangular prolongada en los dos vértices superiores por el tablero que forman los vanos principales.

Transversalmente, el puente se ha desdoblado en dos tableros independientes, uno para cada calzada de la autopista; se trata por tanto de dos puentes gemelos que pueden independizarse, construyendo primero uno y luego el otro.

La forma del tablero de un puente de estas luces es casi obligada, un cajón cerrado de canto variable. El canto máximo del puente se encuentra sobre los brazos de la V de la pila central, y es de 5,68 metros; el canto mínimo es el de los viaductos de acceso y es de 1,875 metros.

El puente completo tiene una longitud total de 700 metros y está formado por los siguientes vanos 30 + 3 x 40 + 2 x 120 + 7 x 40 + 30, dividido en tres tramos mediante articulaciones a media madera.

## II. ESTRUCTURA DEL PUENTE

Como hemos visto, el puente se divide en tres tramos; dos de ellos forman los viaductos de acceso y son vigas continuas de canto constante, apoyadas sobre las pilas mediante neoprenos.

El tramo central está compuesto por la célula triangular que forman los brazos de la V y el dintel comprendido entre ellos, y los tableros de canto variable que desde los extremos superiores de la célula llegan hasta las pilas laterales. Puede decirse que el tablero se divide en tres vanos, de



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

105 + 30 + 105 metros de luz, empotrados en los brazos de la V.

La célula triangular está empotrada en la zapata, por lo que la estructura es una pieza en T empotrada en la base. Esta solución, aunque aumenta ligeramente los esfuerzos en cimientos, tiene la ventaja de evitar los apoyos en la base de la pila, y facilita la construcción de la obra.

Una célula triangular de estas dimensiones, prolongada lateralmente hasta completar dos vanos de 120 metros, es una estructura de gran envergadura y de hecho ha resultado la parte más compleja del puente.

La magnitud de los esfuerzos de los tres lados del triángulo requería armar con armadura activa los tres, produciéndose cruces en los tres vértices. Ello ha obligado a colocar un pretensado que parte de la cimentación, arma los brazos de las pilas y continúa luego por el tablero.

El resto de la armadura activa no plantea problemas especiales; en la primera parte de los vanos principales es análoga a la de cualquier puente construido por voladizos sucesivos, y en la segunda parte los cables están situados en losa inferior para resistir los momentos positivos de la viga continua.

## III. CONSTRUCCION

En un puente de esta envergadura y sobre una ría de las características de la de Pontevedra, la construcción es siempre un factor decisivo en su configuración y en su proyecto.

La construcción de este puente responde a su morfología y a su idea básica: se inicia en la pila central, punto de referencia del puente.

La célula triangular se construye in situ mediante cimbra apoyada sobre la zapata de cimentación y sobre pilotes provisionales. A partir de esta célula, los dos vanos principales avanzan en voladizos sucesivos compensados, hasta llegar a las pilas siguientes. Se trata por tanto de construir dos ménsulas simétricas, de 120 metros de longitud.

Durante el proceso de construcción es necesario evitar que la viga continua de dos vanos que forma el puente principal, se convierta en dos ménsulas libres de 120 metros de longitud, porque daría unos esfuerzos en el puente durante construcción muy superiores a los del puente terminado, y obligarían a dimensionar el puente para esta fase; por ello, los voladizos se han atirantado provisionalmente desde una torre, también provisional, situada sobre la pila central del puente. Este atirantamiento se ha mantenido hasta que los dos voladizos se han apoyado en las pilas extremas de los vanos principales. Una vez apoyados, se retiraban los tirantes, a la vez que se introducía el pretensado en losa inferior, necesario para resistir los momentos flectores positivos que van apareciendo al irse retirando los tirantes.

Uno de los problemas fundamentales que ha planteado el atirantamiento provisional, basado en la simetría de los dos voladizos, es que uno de los voladizos de 120 metros es curvo, y por tanto, aparecen en la torre unos esfuerzos horizontales que la convierten en una ménsula más que un pilar, porque llega a haber tiro en una de las patas de la torre.

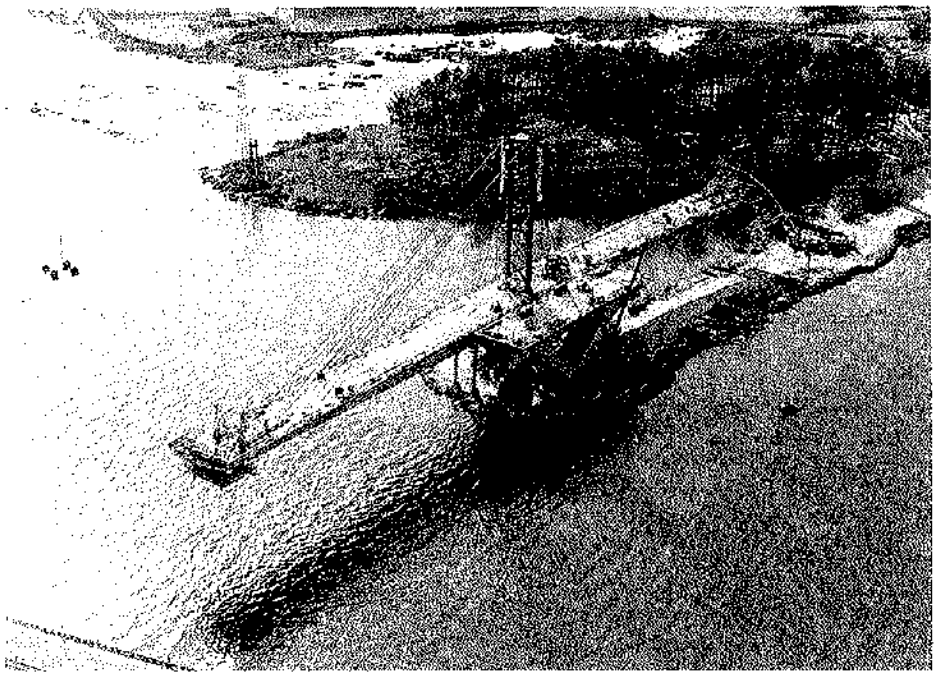


Fig. 2. Construcción de los voladizos simétricos atirantados.



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

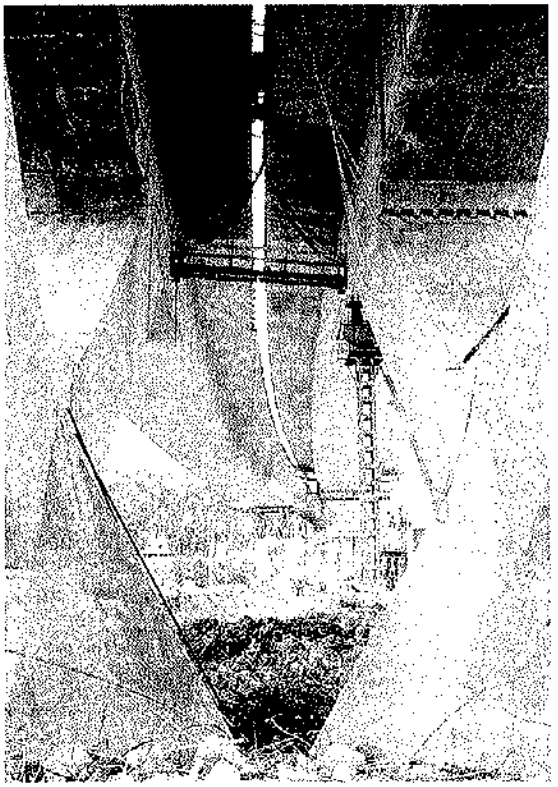


Fig. 3. Vista inferior del viaducto.

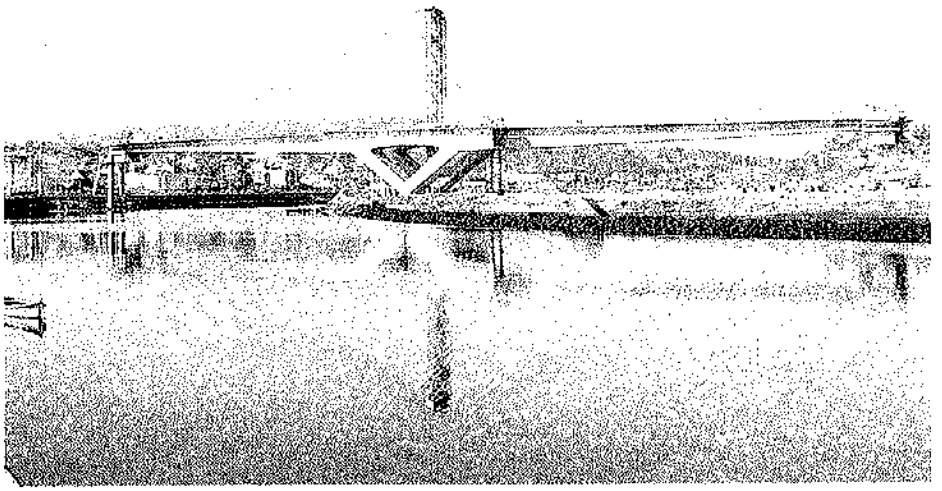


Fig. 4. Vista desde aguas arriba.

El avance en voladizos con atirantamiento provisional, obliga a llevar una armadura activa en losa superior a todo lo largo del tablero que, una vez terminado el puente, es contraproducente en las zonas de momentos positivos de la viga continua y por tanto es necesario soltarla. Por ello, se han utilizado barras Dywidag, fáciles de empalmar y de soltar. Una vez apoyados los vanos principales sobre las pilas extremas, se sueltan los tirantes, se introduce el pretensado de losa infe-



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

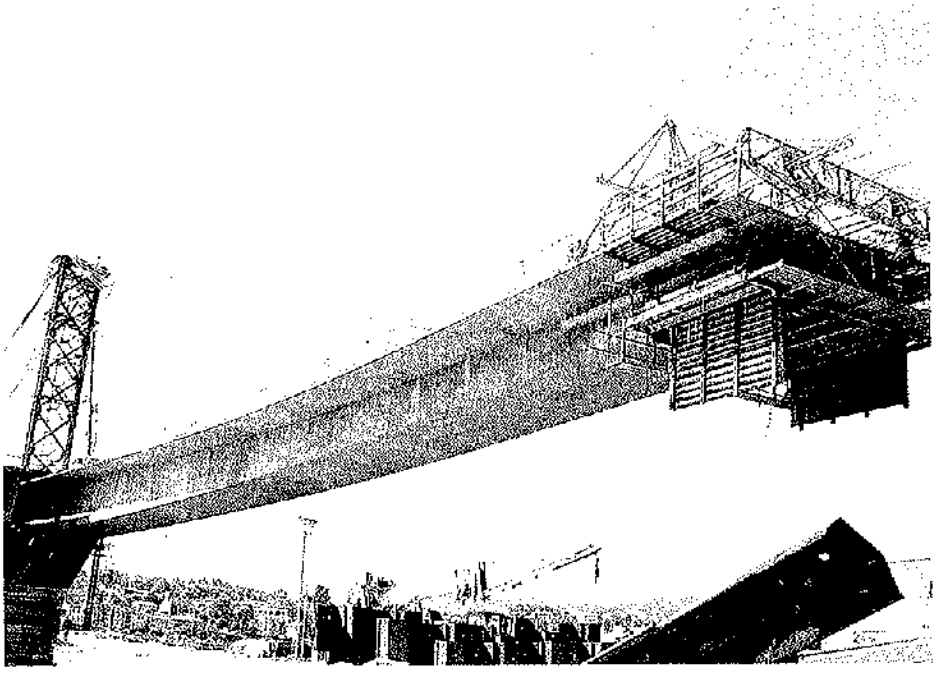


Fig. 5. Vista del voladizo curvo.

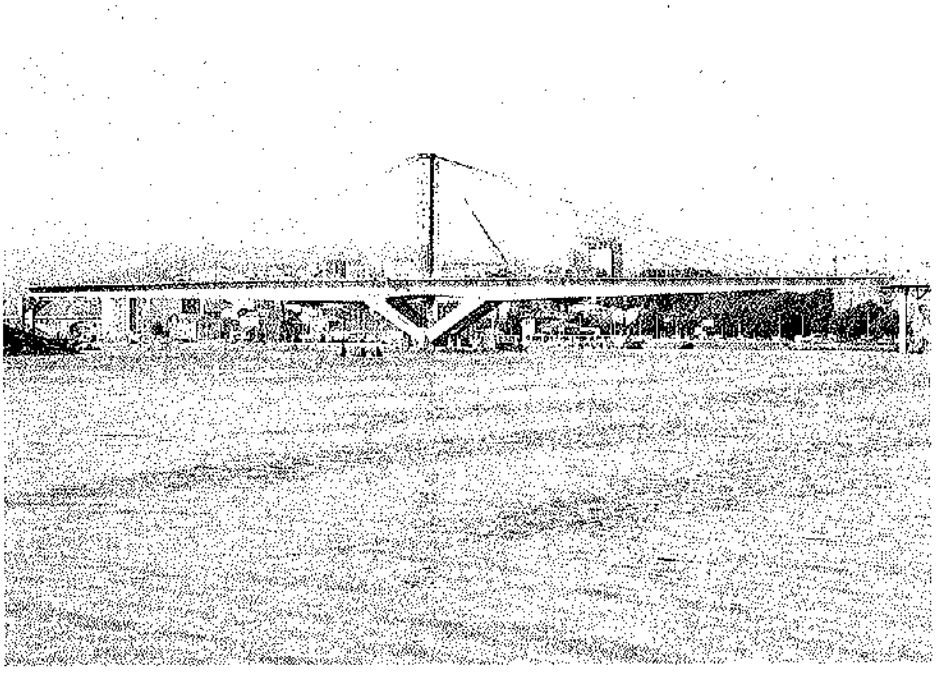


Fig. 6. Vista desde aguas abajo.

rior, y se suelta parte del pretensado de losa superior, dejado el puente en su situación definitiva.

Se trata por tanto de un puente que durante proceso constructivo estuvo atirantado y definitivamente no lo está. Ello creó en la ciudad partidarios del puente con tirantes y del puente sin ellos.

Los viaductos de acceso se construyeron sobre cimbra, por fases: en cada fase se construyen las tres cuartas partes de la longitud de un vano y la cuarta parte del siguiente. La armadura activa se empalma en las juntas. Estos viaductos se iniciaron desde los estribos, hasta terminar en la articulación, donde se apoyan sobre los voladizos que prolongan los vanos de 120 metros.

Como hemos visto, el puente está dividio en dos calzadas independientes y se construyeron secuencialmente, utilizándose por tanto los mismos medios auxiliares en los dos, es decir, torres de atirantamiento, tirantes, carros de avance, etc.



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

**RESUMEN**

Se presentan las características principales del Puente sobre la Ría de Pontevedra, en la Autopista del Atlántico. El puente, de hormigón pretensado, posee 700 m de longitud y está dividido en tres tramos por medio de articulaciones a media madera. El tramo intermedio está formado por dos vanos principales, de 120 m de luz, con una sección cajón de canto variable; mientras que los laterales están formados por vanos de 40 m de luz y una sección cajón de canto constante.

Se detallan las características de proyecto así como las principales características en la construcción, principalmente de los vanos centrales, mediante avance en voladizo y empleo de un sistema de atirantamiento provisional en las etapas finales.

**SUMMARY**

The main features from the bridge over Pontevedra Estuary in the Atlantic motorway are shown. The whole bridge made of prestressed concrete is 700 m long and it is divided into three different parts by half-joints. The intermediate one has two main spans 120 m long with a variable depth box girder. The side spans are 40 m long with a constant depth box girder.

A detailed description of the design process and its construction follows. The main spans have been built by the free cantilever system with a provisional cablestayed system in the final stages.

* * *

# NUEVA PUBLICACION DE LA ASTM STP 169 O

## El significado de los ensayos y propiedades del hormigón y de los materiales utilizados para fabricarlo

## Editores: Paul Klieger y Joseph F. Lamond

Esta publicación presenta la más reciente tecnología relativa al hormigón y a los materiales utilizados para fabricarlo. Es la revisión de la conocida STP 169B, y contiene diez capítulos nuevos que recogen los principales problemas que se presentan en la industria del hormigón y los avances logrados, desde la última edición, para solucionarlos. Todos los demás capítulos han sido revisados o puestos al día.

Los 55 artículos revisados se han dividido en 6 secciones:

La Parte I se concentra **en la necesidad de dar un producto de calidad.** Un nuevo capítulo trata de la variabilidad de los materiales utilizados para hacer el hormigón y de su influencia en la calidad del hormigón. Otros capítulos tratan de las consideraciones estadísticas en la toma de muestras y ensayos; de las técnicas para las tomas de muestras; del papel de los laboratorios de ensayo en la mejora de la calidad, y de las necesidades de investigación.

La Parte II, relativa al **Hormigón fresco** fabricado en central, estudia especialmente temas relativos a la trabajabilidad del hormigón, contenido de aire, fluencia, tiempo de amasado, consistencia, contenidos de cemento y agua, y fabricación y curado de las probetas de ensayo.

La Parte III trata del **Hormigón Endurecido,** y tiene un nuevo capítulo sobre la predicción de la resistencia del hormigón a partir de los resultados obtenidos en los ensayos realizados sobre el hormigón fresco.

La Parte IV se ocupa de los **Hormigones Especiales** y tiene dos nuevos capítulos en los que se estudian los problemas originados por la reacción química entre los cementos y los áridos silíceos y calizos.

En la Parte V se estudian **Otros Materiales utilizados para la fabricación del Hormigón,** e incluye dos nuevos capítulos relativos a las propiedades físicas y químicas del cemento.

La Parte VI, que se refiere también a **Hormigones Especiales,** tiene cuatro nuevos capítulos en los que se estudian los hormigones fabricados con fibras, los hormigones compactados con rodillo, los hormigones con polímeros, y los hormigones proyectados y gunitas.

Por todo ello, este libro puede ser del máximo interés para todos cuantos trabajan en el campo del hormigón, incluyendo: ingenieros civiles, técnicos de laboratorio, fabricantes de hormigón, especialistas en hormigón, proveedores, fabricantes de equipos, investigadores, etc.

Características del libro:
630 Páginas
Precio 110 $; 99 $ para los Miembros de la ASTM
ISBN 0-8031-2053-2

Los pedidos deberán dirigirse a:
ASTM Custome Service
1916 Race Street
Philadelphia, PA 19103

Tel.: 215-299-5585
Fax: 215-977-9679



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

# Puente sobre el río Piloña

| | |
|---|---|
| PROPIEDAD: | MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES. |
| DIRECCION DE OBRA: | Ing. Ignacio García-Arango Cienfuegos-Jovellanos. Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias. |
| PROYECTO: | CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L. |
| | Ings. Javier Manterola Armisén, Leonardo Fernández Troyano, Antonio Martínez Cutillas, Amando López Padilla. |
| CONSTRUCCION: | FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. |
| | Ings. José Manuel López Saiz, Armando Alonso García. |

El puente está situado en la variante de Arriondas (Asturias), en su cruce con el río Piloña, en la carretera N-634 de San Sebastián a Santiago de Compostela, entre los puntos kilométricos 143 a 146.

Fue criterio compartido por la dirección del proyecto y por los proyectistas, realizar un puente con un diseño cuidado para su emplazamiento en paraje tan hermoso. Se decidió salvar el río Piloña sin apoyos intermedios, lo que determina una luz máxima de 82 m, dado el ancho del río y la gran oblicuidad del cruce. Fig. 1.

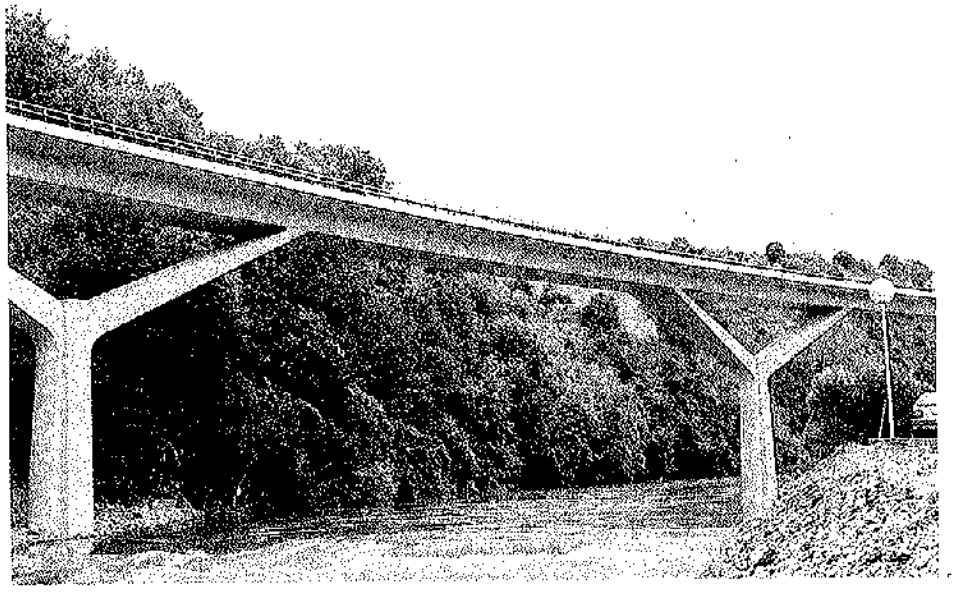


Fig. 1.



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

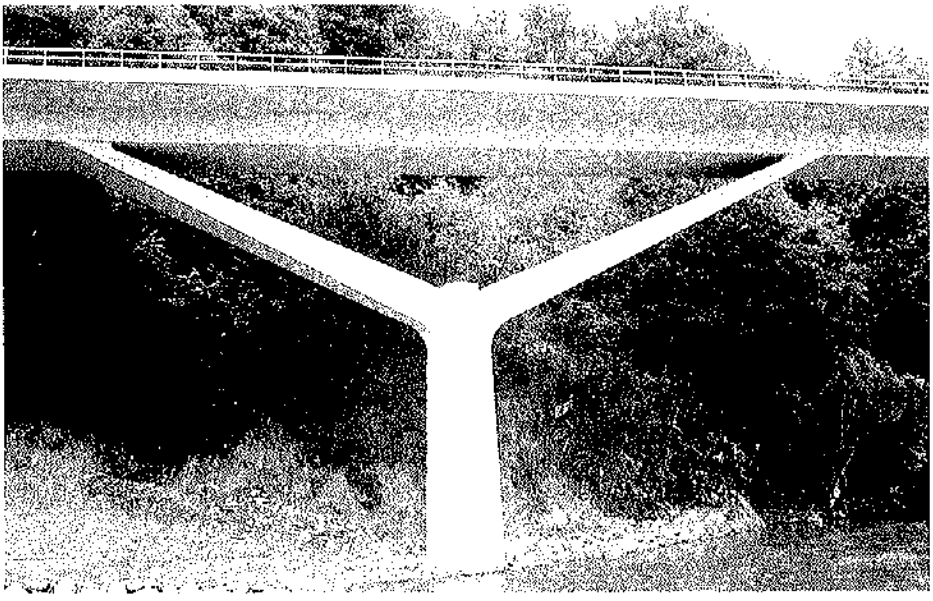


Fig. 2.

El resto de las luces de los restantes vanos están afectadas por la tipología de la estructura, el cruce con otra vía y la adaptación a las laderas.

La tipología adoptada es la de un dintel continuo de canto constante que se apoya sobre dos pilas principales en forma de "Y", de brazos muy abiertos que se empotran en el tablero, que ayudan a salvar la luz principal permitiendo la disminución de canto del tablero. En las pilas restantes y en los estribos, el tablero se apoya simplemente. Fig. 2.

La longitud total del puente es de 282,00 m, distribuidos en cinco vanos con luces de 56,00, 82,00, 62,00, 46,00 y 36,00 m, respectivamente. Se completa la estructura con dos estribos muy adaptados a las laderas.

La planta es curva, con radio de 420,00 m. La plataforma es de 11,00 m de ancho y está formada por dos carriles de 3,50 m, dos arcenes de 1,50 m y dos pequeñas aceras de 0,50 m que soportan a las defensas laterales.

## 1. TABLERO

El tablero del puente está formado por una viga cajón, de losa inferior horizontal y con la losa superior inclinada con un 5% de peralte, lo que da lugar a dos almas verticales de distinta altura. Fig. 3.

El canto de la viga es de 2,0 m, medidos en el eje del cajón. La losa inferior tiene un ancho de 5,00 m y un espesor constante de 0,20 m en sus tres metros centrales que crece hasta 0,30 m en sus

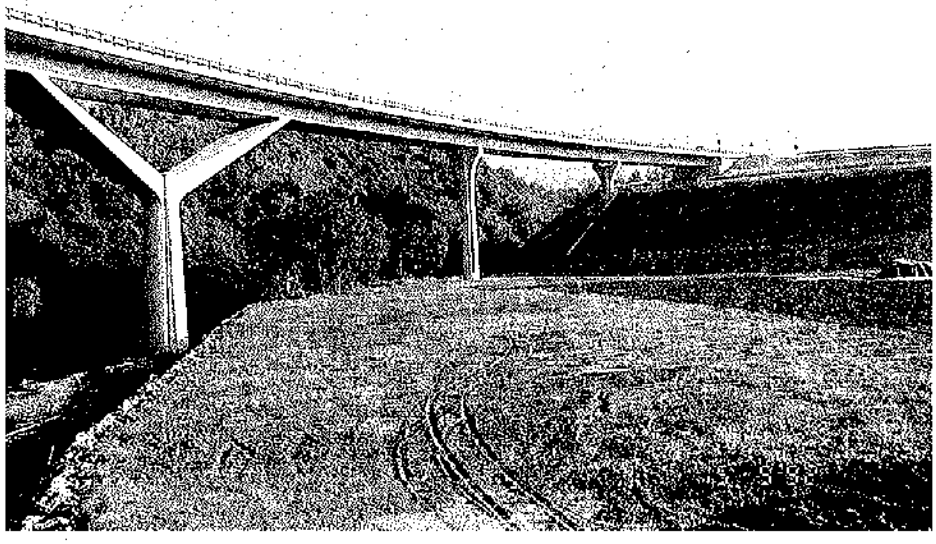


Fig. 3.



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

empotramientos con las almas. La losa superior tiene un ancho total de 10,90 m, en proyección horizontal, como suma de los 5,00 m de ancho del cajón y dos vuelos de 2,95 m de longitud. El espesor, en la zona interior del cajón es de 0,20 m, constantes en los dos metros centrales, y se acartela hasta un espesor de 0,40 m en su unión con las almas. Con este mismo espesor de 0,40 m arrancan los vuelos y se rematan en su extremo libre con un espesor de 0,18 m. Las almas, de paramentos verticales, tienen un espesor constante de 0,30 m que solo se aumenta hasta 0,50 m, en las zonas de cambio de fase constructiva, para alojar a los anclajes del pretensado.

El tablero se pretensa con tendones formados por 24 cordones de 0,5" de diámetro, en número que varía entre 8 y 16 unidades, según los vanos.

## II. PILAS

Las dos pilas principales, números 1 y 2, que delimitan el vano de 82,00 m, con forma de "**Y**", se componen de dos partes claramente diferenciadas.

La parte inferior es de alzado vertical, troncocónico, con alturas de 12 m para pila 1 y 13 m para pila 2, del que se eliminan cuatro elementos de forma sectorial, de dimensiones variables, dejando una sección del fuste en forma de cruz de brazos cortos y ancho constante de 1,80 m en las caras transversales al puente y de 1,50 m en las caras longitudinales. En la parte superior, esta cruz se inscribe en un círculo de 2,80 m de diámetro, y en la inferior, de 3,60 m de diámetro en la pila 2 y de 2,54 en la pila 1, manteniéndose constante la pendiente de las caras.

La parte superior la forman los dos brazos, muy abiertos, de la "**Y**". Estos brazos se empotran en el tablero a una distancia aproximada a los 20,00 m a ambos lados de la vertical del fuste inferior, medidos en el punto de intersección de los ejes de ambos elementos. Son de sección rectangular, de dimensiones variables, con espesor de 1,70 m y ancho de 1,80 m en sus arranques del fuste, y espesor de 0,60 m y ancho de 5,00 m en su unión con el paramento inferior del tablero. La distancia entre el arranque de los brazos y el paramento superior del cajón es de 10,00 m. Fig. 4.

El eje del fuste se sitúa en el centro de la cuerda trazada por los dos puntos que resultan del corte del eje del dintel, círculo de 420,00 m de radio, con la arista del diedro formado por el plano superior de los brazos de la "**Y**" y el plano inferior del cajón, produciéndose así una excentricidad entre el eje de la pila y el punto de aplicación de la resultante de cargas permanentes. Esta definición geométrica quedó perfectamente recogida en el modelo de cálculo.

Las pilas se cimentan sobre 9 pilotes, de 1,25 m de diámetro, arriostrados entre sí por un encepado, de 4,00 m de altura total, formado por tres cuerpos, el inferior, prismático de planta rectangular, de 10,75 x 9,215 m, (10,75 en sentido longitudinal) y 1,75 m de altura, y otro superior, de planta cuadrada, de 5,50 m de lado y 1,00 m de altura, que hace de plinto del fuste. Entre ambos se realiza la transición por medio de un tronco de

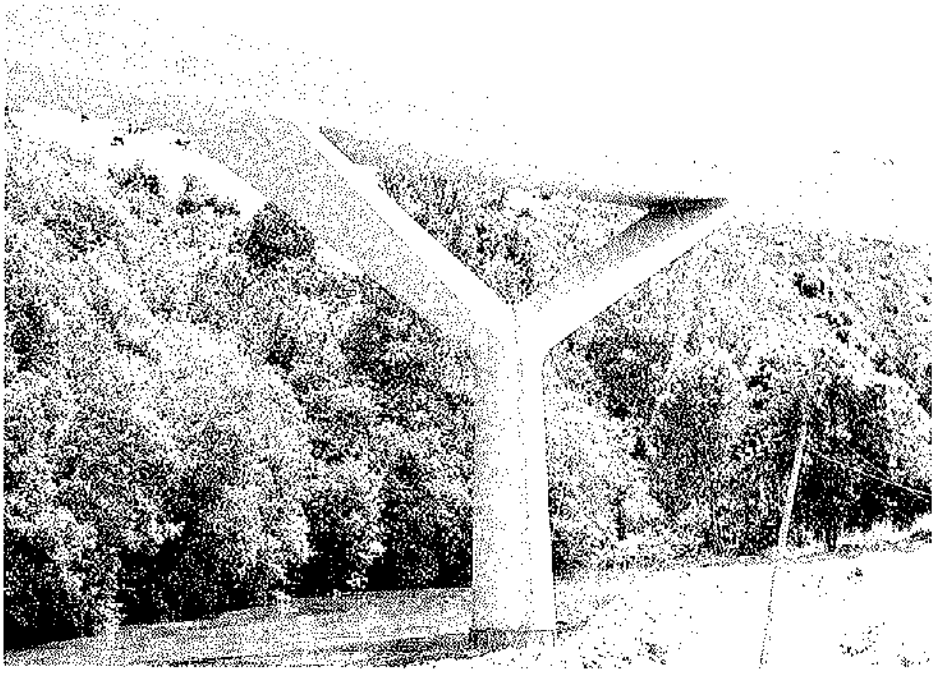


Fig. 4.



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

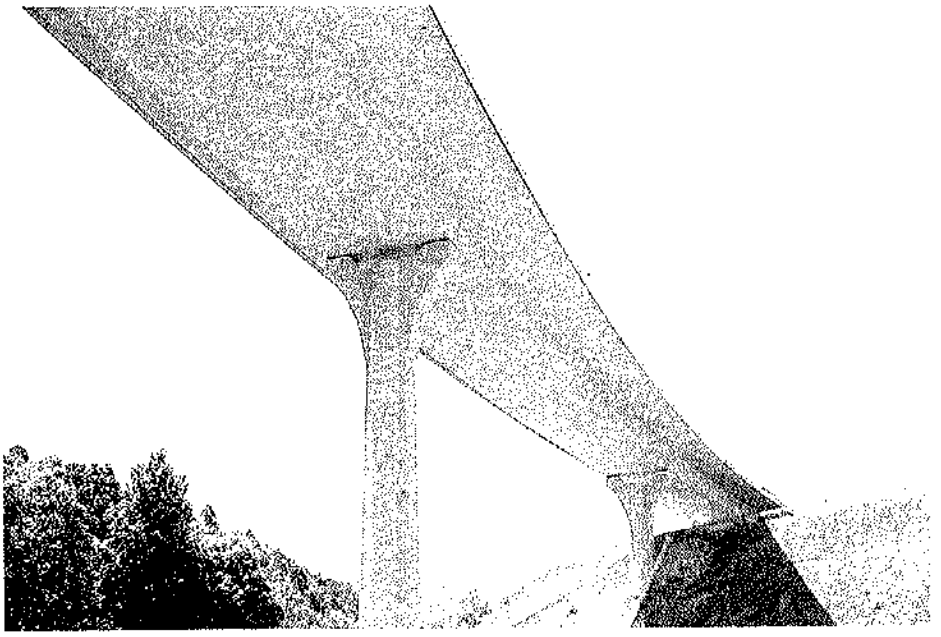


Fig. 5.

pirámide de 1.25 m de altura.

Las otras dos pilas restantes, 3 y 4, tienen un fuste de similar definición al cuerpo inferior de las anteriores, secciones en cruz inscritas en un tronco de cono, con la salvedad de que en sus 4.50 m superiores los dos brazos normales al tablero se extienden lateralmente hasta alcanzar el ancho de 5.00 m de la losa inferior del mismo. Estos dos brazos quedan separados entre sí por un sector cilíndrico, de 1.70 m de radio, marcándose claramente dos mesetas, de 1.00 x 1.00 m, que sirven de alojamiento a los apoyos. El círculo circunscrito que define la losa superior del tronco de cono tiene un diámetro de 1.80 m, y el inferior, para la pila 3, 2.20 m y 1.91 m para la pila 4. El ancho de los brazos de la cruz es de 1.00 m en los cuatro. Los apoyos son de neopreno zunchado en la pila 3 y de neopreno-teflón en la pila 4. Fig. 5.

La cimentación de estas pilas se realiza a través de cuatro pilotes, de 1.25 m de diámetro. El encepado es de planta cuadrada, de 5.50 x 5.50 m y 2.00 m de altura. Sobre él, en la pila 3, se coloca un plinto prismático de 3.20 x 3.20 x 1.00 m. El encepado de la pila 4 está girado de tal forma que queda paralela su diagonal al eje del puente, adaptándose así mucho mejor a la caída del terraplén de la ladera. El fuste queda protegido del terraplén, dejándolo así a la vista, desde su nacimiento, por un murete de 0.40 m de espesor, que arranca del encepado y se eleva hasta sobrepasar la cota del terraplén, envolviendo a la pila con un arco de 2.00 m de radio, y ya fuera del encepado baja sobre el terraplén, hasta su pie, en dos direcciones perpendicular y paralela al eje del puente.

Todas las pilas y sus cimentaciones son de hormigón armado.

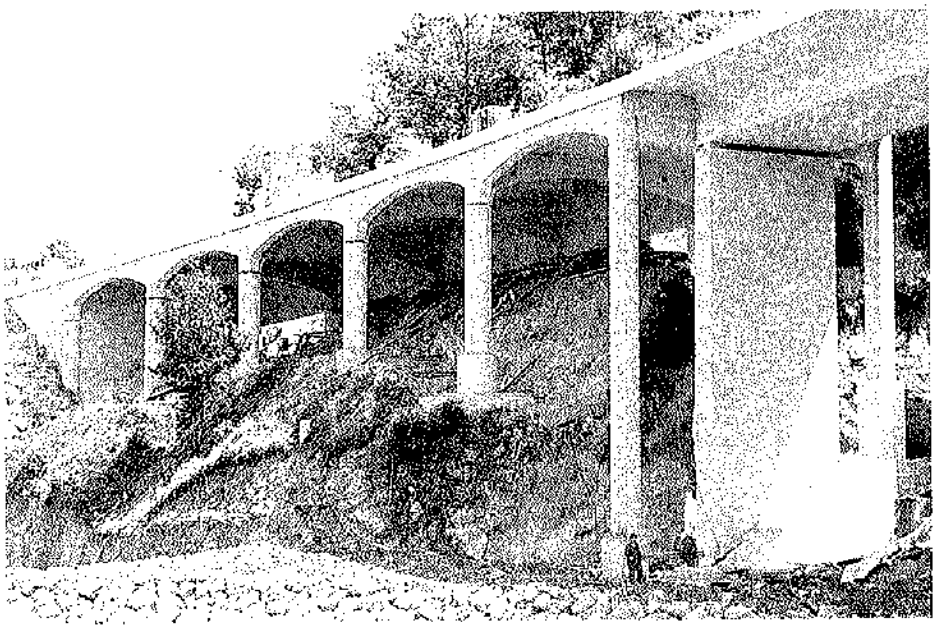


Fig. 6.



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

## III. ESTRIBOS

### III.1. Estribo 1

Agrupamos con este nombre el conjunto de estructuras que permiten el apoyo del dintel en su extremo, el acceso al puente por la ladera de la margen derecha y el muro trasero con sus aletas para contención de tierras.

El estribo propiamente dicho es una pila de sección rectangular, de 5 x 1 m y una altura de 8,50 m. Se cimenta directamente a través de una zapata de 7,20 x 4,20 y espesor variable y que, en forma escalonada, se adapta a las rocas. El dintel se ancla a dicha pila con armadura pasiva, pintada con resina epoxi, que permite los movimientos horizontales del dintel. El apoyo del dintel se hace sobre neoprenos zunchados.

A continuación de esta pila y debido a la gran pendiente a la ladera, en sustitución de un muro convencional de gran altura, se realiza una estructura secundaria que puentea la estructura principal con el terreno hasta el punto en que el derrame de las tierras no alcance el río. Fig. 6.

Esta estructura tiene una longitud de 55 m y está formada por una losa, de 0,35 m de espesor, soportada por dos vigas longitudinales y seis vigas transversales que definen cinco vanos de 11,00 m de luz. La viga longitudinal del lado del río y las transversales son de canto variable, en forma de arcada. La otra viga longitudinal es de canto constante, salvo en el vano más próximo al puente que es igual que su paralela. Sus luces son de 11,15 m.

Estas vigas longitudinales descansan sobre unas pilas o directamente sobre zapatas por medio de apoyos de neopreno. Fig. 7.

Las pilas tienen dos partes claramente diferenciadas, la inferior es cilíndrica, de 1,60 m de diámetro, que va desde la zapata hasta un poco más arriba del terreno natural. A partir de aquí hasta el apoyo la sección es una cruz, similar a las pilas del puente, que se inscribe en un círculo de 1,00 m de diámetro y con unos brazos de 0,50 m de ancho. Sus cimentaciones son zapatas de 3,20 x x 3,20 x 1,30 m.

Al final de esta estructura se construye un muro transversal que cierra el paso a las tierras y sobre el que se coloca la losa de transición. De este muro, en el lado del río, arranca una aleta, de 9,00 m de longitud y alzado trapecial, desde cuyo extremo libre se inicia el derrame libre del terraplén. Fig. 8.

### III. 2. Estribo 2

Es otra pequeña estructura formada por un muro frontal, de sección rectangular de 9,70 x 1,00 m y una altura de 3,60 m, sobre el que descansa el dintel del puente que también se ancla igual que en el estribo 1. Los apoyos son de neopreno-teflón. Sobre la cota de apoyo se levanta un murete trasero de 0,30 m de espesor. Lateralmente, arrancan también dos muros de alzado trapecial, de 0,40 m de espesor, 10,00 m de longitud y un canto variable desde 6,20 hasta 2,00 m. El conjunto se completa con una losa superior, de 0,40 m de espesor, que se empotra en estos muros y en un cuarto más, en el extremo del lado tierras, en el que a su vez se articula la losa de transición. El conjunto se cimenta sobre cuatro pilotes, de 1,25

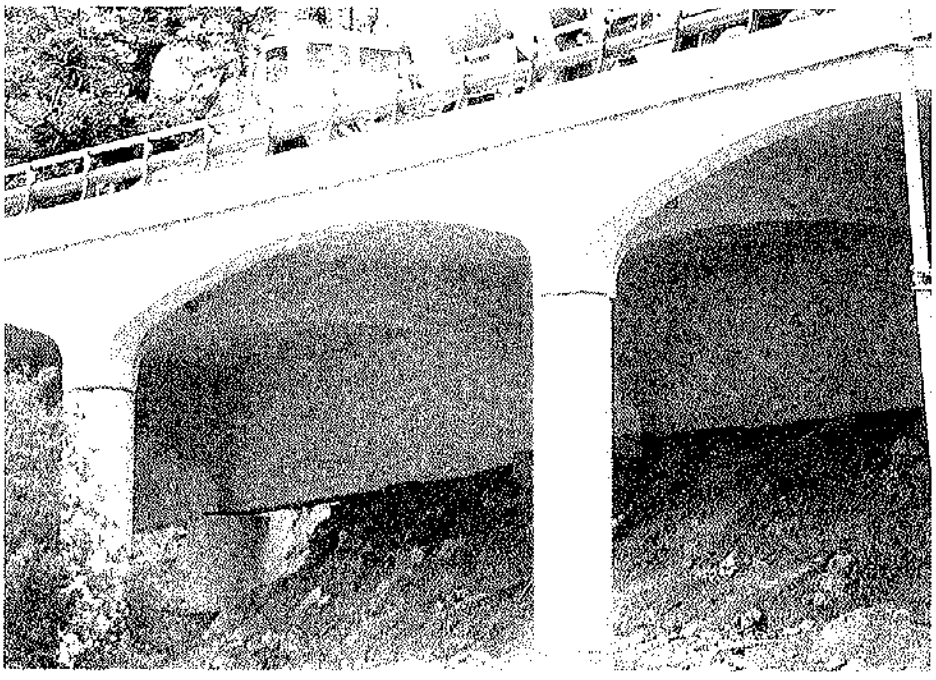


Fig. 7.



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

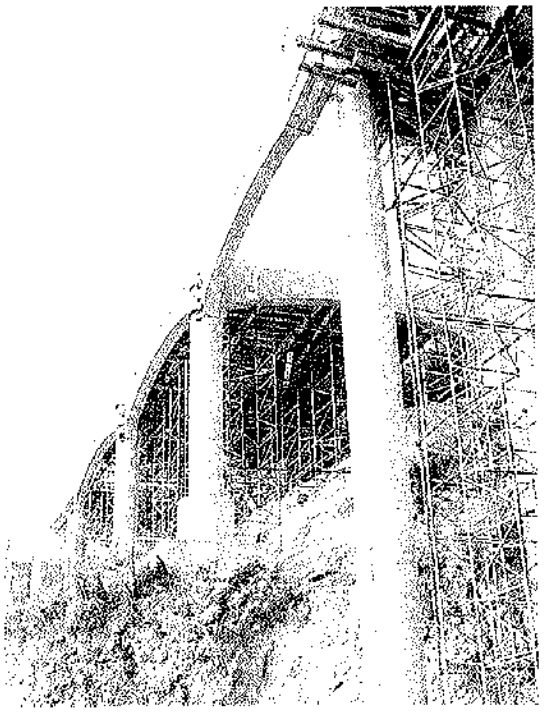


Fig. 8.

m de diámetro, que se unen a los muros laterales por medio de unos dados de 1.75 x 1,75 x 1,25 m.

El terraplén de la margen izquierda se realizó con una pendiente de 1.5/1. Para protegerlo de las avenidas del río, se construyó un muro a pie de talud, de hormigón en masa, de 3,00 m de altura, que se cimentó sobre una capa de escollera cubierta de una pequeña capa de mortero.

## IV. CONSTRUCCION

El procedimiento de construcción del tablero, de los brazos de las pilas 1 y 2 y de las estructuras de los estribos se realizó sobre cimbra convencional.

En primer lugar, se construyó el terraplén de la margen izquierda, procediéndose previamente a la colocación de la escollera, que se asentó firmemente sobre el terreno, y sobre ella se levantó el muro de hormigón en masa de pie de talud.

A continuación se procedió a la ejecución de todos los pilotes, los encepados, cimentaciones directas y alzados de muros y pilas, salvo los brazos de las pilas 1 y 2.

Seguidamente, se procedió a la construcción del tablero, empezando por el vano de 36,00 m entre la pila 4 y el estribo 2 y una ménsula de 11,50 m del vano siguiente.

Una vez pretensada dicha fase, se traslada la cimbra para construir la fase siguiente, formada por los 34,50 m que restan del vano de 46,00 m y una ménsula de 10,50 m del vano de 62,00 m comprendido entre las pilas 2 y 3. Se pretensó dicha fase y se trasladó la cimbra para la fase siguiente, parte de la cual se apoyó sobre una península artificial previamente construida. En esta fase se construyen los brazos de la pila 2, los 51,50 m que restan del vano anterior y una ménsula del vano principal que alcanza hasta una longitud de 30,50 m medidos desde el eje de pila 2. Seguidamente se pretensó dicha fase.

El siguiente paso fue el cimbrado, hormigonado de la fase formada por el vano de 56,00 m, entre el estribo 1 y la pila 1, y una parte, de 30,50 m del vano de 82 m. Se pretensó dicha fase y se procedió al cimbrado, hormigonado y pretensado del trozo de 21,00 m del vano principal, quedando así completo el tablero.

A continuación se procedió a la construcción de la estructura de acceso del lado del estribo 1 y, finalmente, a la impermeabilización y pavimentación de los tableros, colocación de juntas de dilatación, aceras-impostas y defensas, refinado de terraplenes y resto de acabados. Todos los paramentos vistos de hormigón se pintaron de color blanco y las defensas de color azul marino.


## RESUMEN

Se describen las características principales del proyecto y construcción del puente sobre el río Piloña, situado en la variante de Arriondas (Asturias).

Se trata de un tablero continuo, de hormigón pretensado, en sección cajón de canto constante que se apoya sobre dos pilas principales en forma de "**Y**", de brazos muy abiertos que se empotran en el tablero, ayudando a salvar la luz principal y permitiendo la disminución del canto del tablero.

La longitud total del puente es de 282.00 m distribuidos en cinco vanos de luces 56.00, 82.00, 62.00, 46,00 y 36.00, respectivamente, que se completan con dos estribos muy adaptados a las laderas.

## SUMMARY

The main features of the project and construction of the Bridge over Piloña river are described. It is located in the Arriondas bypass (Asturias).

The bridge is formed by a prestressed concrete continuous deck. It has a constant depth box girder supported by two "**Y**" shaped main piers. The open arms are embeded in the deck reducing both the free span and its depth.

The total length of the bridge is 282 m and there are five spans of 56,00, 82,00, 62,00, 46,00 and 36 m respectively. There are some approach spans well adapted to the hill rides.





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

591-2-272

# Puente sobre el río Besós, en la autopista Trinidad-Montgat (Barcelona)

PROPIEDAD: MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES.

DIRECCION DE OBRA: Manuel Cadenas Díaz, Francisco Aracil Mira, Leopoldo Piedra Beltrán
Demarcación de Carreteras de Cataluña.

PROYECTO: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.
Leonardo Fernández Troyano, Javier Manterola Armisén,
Miguel Angel Gil Ginés, Celso Iglesias Pérez, José Cuervo Fernández.

CONSTRUCCION: FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.
Francisco Vallejo Gómez, Rafael Coris Donat,
José María Pujals Raymi, David Ricardo Bueno Dubinovsky.

## I. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PUENTE

El puente sobre el río Besós tiene tres vanos principales, de 35 + 68 + 35 metros, que salvan el río, y unos vanos de acceso en las orillas que salvan las vías de margen.

La configuración del puente es consecuencia de la morfología del río, que en el tramo donde está situado el puente está canalizado en dos niveles: un cauce menor para aguas normales y un cauce mayor para aguas de grandes avenidas.

El cauce mayor tiene un ancho aproximado de 130 metros y está delimitado por dos muros de

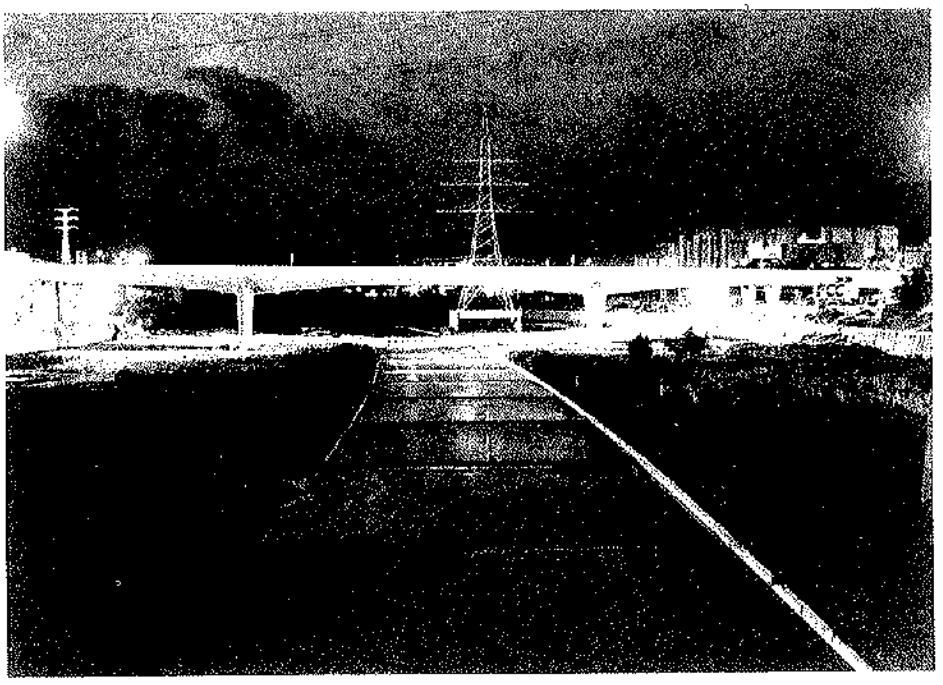


Fig. 1. Vista general del puente iluminado.



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

borde con una altura media de 5 metros.

El cauce menor está formado por un canal situado en el centro del cauce mayor, con un ancho aproximado de 20 metros.

Esta configuración del río ha llevado a definir el puente con un vano principal central que salve el cauce menor y tenga dos pilas en el cauce mayor; la altura del puente sobre el lecho del río, aproximadamente 14 metros, y el ancho total de 130 metros del cauce mayor, permite resolver el puente principal, es decir el que salva el río, con una solución de vanos compensados, lo que significa que el vano central tiene una luz doble de las laterales. De esta forma se salva el cauce mayor del río con tres vanos, de 35 + 68 + 35 metros de luz, y sólo dos pilas en él; las pilas siguientes están situadas sobre el borde de la canalización. Estas luces están muy proporcionadas a la relación luz/altura que tiene este puente.

La idea básica que ha gobernado este proyecto ha sido hacer un puente estructuralmente sencillo y adecuado a la luz de 70 metros que ha resultado del encaje en el río. El tipo más adecuado tanto morfológica como económicamente a este caso es una viga continua de canto variable, solución que se ha utilizado en infinidad de puentes. Pero dentro de este tipo estructural normal y adecuado a este caso, se han buscado formas que redujeran al máximo las dimensiones transversales de las pilas, porque el tablero tiene un ancho de 35 metros, que es extraordinario para un puente de estas características.

## II. ESTRUCTURA DEL PUENTE

La formalización del tablero y pilas ha planteado algunos problemas estructurales singulares; pero básicamente el puente es una viga continua de canto variable.

La apertura transversal de las pilas principales de la base a la cabeza y las formas del enlace pila-tablero, no permiten separar ambos elementos por una línea de apoyos, sino que resulta necesario hacerlos solidarios. Ello obliga a hacer una estructura pórtico, o a situar los apoyos en la base de la pila.

Analizada la estructura pórtico, se vió que era una solución anticonómica, porque introducía en las pilas y cimientos unos momentos flectores grandes que encarecían ambos elementos, y en cambio no mejoraban significativamente los esfuerzos en el dintel. Por ello se desechó esta solución, situando apoyos de neopreno bajo las pilas, de forma que puedan producirse los giros y los desplazamientos que requiere la viga continua.

Los apoyos se han protegido con una junta perimetral de PVC, que puede ser levantada si en un momento dado se considera necesario revisarlos.

Como ya hemos dicho, el puente se ha resuelto con dos tableros separados y por ello son dos vigas continuas independientes. Unicamente sobre las pilas principales es necesario solidarizar los dos tableros, porque su inclinación, debida a la

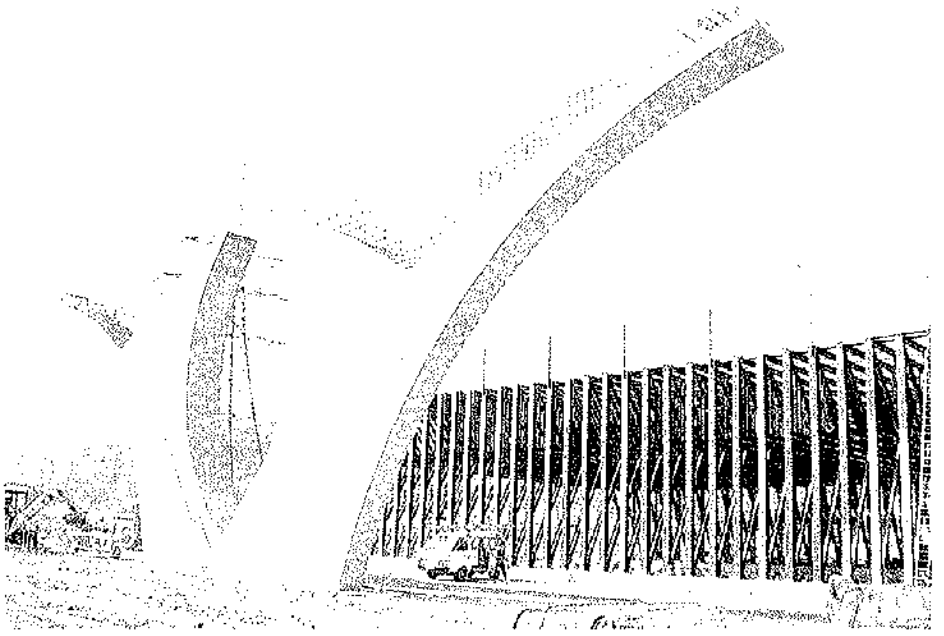


Fig. 2. Pilas principales del puente.



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

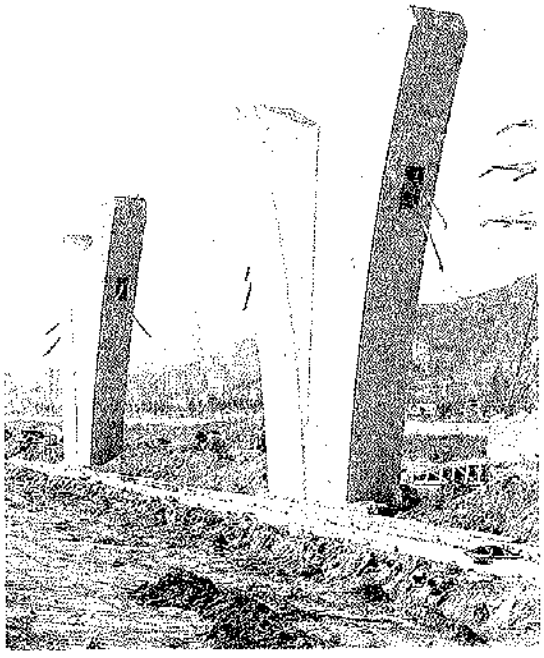


Fig. 3. Pilas laterales.

apertura que tienen desde la base a la cabeza, obliga a atirantarlas en cabeza superior; esto se resuelve mediante unidades de pretensado alojadas en los tableros, que para poder pasar de borde a borde del puente necesitan que los tableros estén unidos mediante una losa de hormigón donde se alojan estas unidades de pretensado.

Los demás problemas que plantea esta estructura son los normales de una viga continua de estas dimensiones.

El tablero está formado por un cajón multicelular en los vanos principales, y por una losa aligerada mediante alveolos de sección circular en los vanos laterales.

La armadura principal longitudinal es activa en todo el puente.

## III. TABLERO

La forma del tablero se define mediante cuatro superficies:

Una superficie plana o cuasi plana, definida por la plataforma de la autopista, que forma el trasdós del tablero.

El intradós se define por tres cilindros de directriz circular. Dos de ellos tienen generatrices paralelas al eje del tablero y por tanto se cortan en una línea paralela a él, situada en su proyección vertical. Se crea de esta forma un prisma de sección triangular, con dos superficies cilíndricas, y una tercera plana o cuasi plana. Este prisma se corta con un tercer cilindro, de generatrices también horizontales, pero perpendiculares a las anteriores. Este tercer cilindro corta al prisma en los vértices inferiores de los extremos del vano; de esta forma la sección del tablero en arranques es la sección triangular del prisma; en el centro de vano la sección es un trapecio con los lados no paralelos, curvos.

Con este sistema se genera en el vano principal

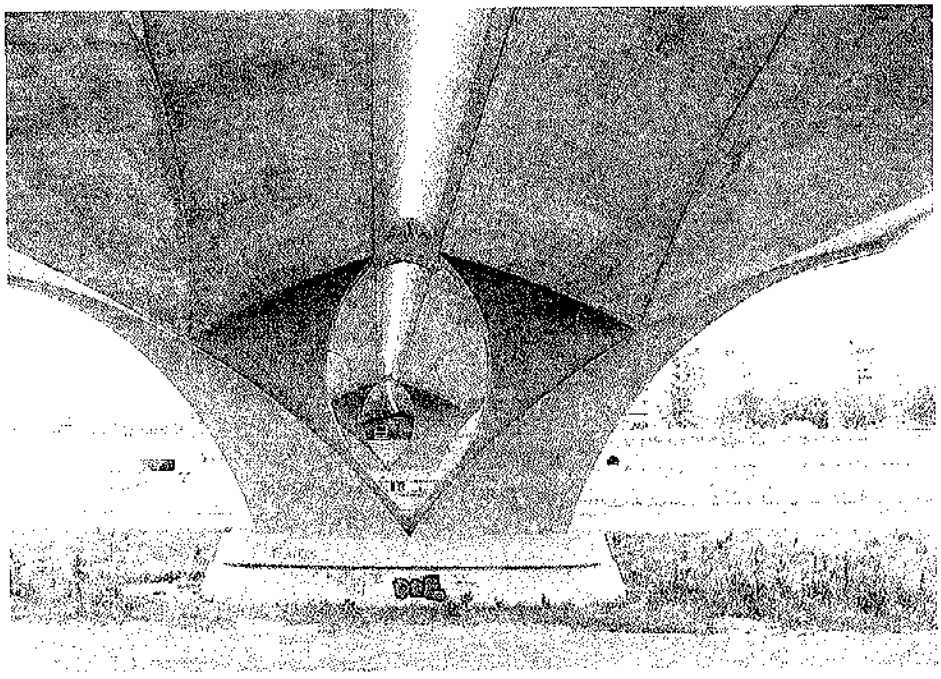


Fig. 4. Vista de la doble pila con la unión de los tableros.



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

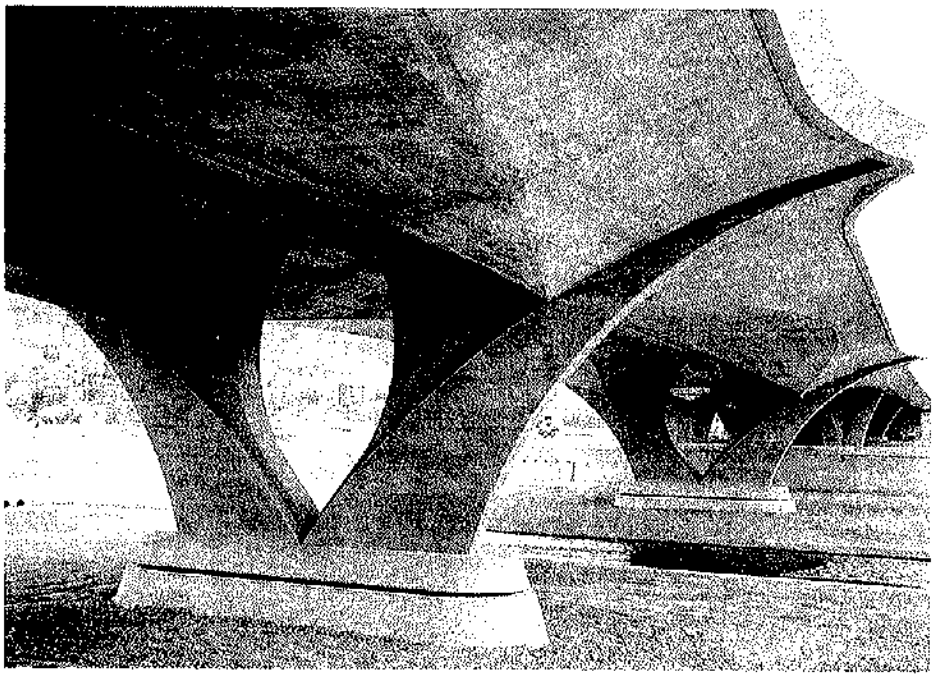


Fig. 5. Vista lateral del puente.

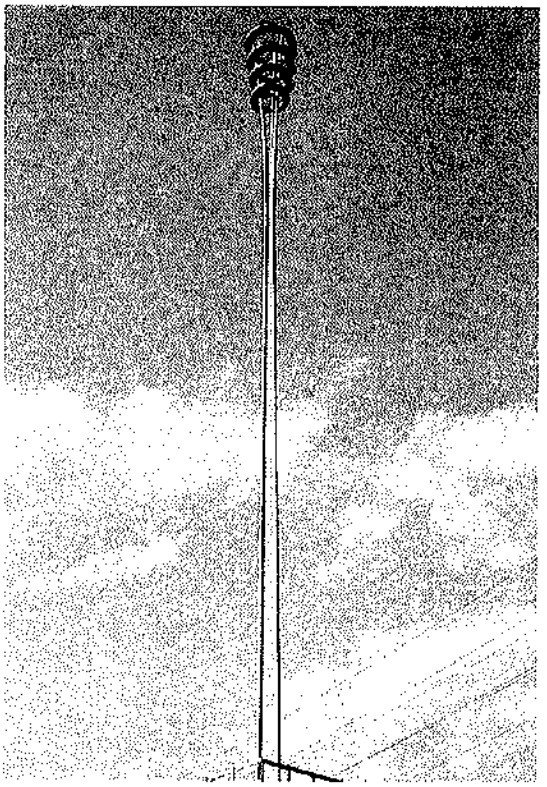


Fig. 6. Una de las farolas de los extremos del puente.

un tablero de canto fuertemente variable, con canto máximo sobre las pilas, en el vértice del triangulo que forma la sección, de 3,80 metros, y canto mínimo, en el centro del vano, de 1,42 metros.

Los vanos de compensación, algo mayores de la mitad del central, se generan cortando el vano principal por la mitad, y prolongando la sección en clave a lo largo de los vanos laterales, que tendrán por tanto canto constante de 1,42 metros.

El intradós del tablero sobre las pilas termina en un punto, porque la sección del tablero es triangular en los extremos del vano; por ello, la pila puede pivotar sobre ese punto sin que varíe la forma del tablero. Ello quiere decir que el puente puede ser oblicuo, como en este caso, sin que sea necesario cambiar la forma del tablero; únicamente variará la posición de las pilas.

## IV. PILAS

Como hemos visto, el dintel del puente propiamente dicho, es decir, de los tres vanos principales, es distinto del de los vanos laterales: en el tramo principal tiene canto variable, con sección triangular en arranques, y en los vanos laterales tiene canto constante, con sección trapecial. Por ello, las pilas también se han hecho distintas: hay dos pilas principales dentro del cauce, que se unen al dintel en los puntos de canto máximo, y tres pilas secundarias fuera del cauce, y por tanto más bajas, que corresponden al tramo de canto constante.

En las dos pilas principales se ha tratado de reducir al máximo el ancho de su base, creando una pila común para los dos tableros, que parte de un ancho mínimo sobre cimientos, y se va abriendo y separando en dos elementos, para recoger en cabeza los dos tableros. Este abrirse hacia afuera de la pila se ha acentuado creando líneas que par-



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

ten del centro de la pila y se abren hasta los bordes exteriores del puente.

Las pilas de los vanos laterales se han planteado de distinta forma, porque su altura y la forma de los tableros no permiten hacer una pila común. Por ello, cada línea de apoyo se ha dividido en dos pilas independientes, una para cada tablero, conservándose en cada una de ellas la misma idea de las pilas principales: son estrechas en la base, y se abren en cabeza para apoyar el tablero en el ancho del intradós.

## V. ESTRIBOS

Los estribos se han hecho mediante paramentos planos y cilíndricos, reflejando las mismas formas del dintel.

Horizontalmente, se ha rayado con berenjenos, para mover las superficies, recurso que se utiliza con mucha frecuencia en paramentos de este tipo.


## RESUMEN

Se describen las características principales y la construcción del puente sobre el río Besós, en la Autopista Trinidad-Mongat, en Barcelona. El puente posee tres vanos principales, de 35 + 68 + 35 m, que salvan el río, y unos vanos de acceso en las orillas, que salvan las vías del margen. Se trata de un tablero continuo, de canto variable, de hormigón pretensado, con sección cajón multicelular que varía desde una sección triangular a una sección trapecial.

El tablero se ha empotrado en las pilas buscando las formas que redujeran al máximo las dimensiones transversales de las mismas, dada la extraordinaria anchura del tablero, 35 m.

## SUMMARY

The main features of the bridge over the Besós river on the Trinidad-Mongat motorway in Barcelona and its construction are described. The bridge has three main spans of 35 + 68 + 35 which are over the river and some approach spans over the roads on the riversides. It is a prestressed concrete continuous deck with variable depth. The transverse section is a multicell box girder which varies from a triangular to a trapezoidal shape.

The deck is embeded in the piers with a special shape, in order to reduce their transverse dimensions owing to the great width of the deck: 35 m.


* * *

# NUEVA PUBLICACION DEL CANMET

## "Avances en la Tecnología del Hormigón" 2ª Edición
## Editor: V. M. Malhotra

En 1980, el CANMET ("Centro Canadiense para la Tecnología de los Minerales y la Energía"), publicó el libro "Progresos en la Tecnología del Hormigón", en el que se recogía una colección de artículos sobre varios temas relacionados con los áridos, el cemento y el hormigón. Desde entonces, se han conseguido importantes avances en la tecnología del hormigón. Como ejemplos pueden citarse los relativos a la utilización de hormigones con cenizas volantes o con humo de sílice, los hormigones de alta resistencia para estructuras marítimas y el empleo de nuevos compuestos de polímeros. También se han desarrollado nuevos métodos de ensayo no destructivo y se están utilizando métodos de ensayo acelerado para determinar la reactividad de los áridos alcalinos. Así mismo se han hecho avances en los hormigones reforzados con fibra, los hormigones proyectados, y los fabricados con escorias de alto horno.

Todos estos nuevos temas, se recogieron en un libro titulado "Avances en la tecnología del hormigón" cuya primera edición se distribuyó en el Simposio Internacional que, con el mismo título, se celebró en Atenas, Grecia, en Mayo de 1992.

Debido a la imprevista demanda de la primera edición, se decidió sacar, en 1994, una segunda edición revisada, en la que se han puesto al día varios capítulos de la primera.

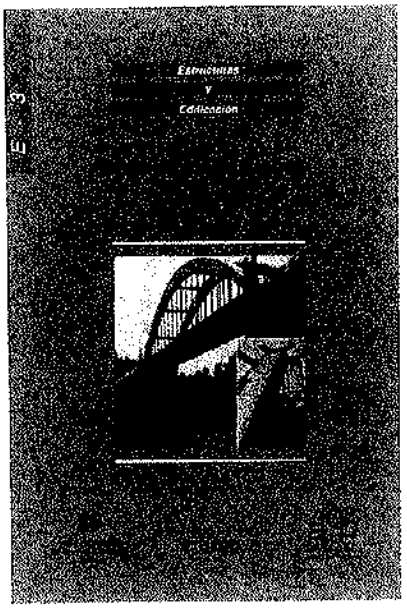
Se espera que esta publicación, contribuirá significativamente a un mejor conocimiento de las nuevas tecnologías y a fomentar su aplicación en la industria del hormigón.

Los interesados en adquirir esta publicación, deberán dirigirse a:

Publications Sales & Distribution
CANMET/NRCan
562 Booth Street
Ottawa, Ontario
CANADA
K1A 0G1



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




# NUEVA PUBLICACION "REPARACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON"

Continuando con la serie de manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización, mantenimiento y utilización de las obras pretensadas, se ha editado ahora la versión en español de la Guía FIP de Buena Práctica "Reparación y refuerzo de estructuras de Hormigón".

El término durabilidad, en el sentido técnico aplicado en los Códigos, se asocia a la resistencia de los materiales y elementos de la edificación en general y de las estructuras de hormigón en particular, en relación con la potencial agresividad físico-química del ambiente en que han de servir a los usuarios. Sin embargo, la **duración** de una estructura de hormigón no depende exclusivamente de esta resistencia medioambiental, sino también de cualquier otra fuente de problemas que pueda reducir su vida de servicio. Así, los errores de cálculo, los defectos de materiales o los cambios en las cargas de servicio que puedan afectar a una estructura, reducen las expectativas de vida en servicio.

Lo anterior pone de manifiesto que, si importantes son las acciones preventivas, importante es también el desarrollo de técnicas y tecnologías para la **reparación y refuerzo** de las estructuras afectadas. La conexión entre este aspecto y la durabilidad reside en la necesidad de que, no sólo se restituya la capacidad de servicio, sino que el resultado de la intervención reparadora sea también capaz de enfrentarse al medio ambiente general al que está sometido la estructura afectada.

Hoy día se ha despertado una conciencia de cierta precariedad de las estructuras de hormigón que nos ha sacado de la ingenuidad de creer que la preocupación por las estructuras no iba a afectar a la generación que las había construido. Esta misma Guía habla de una vida de servicio entre 70 y 100 años. El despertar ha traido consigo la intensificación de los estudios sobre vida de servicio (CIB W 80/RILEM 140 TSL "Prediction of service life of buildings materials and components") y el desarrollo práctico de materiales, técnicas y tecnologías de reparación y refuerzo.

Este desarrollo ha dado lugar a una especialidad con personalidad propia, de la que forman parte materiales contradictorios como los compuestos epoxi (sofisticados en sus prestaciones, pero que desfallecen con las altas temperaturas) y decisiones complejas sobre el método de reparación más adecuado en cada caso, dado el coste relativamente alto de las operaciones que hay que ejecutar, especialmente cuando el defecto o el daño se detecta en una fase avanzada de la construcción o cuando la obra está ya en servicio.

Por todo lo anterior la ATEP ha considerado que resultaba de gran interés la traducción de esta guía FIP "Reparación y refuerzo de estructuras de hormigón". Esta iniciativa es por otra parte, la primera acción editorial conjunta en el marco del acuerdo de colaboración establecido entre ATEP y GEHO, las dos Asociaciones que se ocupan del hormigón en nuestro país.

Los interesados en adquirir esta publicación, cuyo precio es de 1.500,–pesetas para los Miembros de la ATEP y 2.000,–pesetas para los no Miembros, deberán dirigirse as:

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
Apartado de Correos 19002
280080 MADRID
Tel.: (91) 766 07 03
Fax: (91) 766 07 03

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

# Puente sobre el río Sella


PROPIEDAD: MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y TRANSPORTES.

DIRECCION DE OBRA: Ing. Ignacio García-Arango Cienfuegos-Jovellanos. Demarcación de Carreteras del Estado en Asturias.

PROYECTO: CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.

Ings. Javier Manterola Armisén, Leonardo Fernández Troyano, Miguel Angel Gil Ginés, José Cuervo Fernández.

CONSTRUCCION: FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.

Ings. José Manuel López Saiz, Luis Viñuela Rueda, Armando Alonso García.


El puente se encuentra situado en la CN-634, de San Sebastián a la Coruña, sobre el río Sella, ligeramente aguas arriba de Arriondas (Asturias), en una zona canalizada por defensas de escollera, en un paraje de gran hermosura, en cuyas orillas existen paseos laterales y un parque público del pueblo.

La solución que se adoptó fue un puente arco metálico, de 78,80 m de luz libre, que salta el río de lado a lado. Fig. 1.

La instalación de un puente arco sobre un terreno de características resistentes pobres a efecto de esfuerzos horizontales es posible con la utilización de una tipología estructural como la utilizada en este caso, en la que la componente horizontal del empuje del arco se traslada al tablero por medio de los puntales inclinados.

El par de fuerzas horizontales, H, es equilibrado por un par de fuerzas verticales, $N_2$ y T, una de ellas ascendente, compensada con el estribo contrapeso, y una segunda descendente, equilibrada por los pilotes. Por esta razón, para que el arco funcione como tal es fundamental que el circuito de las fuerzas horizontales esté completo. Fig. 2.

## I. TABLERO

El tablero del puente es de construcción mixta hormigón-acero, formado por dos vigas cajón trapeciales, metálicas, de 43 cm de canto y caras inferior y superior de 60 y 80 cms. Estas vigas, separadas entre sí 6,4 m, se conectan a un tablero de hormigón, de 12,8 m de anchura, formado por una losa de hormigón de espesor variable.

Fig. 1.

La longitud del tablero es de 134 m, en la que se destacan 12 luces de 16 m y 11 m en los extremos, y alrededor de 9,8 m las centrales situadas sobre el arco. Tanto las vigas cajón como el tablero de hormigón se pretensan longitudinalmente con 12 unidades de pretensado formadas por 12 cordones de 0,6" de diámetro.

Las cuatro unidades instaladas en las dos vigas cajón tendrán vaina de P.V.C., de 100 mm de diámetro, mientras que las ocho unidades restantes



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

Fig. 2.

instaladas en el hormigón de la losa tendrán vainas normales de pretensado.

El resto de la armadura del tablero, tanto longitudinal como transversal, está formada por redondos de armadura pasiva, de 16 y 25 mm de diámetro.

Las vigas cajón metálicas están formadas por dos tipos de aceros: A52-c para la zona situada sobre terreno firme y A42-b para la zona situada sobre el arco. En su unión con el estribo y sobre las pilas 1 y 2 existe un refuerzo metálico del mismo material que el de las vigas y situado en la parte inferior de las mismas.

Los conectadores, distribuidos en número variable a lo largo del puente, son de 22 mm de diámetro y 102 mm de altura. Tanto las vigas metálicas como el hormigón están pintadas de blanco con un poco de gris, para dar un acabado final blanco no muy intenso.

## II. ARCO

El arco es una parábola de segundo grado. Referido al eje que une entre sí sus arranques, tiene 78,8 m de luz y una flecha de 9,8 m, lo que le determina una relación flecha/luz igual a 1/8,2. Una parte del arco, con proyección horizontal de 3,49 m, y en la zona de arranques, es de hormigón; el resto es de acero A52-c, con sección rectangular de 1,00 m de ancho y 0,8 m de canto y chapas de 30 mm soldadas en sus esquinas. Fig. 3.

Los ejes de los arcos están separados entre sí 6,4 m y se arriostran horizontalmente con una triangulación formada por tubos de 200 mm de diámetro y espesores que varían entre 5 y 12,5 mm.

La unión entre arriostramiento y arcos se realiza por chapas, paralelas a la directriz del arco, de 12 mm de espesor. Los arcos no llevan más rigidización interna que la correspondiente a la transmisión de cargas de los ejes de las columnas a las paredes del arco. El color del arco es el mismo que el de las vigas metálicas.

## III. PILARES

Los pilares que relacionan el dintel con el arco

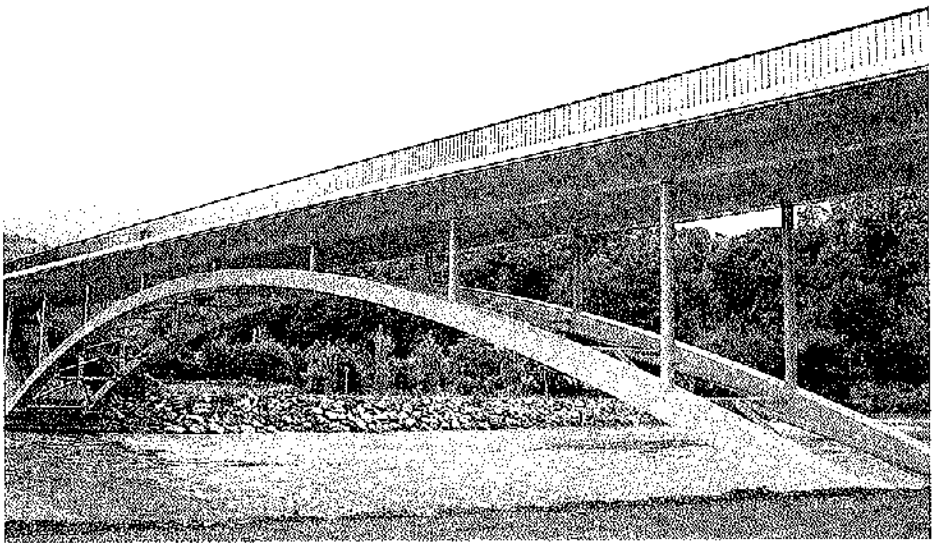


Fig. 3.



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

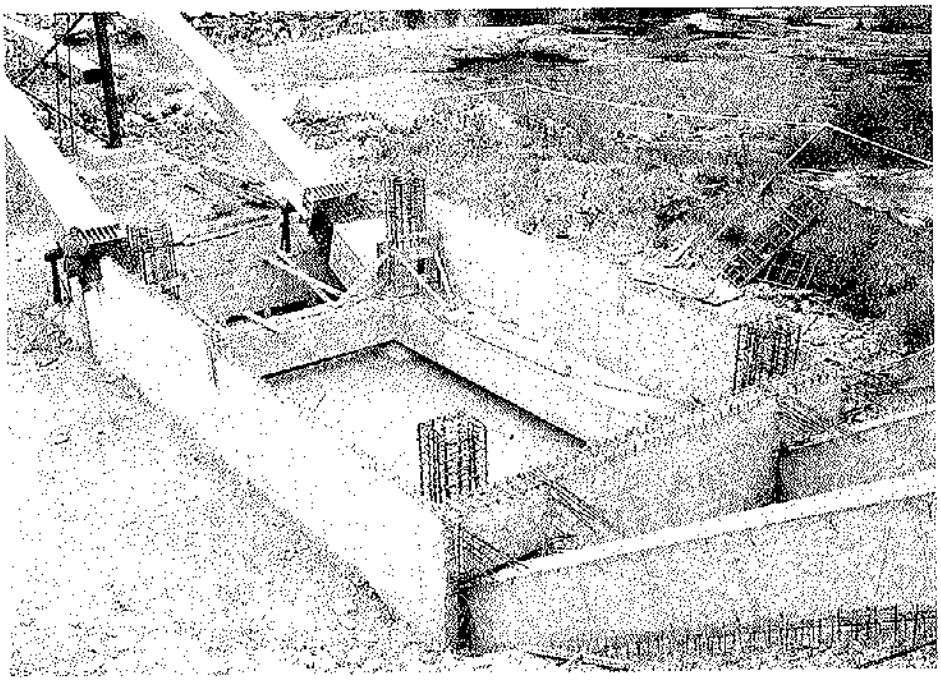


Fig. 4.

o el dintel con la cimentación son tubos de 400 mm de diámetro, 25 mm de espesor y acero A42-b.

Unicamente los pilares 1 y 2 son bi-empotrados; los demás pilares se encuentran soldados al arco y unidos al dintel por medio de un apoyo de neopreno zunchado, de 350 mm de diámetro y 84 (60) mm de espesor. El acabado de los pilares es del mismo color que el dintel, arco y vigas.

## IV. CELULAS DE HORMIGON Y ESTRIBOS

La referencia del arco al dintel y al suelo de cimentación se realiza por medio de puntales de hormigón armado.

El arranque de los arcos es un puntal recto, de 1,4 m de anchura por 1,2 m y 3,85 m de longitud. En un extremo se instala la conexión con el arco metálico.

El puntal horizontal se sitúa ente los dos puntales indicados y tiene una anchura variable entre 1,4 m en su contacto con el arranque del arco y 1 m en su contacto con el puntal indicado. Su canto es de 1 m. Fig. 4.

El puntal inclinado se desarrolla hasta la parte superior del estribo. Tiene una sección cuadrada, de 1,00 x 1,00 m.

Cada uno de estos tres puntales se unen transversalmente entre sí en los puntos de quiebro, por medio de dos vigas horizontales de 1,00 x 0,8 m en la parte inferior y una viga transversal superior que se desarrolla de lado a lado del dintel y sirve de intercambiador de cargas entre puntal inclinado, dintel y estribo contrapeso. El pretensado longitudinal del dintel atraviesa esta viga, Fig. 5.

El estribo-contrapeso consta de dos pilares, de 2 m de canto y 1,4 m de anchura, pretensados verticalmente por dos unidades de 19 cordones de 0,6", tesados a 320 t cada uno y que unen el contrapeso con el dintel. En la parte inferior se dispone una viga longitudinal, de 12,8 m de longitud,

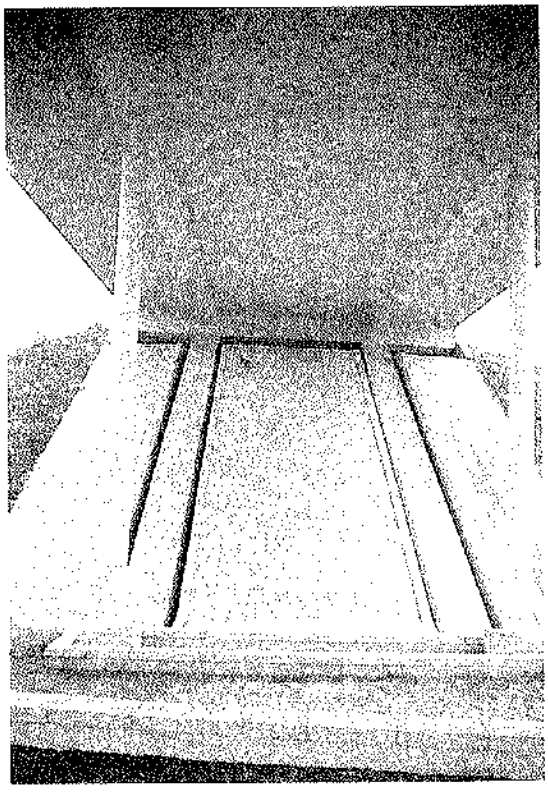


Fig. 5.



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

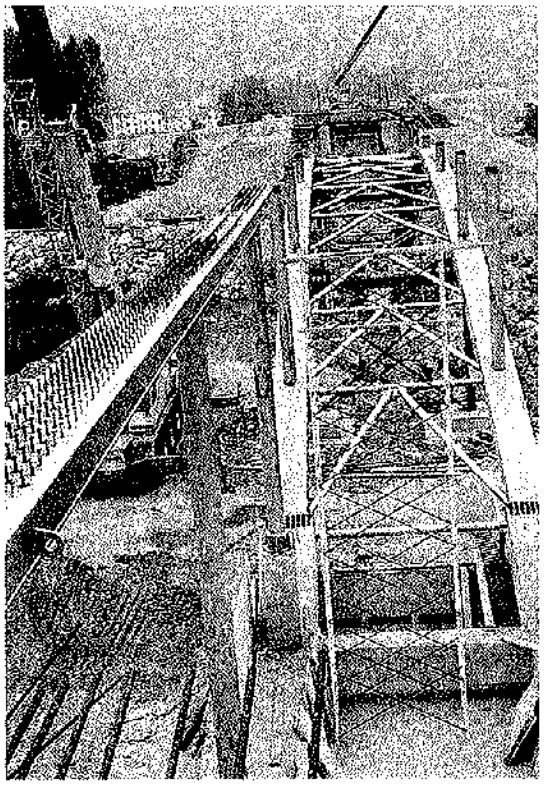


Fig. 6.

1,5 m de canto y 4,4 m de anchura, que constituye, con su propio peso y las tierras superiores, el anclaje del puente. Fig. 6.

En su parte superior se dispone una "cuna" de hormigón armado que constituye el estribo propiamente dicho y sobre la cual se disponen dos apoyos de neopreno de 55 x 600 x 174 (126).

## V. CIMENTACION Y RECINTO INFERIOR

Arco-dintel y célula triangular, que es una unidad estructural completa y cerrada, sometida a variaciones de longitud por la temperatura, fluencia y retracción del hormigón, debe tener libertad para moverse, por lo que se independiza totalmente del suelo por medio de un cajón hueco. En su parte superior se sitúan los paseos laterales longitudinales al río y dos pasos adosados, uno en cada estribo, para que puedan pasar de uno a otro lado del puente los pequeños vehículos utilizados por los labradores, sin invadir los pasos peatonales.

La parte inferior de este cajón constituye el encepado de los pilotes y el suelo del recinto que, con una pendiente de 2%, vierte al río las aguas que puedan llegarle. Está formada por cuatro vigas, de 1 x 1 m, de hormigón armado, y una losa, de 0,25 m de espesor, también de hormigón armado.

El techo de esta célula, por donde se desarrollan los caminos, está formada por una losa de 0,2 m de espesor, y en su mitad existe una viga oblicua, oblicuidad que corresponde a la dirección de los caminos laterales de ribera. La viga transversal y la losa son de hormigón armado.

Las paredes laterales del cajón tienen 20 cm, 40 cm y 45 cm de espesor y son de hormigón armado.

Este cajón cerrado tiene aberturas para la salida de los pilares verticales, los puntales traseros y el arranque de los arcos.

Todo este cajón se prolonga hacia atrás con dos "U" de hormigón que alojan e independizan del suelo los puntales inclinados principales.

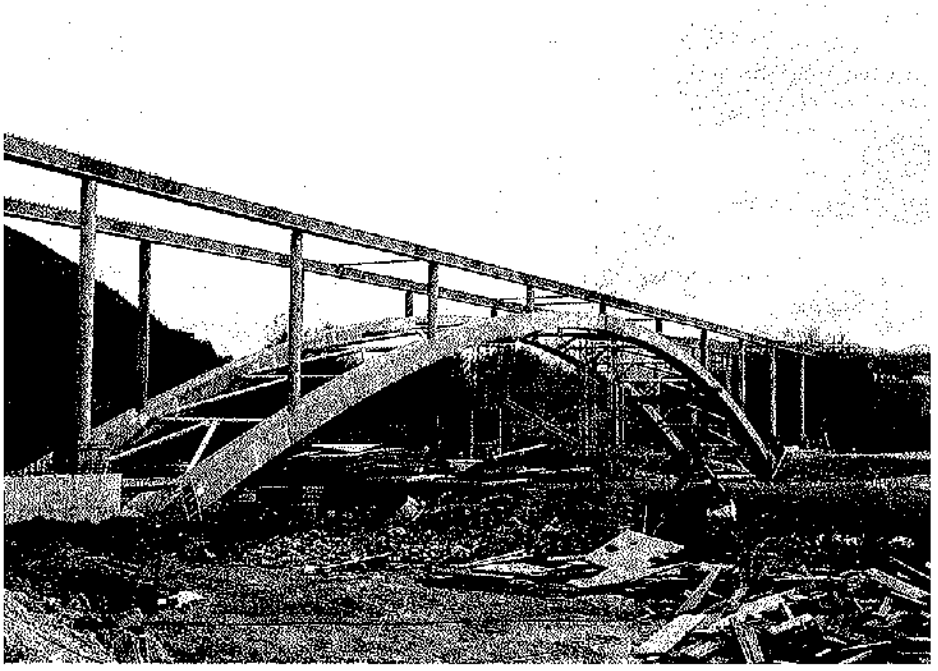


Fig. 7.



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

Los pilotes son de 1.800 mm de diámetro y van armados longitudinalmente con redondos de 25 mm de diámetro.

Encima del encepado de los pilotes se disponen apoyos de neopreno de 66 x 700 y 800 x 800 para permitir la movilidad del arco.

## VI. CONSTRUCCION

En las primeras fases de construcción se realizan las cimentaciones de pilotes y zapatas del recinto de apoyo del arco y de los estribos-contrapeso, procediéndose a continuación a la construcción de los puntales, tanto horizontales como inclinados, así como del estribo contrapeso.

El montaje del arco metálico se realizó con la ayuda de tres puntales metálicos provisionales, cimentados en el cauce del río con la ayuda de penínsulas. Fig. 7.

Con el arco apeado, se procedió al montaje de los pilares y vigas longitudinales de acero, que se montaron con la entubación precisa para alojar los cables de pretensado correspondientes.

Una vez hormigonada la unión de las vigas longitudinales con el estribo contrapeso se procedió al tesado de los cables de pretensado interiores a los cajones metálicos y, simultáneamente, los cables de pretensado vertical de los estribos.

Estos cables están destinados a resistir la tracción del tablero correspondiente al peso propio y carga muerta, con lo cual el circuito de cargas horizontales, correspondiente a la carga permanente, estaba completo; por lo que se procedió a desapuntalar el arco y eliminar las penínsulas provisionales.

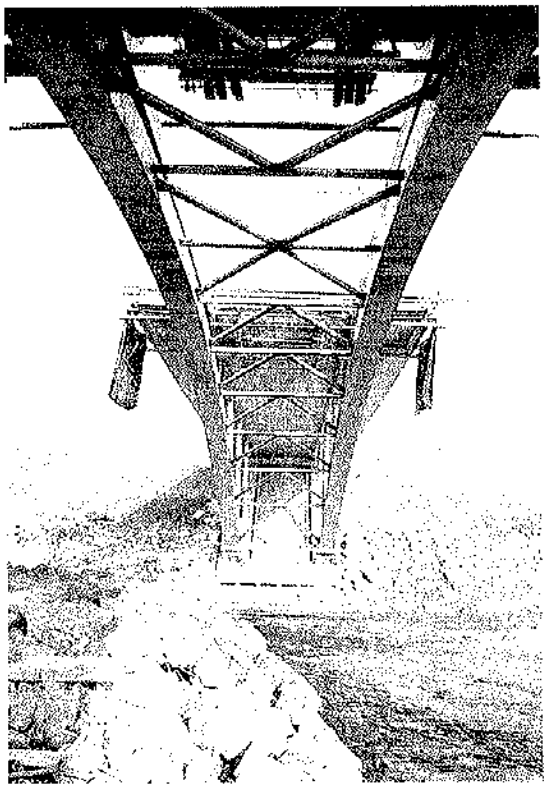


Fig. 8.

A continuación, se procedió a la construcción "in situ" de la losa de hormigón, por dovelas, mediante dos carros que se apoyaban en las vigas longitudinales. Fig. 8.

El hormigonado se realizó de forma simétrica desde los estribos hacia la clave del arco.

Finalizado el hormigonado se tesaron los cables longitudinales de pretensado del tablero de hormigón.

El puente se concluyó con las operaciones de instalación de impostas prefabricadas, defensas y pavimentación, así como el cierre del recinto de apoyos del arco.


## RESUMEN

Se trata de un puente arco metálico, de 78.80 m de luz libre, con tablero superior mixto, sobre el río Sella, aguas arriba de Arriondas (Asturias).

La singularidad de la solución adoptada estriba en que solamente se transmiten cargas verticales a la cimentación de pilotes, ya que las componentes horizontales del arco se trasladan al tablero por medio de unos puntales inclinados.

El tablero, de construcción mixta, hormigón-acero, está formado por dos vigas cajón trapeciales de acero y losas de hormigón de espesor variable.

Se describen asimismo todas las características generales y constructivas de los diferentes elementos.



## SUMMARY

It is an arch bridge made of steel with a 78.80 m main span and with a composite steel-concrete deck, over the Sella river, upstream Arriondas (Asturias).

The main features of the solution adopted is that only vertical loads are transmitted to the pile foundations. The horizontal forces from the arch are transmitted to the upper deck by the inclined struts.

The composite steel-concrete deck is formed by two box girders made of steel and a concrete slab with variable thickness.

The main geometrical and constructional features of the different elements are also described.





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

# NUEVA PUBLICACION

## "ARIDOS"
## Aridos naturales y de machaqueo para la construcción (2ª Edición)

## Publicación Especial nº 9 de la "Geological Society" sobre Ingeniería Geológica editado por M. R. Smith y L. Collis y en versión española por L.E. Suárez y M. Regueiro

La versión española del manual de **"ARIDOS"**, subtitulado **"Aridos naturales y de machaqueo para la construcción"**, publicación de más de 400 páginas y de 200 figuras, ha sido galardonado con el Trofeo Brewis de la Sand and Gravel Association (SAGA), siendo comentado por el **"Canadian Geotechnical Journal"** de esta manera: **"Si su trabajo tiene que ver con el uso de los áridos, compre este libro y no lea más".**

Además de estos reconocimientos, las razones que han llevado al Ilustre Colegio Oficial de Geólogos de España a adquirir los derechos de la versión española a la Geological Society fueron:

1. Se puede afirmar que es el **más avanzado manual de áridos** editado en lengua inglesa, totalmente actualizado, ya que esta segunda edición fue publicada en 1993.
2. Puesto que en España y demás países de la Unión Europea, la normativa de áridos está siendo adaptada a las directrices del Comité Europeo de Normalización CEN/TC 154 "Aggregates", este libro **informará sobre la normativa de áridos europea en el horizonte del año 2000,** dado que el Reino Unido es el país más avanzado en el conocimiento técnico de los áridos, estando un importante número de presidencias de los subcomités y la secretaría del CEN/TC 154, gestionadas por la British Standard Institution.
3. Además de la versión española, los capítulos normativos están completados por Anejos realizados por el panel de Presidentes del Comité Técnico de Normalización AEN/CTN 146 "Aridos", en los que se analiza la normativa española en el proceso de normalización europea.

En definitiva, quien desee conocer todo acerca de la normativa de los áridos en España, y **necesite saber cuál será el estado del arte de los áridos en España en el horizonte del año 2000,** a causa del proceso de armonización de la normativa europea, encontrará en este libro, cuyo precio es 6.900,–pesetas, una referencia esencial y valiosa que podrá utilizar durante muchos años.

Los interesados en adquirirlo, deberán remitir sus pedidos a:

ICOG
Avda. Reina Victoria, 8-4ºB
28003 MADRID
Tel.: 553 24 03
Fax: 533 03 43



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

591-2-274

# Algunos puentes singulares proyectados y construidos por Ferrovial

**Santiago P. Fadón; Valverde Agüi e Inmaculada Roche**
**Oficina Técnica Ferrovial**

## 1. ESTRUCTURA E-10 (PUENTE PEGASO)

Este puente ha sido publicado en un artículo monográfico, en el número 181 de la revista Hormigón y Acero. En ese artículo se trataba principalmente de los aspectos de cálculo, por lo que aquí trataremos de justificar el Diseño y exponer el Proceso de Construcción, remitiendo al lector a aquel otro artículo si está interesado en los aspectos del cálculo.

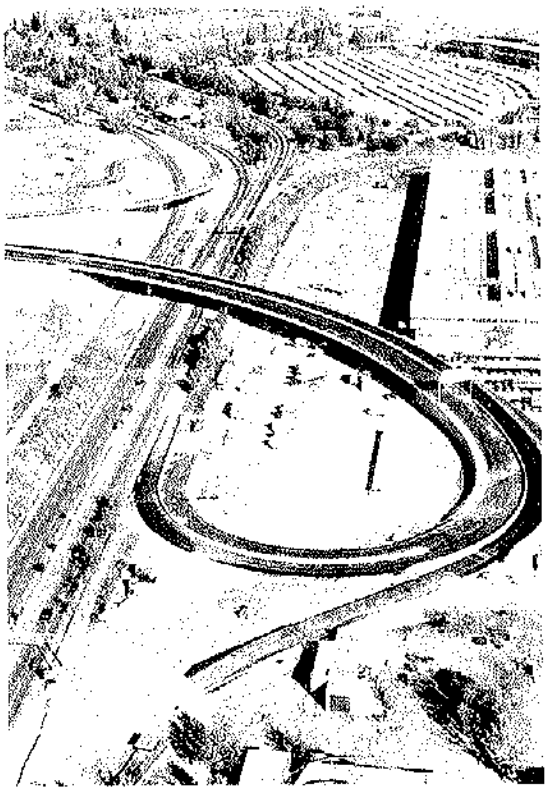


Fig. 1. Puente Pegaso sobre la Av. de la Hispanidad. Barajas. Madrid.

### 1.1. Descripción del puente

El puente cruza oblicuamente sobre la Avenida de la Hispanidad, conectando el nuevo Acceso a Barajas con las instalaciones del Aeropuerto (Fig. 1). Se trata de un puente de 172.4 m de longitud que se distribuyen en cinco vanos, los interiores de 36.80 m de luz y los extremos de 31.0 m (Fig. 2).

El tablero del puente es una losa continua aligerada, pretensada y hormigonada "in situ". La sección transversal tiene un ancho total de 17.30 m, con un núcleo de 12,00 m y voladizos laterales de 2,65 m. El canto de la losa es de 1,60 m, con 6 aligeramientos rectangulares de 1,00 m por 1,30 m. Sobre las pilas, la sección se maciza en una longitud de 2,0 m a cada lado del apoyo.

El trazado en planta es curvo, comenzando con un círculo de radio 300 m, seguido de una clotoide de 175 m de parámetro y finalizando con un radio de 180 m.

El apoyo se realiza en cuatro pilas de fuste único, de sección circular de 1,6 m de diámetro, siendo éste el aspecto más destacable del puente, pues es un tablero de gran anchura (17,30 m como queda dicho) sobre apoyo único en todas las pilas. (Fig. 3).

### 1.2. Diseño

La idea de diseñar un puente tan ancho como este con un fuste único por pila, se fundamenta en el hecho de que el mismo es oblicuo a la vía inferior sobre la cual cruza, apartándose unos 30° del trazado ortogonal a la misma. Por supuesto, se podría haber realizado el puente con esta oblicui-



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

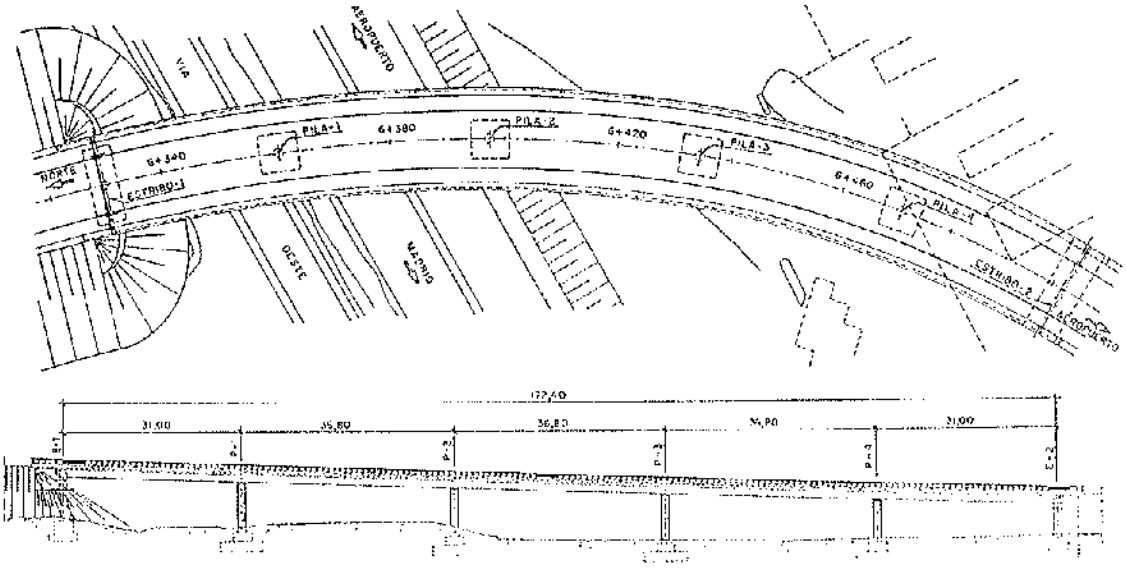



Fig. 2. Planta y Alzado del Puente Pegaso.

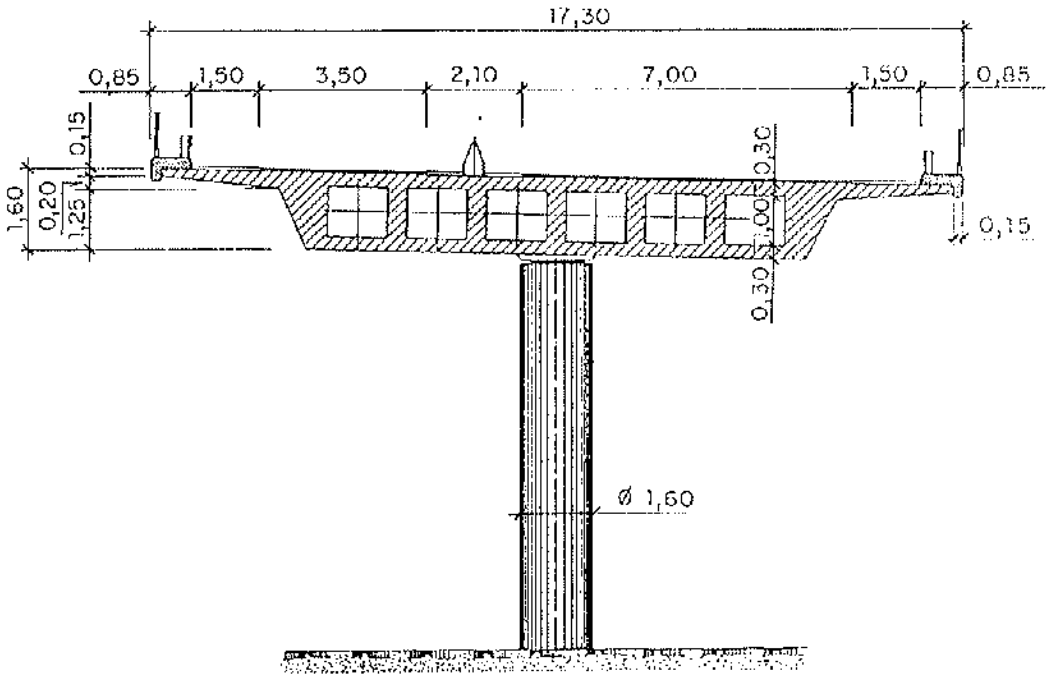



Fig. 3. Sección de apoyo en fuste único.

dad, disponiendo doble apoyo oblicuo en cada pila. O bien dividiendo el tablero en dos puentes gemelos de menor ancho cada uno, con doble apoyo oblicuo, tal como venía en el proyecto base del concurso. Pero nos pareció una buena ocasión para realizar un ejemplo de lo que se puede y se debe hacer en estos casos aprovechando las posibilidades que nos dan las calidades de los materiales de que se dispone hoy en día. Si se estuviera hablando de un puente de vigas, habría, efectivamente, que dar apoyo a cada una de las vigas, generando un cargadero bajo las mismas; pero en el caso de un puente losa, el propio tablero puede funcionar transversalmente como cargadero, apoyándose en un solo fuste. De hecho, hasta 10 m de ancho por lo menos, las flexiones transversales del tablero se pueden resistir en la banda de pila como hormigón armado simplemente.

Para anchos mayores hay que pretensar el tablero transversalmente en la banda de pila. En realizaciones nuestras anteriores (Puente de Villa-



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

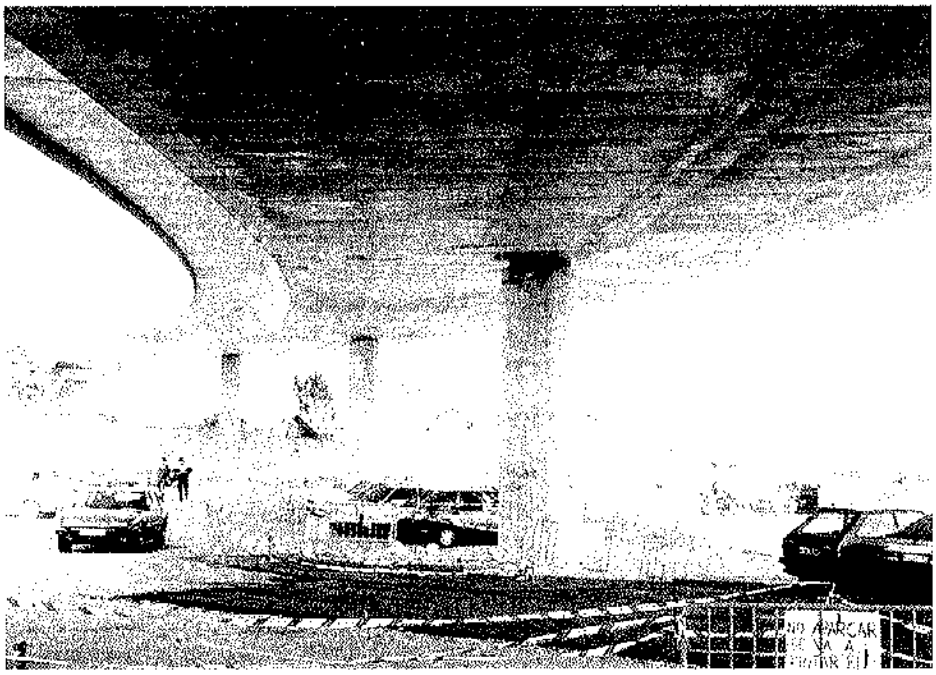


Fig. 4. Claridad proporcionada por los apoyos en fuste único.

baso, para el Ayuntamiento de Bilbao, con un ancho de 15,4 m), ya habíamos tanteado la aplicación del pretensado transversal para diseñar y construir tableros muy anchos con un fuste único por pila. En el Puente Pegaso, sobre la avenida de la Hispanidad en Barajas, hemos llevado esta idea al límite, diseñando un tablero, de 17,30 m de ancho, sobre apoyos únicos en cada pila.

Para comparar la estética de este puente con la que hubiera resultado caso de proyectarlo con dos o tres fustes oblicuos por cada pila, sugiero al lector que se entretenga en dibujar tres fustes por pila, de diámetro mitad del realizado, sobre la (Fig. 4) y juzgue por sí mismo el resultado. Espero que este pequeño experimento estético ayude a evitar en el futuro el proyecto de esos pasos superiores que todos hemos visto sobre nuestras autovías que, aun siendo ortogonales y con menos de 10 m de ancho, tienen palizadas de dos y tres fustes por pila.

### 1.3. Respuesta estructural

El diseño de tableros anchos sobre apoyo único en el sentido transversal, plantea principalmente tres problemas: Resolver las tracciones transversales en la viga traviesa de la banda de pila, llevar las torsiones a los estribos y absorber con el pretensado longitudinal la distribución transversal de la flexión longitudinal. Lo primero se resolvió introduciendo un pretensado transversal en las riostras sobre pilas, constituido por 11 tendones de 19 cordones de 0,6" en cada pila, tesados al 80% de su fuerza de rotura. Lo segundo, utilizando hormigón de 400 kg/cm$^2$ de resistencia característica a los 28 días, aligeramientos rectangulares en la losa y macizando el tablero en los 6 m más cercanos a los estribos. Y lo tercero se resolvió con una distribución no uniforme en el tablero, del pretensado longitudinal. Este pretensado está constituido por 6 tendones de 19 cordones de 0,6" y 10 tendones de 16 cordones de 0,6", concentrándose los más potentes en el centro del tablero. Existen, además, otros cuatro tendones longitudinales (dos de 19 cordones de 0,6" y otros dos de 15 de 0,6") de trazado recto y situados en las esquinas de la sección transversal de la losa, con el fin de resistir las tracciones longitudinales que se derivan del decalaje que producen las grandes torsiones de este tablero.

### 1.4. Proceso de construcción

Dado la longitud del puente y su ancho, el volumen total de hormigón que había que poner en obra era de unos 2.400 m$^3$, lo cual hubiera sido difícil de poner en obra en un solo día. Además, los cables de pretensado hubieran tenido 172 m, lo que hubiera sido mucha longitud, incluso tesando desde los dos extremos. Por todo ello se decidió hormigonar el puente en dos zonas. La primera comprendía los vanos 5, 4 y 13 m del vano 3. La segunda, el resto del vano 3 y los vanos 2 y 1. Por otra parte, la sección lleva aligeramientos rectangulares, por razones de cálculo, y el hormigón, incluso con superfluidificantes, no entra bien debajo de este tipo de aligeramientos. Por ello, el



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

hormigonado de cada zona hubo que hacerlo en dos fases. En la primera se hormigonó la losa inferior. Una vez endurecida, se colocaron los aligeramientos y se termino de ferrallar. Después, se hormigonó la segunda fase que comprendía el resto de la sección. Naturalmente, se estudio la deformación de las cimbras bajo el peso del hormigón fresco de la segunda fase, a fin de que esta deformación que se le impone al hormigón endurecido de la primera fase no produjera fisuración en el mismo. Este fenómeno, rara vez contemplado por los subcontratistas de cimbras, obligó en nuestro caso a disminuir las flechas de las cimbras, acortando la luz de sus vigas de celosía principales.

Quiero hacer aquí un paréntesis para llamar la atención contra el empleo de aceros de alto límite elástico en las cimbras compuestas con vigas de celosía e incluso en las convencionales de puntales, ya que en muchos casos estas cimbras habría que dimensionarlas por criterios de limitación de deformaciones y no por criterios de tensión admisible. La utilización de estos aceros de alto límite y el "olvido" de comprobar deformaciones, lleva a cimbras muy deformables que luego dan todo tipo de problemas de fisuras, bien sea por las deformaciones de hormigones ya endurecidos debidas a hormigonados de fases posteriores; bien por el efecto muelle de las cimbras durante el tesado de los tableros.

Volviendo ahora al proceso constructivo del Puente Pegaso, hay que señalar que al tener que dividir el hormigonado en dos zonas se planteó el problema de que al descimbrar la primera se produciría la flexión transversal de la misma sin tener toda la carga en la sección de corte. Esto producía una complicación en la respuesta estructural, pues al descimbrar la segunda fase tendríamos una discontinuidad a izquierda y derecha de esta sección, en lo que a flexiones transversales y torsiones se refiere. Además, esta discontinuidad tendería a disminuir por el fenómeno de fluencia y el modelo de cálculo se complicaba extraordinariamente. Se decidió por ello disponer, en las pilas 3 y 4 correspondientes a la primera zona, sendos puntales a ambos lados de cada pila, que evitan esta flexión transversal hasta que se descimbre la segunda zona (Fig. 5). Cada puntal se dimensionó por criterios de deformación admisible (el acortamiento bajo carga no sería mayor de 2 mm) de tal modo que evitaran la mayor parte de la flexión transversal en la riostra de pila. Resultaron dos perfiles HEB 600 para cada puntal.

Con todos los condicionantes anteriores se procedió a ejecutar el Puente con las siguientes operaciones:

- Cimbrado (incluyendo la colocación de los puntales de pilas), ferrallado y hormigonado (en las dos fases dichas) de la primera zona.
- Ejecución de una primera fase del pretensado longitudinal al 65% de su fuerza de tesado prevista en total.
- Descimbrado de la primera zona, excepto de los puntales de pilas, que quedan puestos.

  Cimbrado (conectando con el vano anterior, colgando la cimbra del extremo del voladizo ya ejecutado), ferrallado y hormigonado (en las dos fases dichas) de la segunda zona.
- Ejecución del pretensado longitudinal de la segunda zona, en su primera fase, al 65%.
- Ejecuciones sucesivas y alternadas de las dos

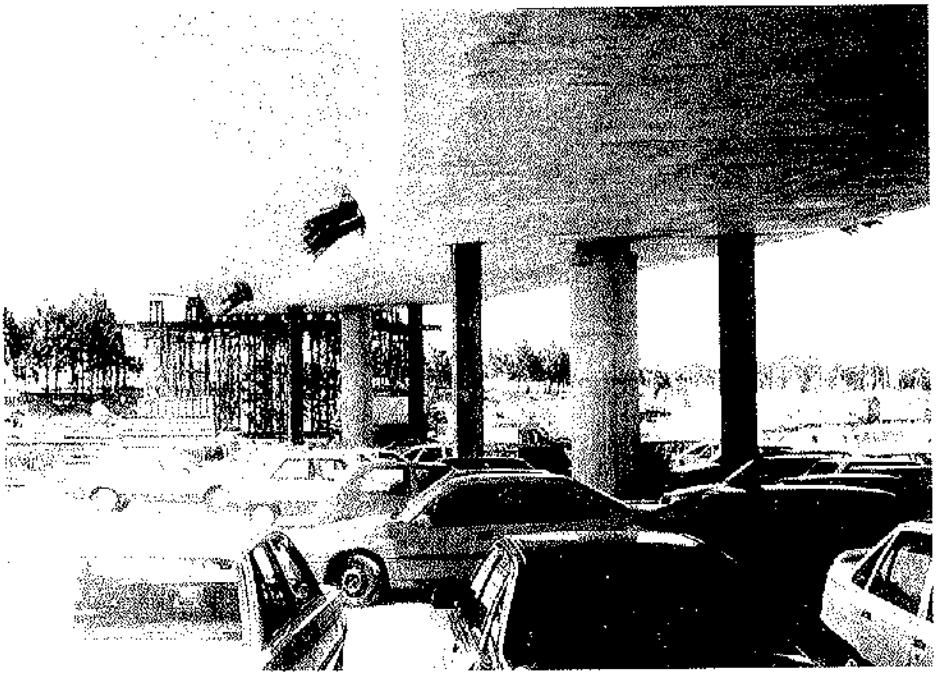


Fig. 5. Puntales en pilas 3 y 4 durante la construcción.



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

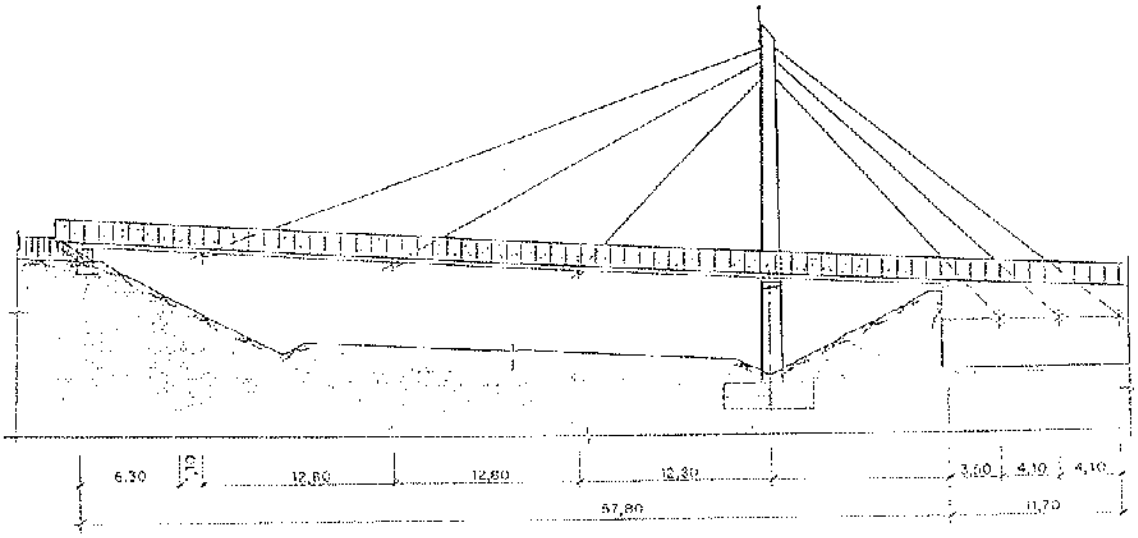



Fig. 6. Alzado con las dimensiones principales de la Pasarela del Mazo.

fases del pretensado transversal y la fase restante del pretensado longitudinal.

- Una vez introducido todo el pretensado, los puntales de pilas (sin carga) se desmontaron.
- Finalmente, se procedió a las operaciones de terminación y remate del Puente, tales como sellados de cajetines, inyección de las vainas, etc.

## 2. PASARELA ATIRANTADA EN EL NUEVO ACCESO A BARAJAS

La pasarela atirantada de Barajas permite el acceso peatonal sobre la autovía, a una zona de viviendas y a unos colegios próximos al pueblo de Barajas. La Dirección de Obra decidió prestar especial atención a los aspectos estéticos, dada su ubicación urbana. Se realizaron estudios preliminares de diferentes alternativas y finalmente se eligió una pasarela, atirantada desde una sola torre.

### 2.1. Descripción

La pasarela tiene una luz de 45,8 m. desde el eje de la torre hasta el apoyo en el estribo del vano principal (Fig. 6). El vano de compensación tiene una luz de 12,0 m. Así pues, la longitud total del tablero es de 57,8 m. El puente lleva tres tirantes, para soportar el tablero en el vano principal. Estos tirantes quedan a una distancia, medida sobre el tablero, de 12,80 m. La torre tiene 17,20 m sobre el tablero y 23,90 m de altura total. Los tirantes parten del extremo superior de la torre en forma de abanico y en un solo plano central. Sin embargo, los seis cables de retenida, que también salen en abanico del extremo de la torre, lo hacen en dos planos, para anclarse a los lados del estribo contrapeso. Contando la longitud de este contrapeso, el puente tiene una longitud total de 69,90 m.

El tablero es de hormigón armado, construido "in situ" sobre cimbra. Su sección transversal es rectangular, de 4,30 m de ancho, y 0,60 m de canto (Fig. 7).

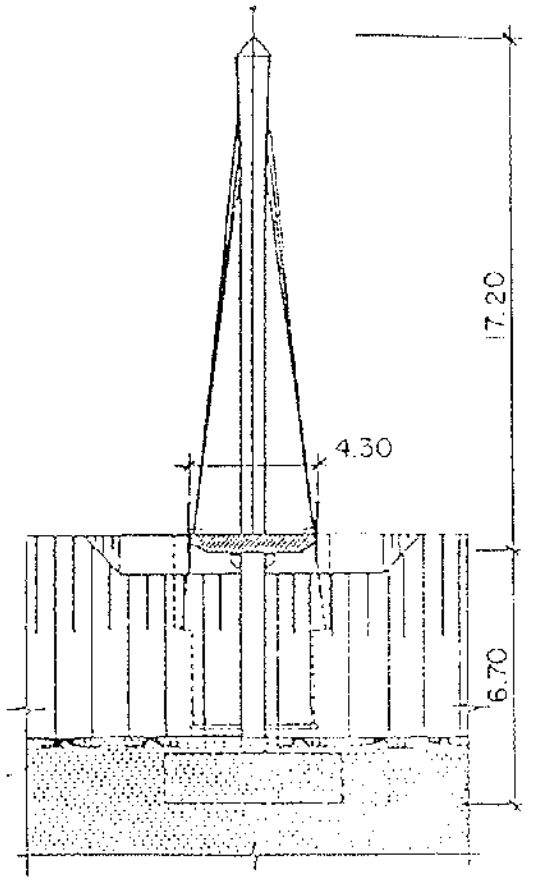



Fig. 7. Sección Transversal de la Pasarela del Mazo.



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

La torre es metálica, de acero patinable. Su sección transversal es rectangular, de ancho constante de 0,90 m y canto variable entre 1,4 m y 0,9 m. El estribo de contrapeso tiene una planta de 12,50 m por 5,30 m y una altura de 5,75 m. El interior está relleno de tierras y su peso aproximado es de 700 t. Tanto la cimentación de la Torre como la del estribo contrapeso es directa, mediante zapatas de hormigón armado.

Los tirantes y retenidas tienen un número diferente de cordones, según el dimensionamiento que determina el cálculo para que trabajen como máximo al 45% de su carga de rotura: el más largo tiene 26 cordones de 0,6", el siguiente tiene 19 de 0,6" y el más corto 12 de 0,6". Los cables de retenida extremos tienen 10 cordones de 0,6" y los centrales 17 de 0,6".

## 2.2. Diseño

Proyectar una pasarela debería conllevar siempre un ejercicio estético, por una parte, porque por su naturaleza suelen estar ubicadas en zonas urbanas en que la exigencia estética es más fuerte que en zonas rurales. Y por otra, porque las menores cargas que solicitan a un puente de este tipo, permite tratamientos más esbeltos y atrevidos de lo que permitirían otras estructuras de mayor luz y con cargas más pesadas. Si además de lo anterior, el encargo pone el énfasis en esa cualidad estética, como fue el caso de la pasarela de Barajas, el proyectista está obligado a cuidar su diseño hasta donde su formación y buen gusto le permitan. El resultado será siempre subjetivo en esta materia y serán los propios lectores en este caso los que habrán de juzgar si se consiguió el propósito (Fig. 8).

Algunos datos iniciales del problema permitieron realizar el diseño como un compromiso entre lo racional y lo estético.

- Por una parte, el estribo lado Barajas desembarcaba en un terraplén ejecutado a modo de barrera ecológica junto a unas viviendas próximas. Dado que no había acuerdo unánime entre los vecinos sobre esta forma de protección, cabía la duda de si esta barrera sería retirada o sustituida por otra en un futuro. Por ello, se quería una pasarela que hoy apoyaría en este terraplén pero que el día de mañana pudiera terminar en una escalera o rampa de acceso a la pasarela. Se pensó pues en un puente atirantado, de una sola torre, que permitiría no apoyar en este estribo, utilizando una losa de transición entre él y el tablero.
- Otro dato del problema era el corto plazo disponible para la ejecución. Por ello, se pensó en una torre de acero patinable, un tablero muy esbelto de hormigón "in situ" y unos tirantes autoprotegidos con polietileno blanco, que permitiría combinar los colores de los diferentes materiales con las formas de los distintos elementos. Así, el color ocre característico del acero patinable contrasta con el color blanco de los cables y con el gris del hormigón del tablero. Como complemento, se pensó en una barandilla "transparente", en policarbonato color caramelo, que permitiera advertir al espectador la esbeltez del tablero (60 cm solamente).

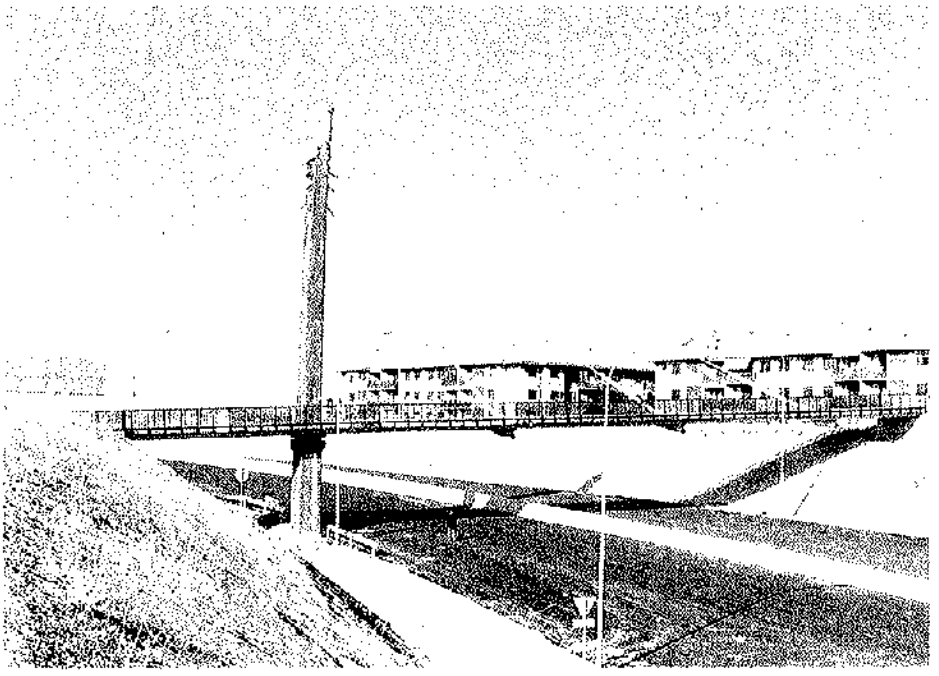


Fig. 8. Aspecto estético de la Pasarela del Mazo.



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

Por otra parte, y dentro de este marco general, se dispuieron una serie de detalles que resaltan el trabajo estructural del puente. Así:

- La torre tiene un marcado púlpito bajo el tablero, que permite adivinar el apoyo de éste en aquella.
- Los anclajes de los tirantes en el tablero no se han ocultado en el canto del mismo si no que se han marcado bajo el mismo para resaltar, igualmente, el apoyo del tablero en los tirantes.
- La coronación de la torre se ensancha en sección transversal, para señalar el espacio de anclaje de todos los cables, y sus cajetines quedan vistos.

Por otra parte, se han cuidado todos los detalles. Así, la sección transversal de la torre lleva grandes chaflanes en todas sus aristas, que suavizan la dureza que las mismas suelen tener en las piezas de acero. También el tablero lleva sendos chaflanes en sus dos laterales, para suavizar la visión del canto del mismo.

Finalmente, la única licencia ornamental que nos hemos permitido ha sido añadir un mazo en la coronación de la torre, en forma de icosaedro, y colocado asimétricamente en su parte delantera (Fig. 9) por lo que, según parece, han bautizado a esta pasarela con el nombre de "La pasarela del mazo".

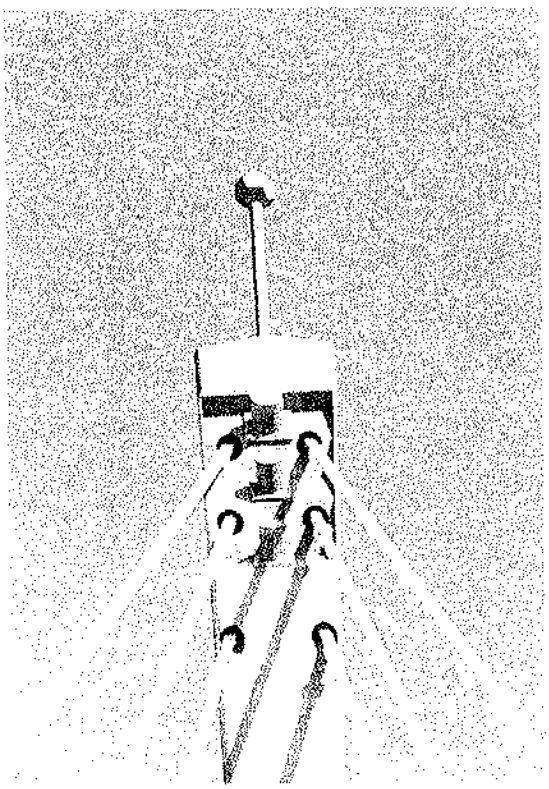


Fig. 9. Detalle del Mazo.

## 2.3. Respuesta estructural

Un puente atirantado se dimensiona de tal modo que bajo cargas permanentes (Puente vacío), todos sus elementos trabajan a esfuerzos axiles. Así, el tablero esta en compresión con algunas flexiones locales entre tirantes; los tirantes, en tracción pura, y la torre en compresión simple (con flexiones locales entre los anclajes de los cables) gracias al equilibrio que le proporcionan los cables de retenida que se anclan en el contrapeso.

Las sobrecargas de uso se resistirán en parte por flexión y en parte por incrementos de estos esfuerzos axiles que junto con los permanentes regirán en el dimensionamiento de los diferentes elementos. Así por ejemplo, al paso de la sobrecarga por el vano principal, la torre acumula energía elástica de tracción en los cables de retenidas pero (debido al alargamiento de estos) también energía de flexión hacia adelante.

En nuestro caso, la relación ancho luz que es muy pequeña y el tipo de atirantamiento, autoriza a simplificar, pudiéndose considerar que la respuesta es, en lo principal, la de una estructura plana y elástica. El tablero, además de estar soportado verticalmente por los tirantes, apoya en la pila y en el estribo contrapeso, pero queda libre en el estribo del lado Barajas, por las razones antes dichas. Así, se puede considerar como una viga con dos apoyos rígidos y otros tres elásticos. De este modo se pueden calcular cuales son las fuerzas necesarias en los tirantes para que, bajo carga permanente, solo haya flexiones locales.

Además, estas fuerzas tienen componentes horizontales que se transmiten al tablero y que se equilibran en el estribo contrapeso con una reacción horizontal sobre el mismo. Esta acción horizontal sobre el contrapeso, es de signo contrario a la componente horizontal que le producen los cables de retenida, por lo que bajo cargas permanentes la resultante de fuerzas horizontales sobre el contrapeso es nula (siempre que la torre sea vertical).

## 2.4. Proceso de construcción

El proceso de construcción se inició con la ejecución de las cimentaciones para la torre y el estribo contrapeso. La cimentación de la torre se estableció con el clásico sistema de barras tipo Dywidag, a través de una plantilla (chapa gemela de la de la base de la torre) para recibir la base de la torre. Bajo esta plantilla se dispusieron unas contratuercas que permitieron aplomar la torre perfectamente. Una vez la torre vertical, se hormigonó bajo la plantilla con un mortero sin retracción y se apretaron las tuercas.



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

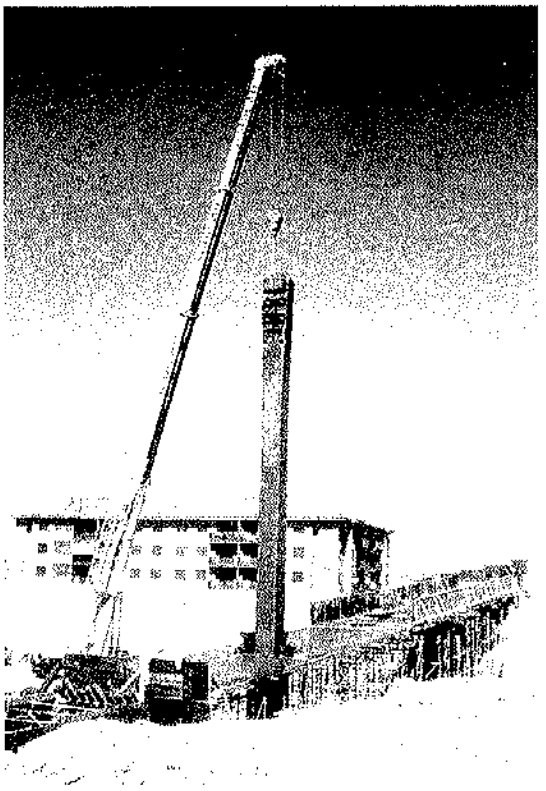


Fig. 10. Colocación de la torre sobre la pila. Montaje de cimbra y encofrado.

La torre se transportó desde el taller en dos mitades. La unión, a la altura del tablero, se ejecutó en obra por soldadura (Fig. 10). Al mismo tiempo que se colocaba la torre, se había cimbrado la mayor parte del tablero y se había ejecutado el contrapeso lleno de tierra y el estribo del lado Barajas.

El hormigonado del tablero se realizó en una sola fase e inmediatamente se procedió a la colocación de cables, que se lleva el tiempo necesario para que el tablero alcance su resistencia característica (Fig. 11). El proceso de puesta en tensión de los tirantes se realizo según un cálculo preciso de desmontaje que dió lugar a los siguientes pasos:

- Una vez que el hormigón del tablero alcanzó una resistencia de 250 kg/cm², se procedió a tesar las dos retenidas más cercanas a la pila, aplicando a estos cables una fuerza de 17,3 t. A continuación se tesó el tirante más cercano a la pila, a una fuerza de 105,8 t.

- Seguidamente, se pasó a tesar las dos retenidas centrales a una fuerza de 120,4 t, continuando por el tirante central a una fuerza de 178,4 t.

- Por último, se tesarón los dos cables de retenida extremos, a una fuerza de 56,4 t, y el último tirante, a una fuerza de 170,4 t.

A medida que se iban tesando los tirantes se procedía a descimbrar la zona de tablero cobaricéntrica con ellos.

Una vez terminada la puesta en tensión de los cables y "retirada la cimbra" se tomaron cotas de los puntos de encuentro de los tirantes con la cara superior del tablero. Además, se midieron, con los propios gatos de tesado, las fuerzas que habían quedado en tirantes y retenidas. Nos llevamos la sorpresa de que las fuerzas en los tirantes y en las retenidas no coincidían con las que deberían quedar al final del proceso de montaje. Y lo que era más raro, el valor total de la resultante vertical era menor del previsto. Una inspección de las condiciones reales en las que se encontraba la obra, nos permitió advertir que los husillos de la parte final

Fig. 11. Hormigonado del tablero.



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

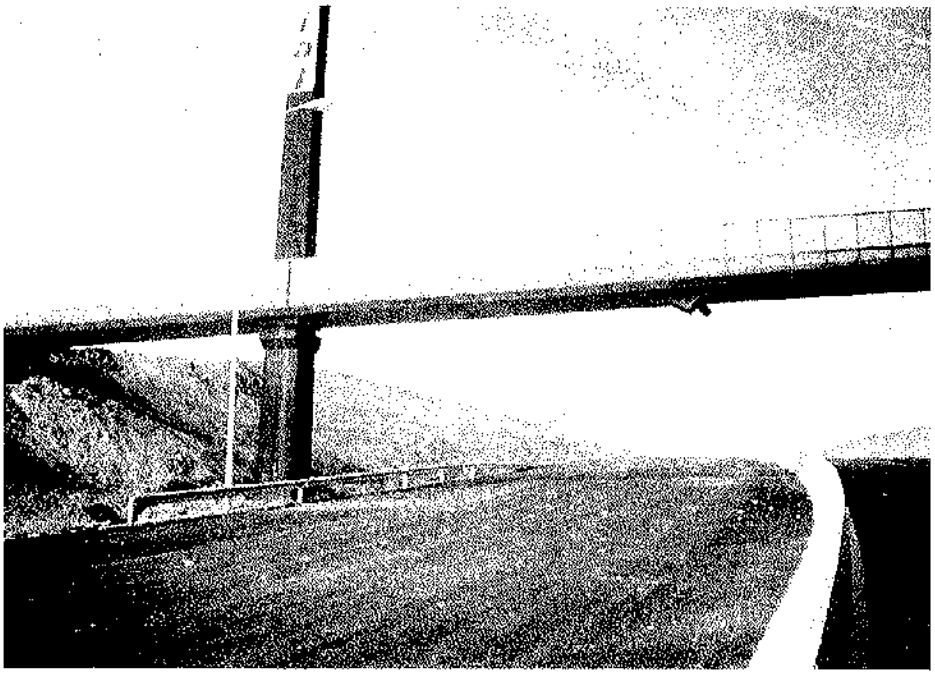


Fig. 12. Barandilla de policarbonato transparente de color caramelo.

de la cimbra, en la zona de la losa de transición cercana al estribo, no estaban sueltos, o lo que es lo mismo, la cimbra no estaba descimbrada totalmente. Se procedió a descimbrar completamente esta zona y las fuerzas en los tirantes se ajustaron, dentro de un 5% de sus valores teóricos.

Finalmente, se procedió al montaje de la barandilla y de los tubos antivandalicos para los tirantes y retenidas. La barandilla era de policarbonato transparente, para resaltar la esbeltez del tablero (Fig. 12). Pero el vandalismo de los usuarios nos convenció de que, a pesar de la garantía dada por el fabricante, el material era rompible. En unos pocos días quedo destrozada y hubo que sustituirla por otra de acero convencional, lo que habla bien a las claras del nivel de educación cívica que todavía tienen nuestros escolares en España.

## 3. PASO SUPERIOR E-1. VIA DE CINTURA TRAMO IV. PALMA DE MALLORCA

Se trata de un Paso Superior que soporta una calle del extrarradio de la ciudad sobre la autopista denominada Vía de Cintura que circunvala Palma de Mallorca por el interior.

### 3.1. Descripción

La longitud total del paso es de 54,50 m distribuida en tres vanos de 37,50 m el central y 8,50 m los extremos. Esta distribución de luces venía impuesta por la geometría del desmonte de la autopista debajo del puente, por lo que se decidió un pórtico de células triangualres, con péndolas pretensadas (Fig. 13).

El tablero del puente es una losa maciza de hormigón pretensado, de canto variable desde 1,60 m en secciones sobre pilas, a 0,90 m en centro de vano. El ancho total del tablero es de 19,50 m en casi toda su longitud, excepto a la entrada del vano 1 en el cual el ancho es variable para acomodarse a una glorieta inmediata, pasando de 24,50 m en el estribo, a 19,50 m a la altura de la

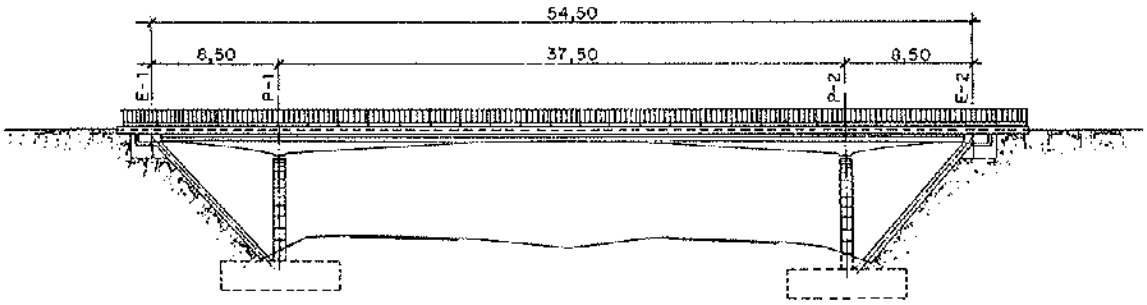



Fig. 13. Puente E-1 sobre la vía de cintura de Palma de Mallorca.



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

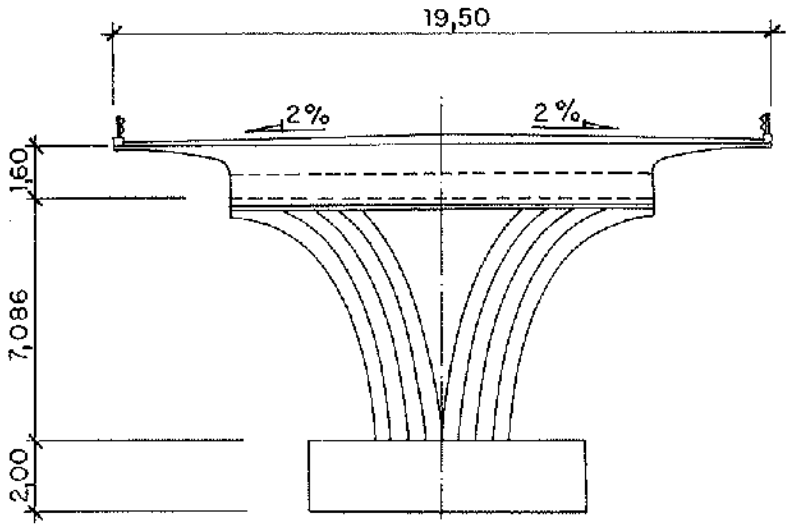



Fig. 14. Sección transversal del tablero sobre la Pila en copa.

pila. El tablero se hormigonó "in situ" sobre cimbra. El pretensado longitudinal está constituido por 36 tendones de 12 cordones de 0,6", tesados al 75% de su fuerza de rotura.

Las pilas son tipo pantalla y, en el sentido transversal, tienen forma de copa, con un ancho de 4,00 m en el arranque, llegando arriba al mismo ancho de la base del tablero, 12,50 m (Fig. 14). En el sentido longitudinal el canto es de 1,0 m. El apoyo del tablero en las pilas se realiza mediante rótulas Freyssinet, con armadura de cortante inclinada a 45°.

Las péndolas son pretensadas y van ancladas a la riostra extrema del tablero y a las zapatas de las pilas. Cada célula triangular está formada por cuatro péndolas, con un tendón de 19 cordones de 0,5" cada una, tesados al 85% de su fuerza de rotura. La riostra extrema del tablero, se maciza en toda su anchura, en 1,65 m de longitud, con un canto de 1,0 m, sirviendo como anclaje de las péndolas, además de como riostra. Esta riostra, dado el ancho del tablero, lleva también pretensado transversal. En el estribo 1 lleva tres tendones de 12 cordones de 0,6", y en el estribo 2 lleva dos tendones de 12 cordones de 0,6". Los estribos, en este caso, son sendos cargaderos en los que el tablero no se apoya en absoluto y que solamente sirven para contener las tierras y proporcionar así la transición del terreno al puente.

### 3.2. Diseño

La principal singularidad que presentaba este puente a la hora de plantearse su diseño, estaba en la pequeña proporción de la longitud de los vanos laterales respecto al central. Este problema se podía haber resuelto con una viga isostática de un solo vano, de unos 55 m; pero estas grandes luces en puentes muy bajos, producen en el espectador que los ve desde abajo, desde la autovía, una sensación de pesadez, por la proximidad de su gran canto. También se podía haber resuelto con contrapesos en el interior del desmonte y con uno o tres vanos sobre la autopista, pero esto aumenta innecesariamente la longitud del puente, encareciéndolo. Por ello, se prefirió recurrir a un pórtico de células triangulares, en el que estas células se forman con el tablero, la pila y unas péndolas que siguen precisamente el talud de la autovía (Fig. 15). Así, las péndolas anclan contra el levantamiento, los extremos de los cortos vanos laterales.

Una vez en esta configuración, se tiene una viga de tres vanos que permite sacar ventaja estructural del canto variable, aumentando éste sobre pilas y disminuyendo al mínimo en el centro del vano. Así, con un canto en el centro de 1/40 de la luz, se evita la sensación de pesadez sobre los vehículos que circulan por la autovía inferior.

Por otra parte, el gran ancho de este tablero nos preocupaba en el sentido de que el ángulo sólido de un tablero así, suele también aumentar el canto aparente, produciendo el mismo efecto citado anteriormente. Por ello, se diseñó un voladizo transversal de gran luz, 3,50 m, con forma elíptica, que ayuda a difuminar el ángulo sólido.

En cuanto a la forma de la pila debíamos elegir alguna que cumpliera los requerimientos estructurales de la célula triangular. Por ello, nos planteamos una pila tipo pantalla; pero en forma de copa en su sección transversal, para recoger el gran ancho del tablero en una zapata de dimensiones más reducidas (Fig. 16). En conexión con esta Pila se han diseñado las péndolas de los estribos, en número de 4, que forman una "W" que recoge el mayor ancho del tablero, a la zapata de menor ancho, y que además absorben las fuerzas horizontales de dirección transversal.



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

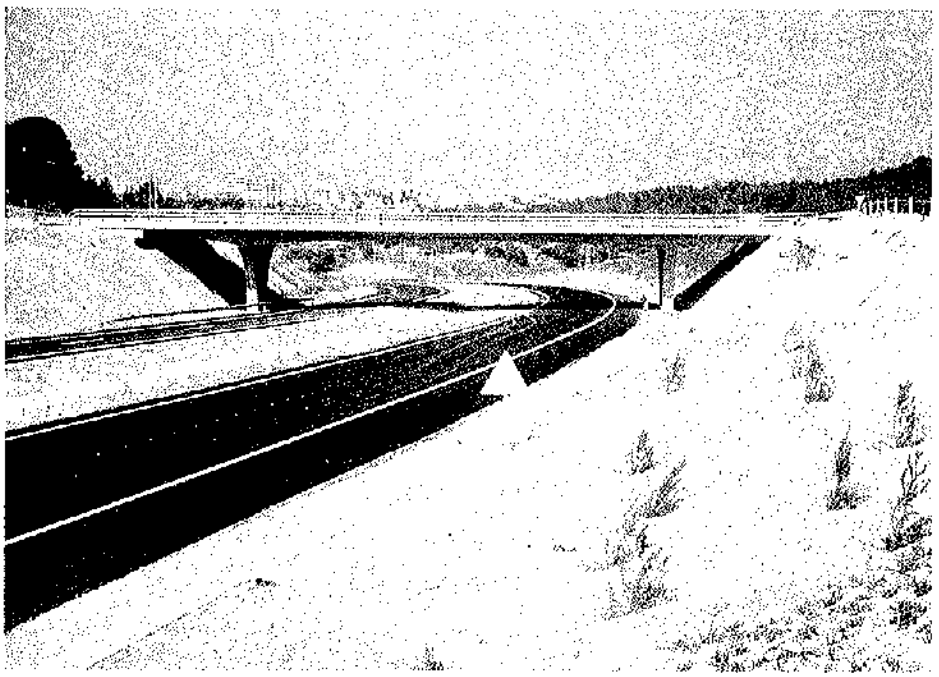


Fig. 15. Aspecto estético de la E-1 Vía Cintura Palma.

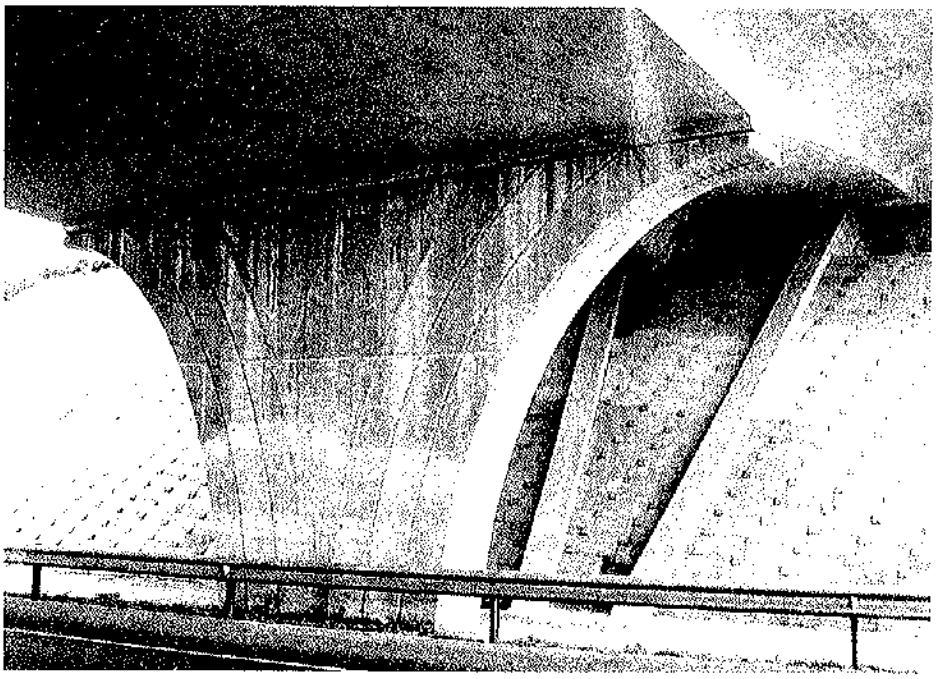


Fig. 16 Pila en copa Péndolas en "w".

### 3.3. Respuesta estructural

Esencialmente, el tablero de este tipo de puentes se comporta como uno de tres vanos que estuvieran más compensados en sus longitudes. La diferencia es que, en este caso, la reacción negativa en estribos se logra por la actuación de las péndolas que, al formar un triángulo con la pila y el tablero, da lugar a una descompresión en aquellas y a una compresión en el tablero. Naturalmente, para que este triángulo funcione, el deslizamiento a rasante entre la pila y el tablero ha de estar impedido por la rótula Freyssinet, con armadura pasante a 45°.

Hay que resaltar que las péndolas se ponen en compresión, mediante sus cables de pretensado, antes de hormigonar el tablero (Fig. 17). De este modo, se logra que el trabajo posterior de las mismas sea a descompresión y no a tracción. La diferencia está en que, trabajando a descompresión, el



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

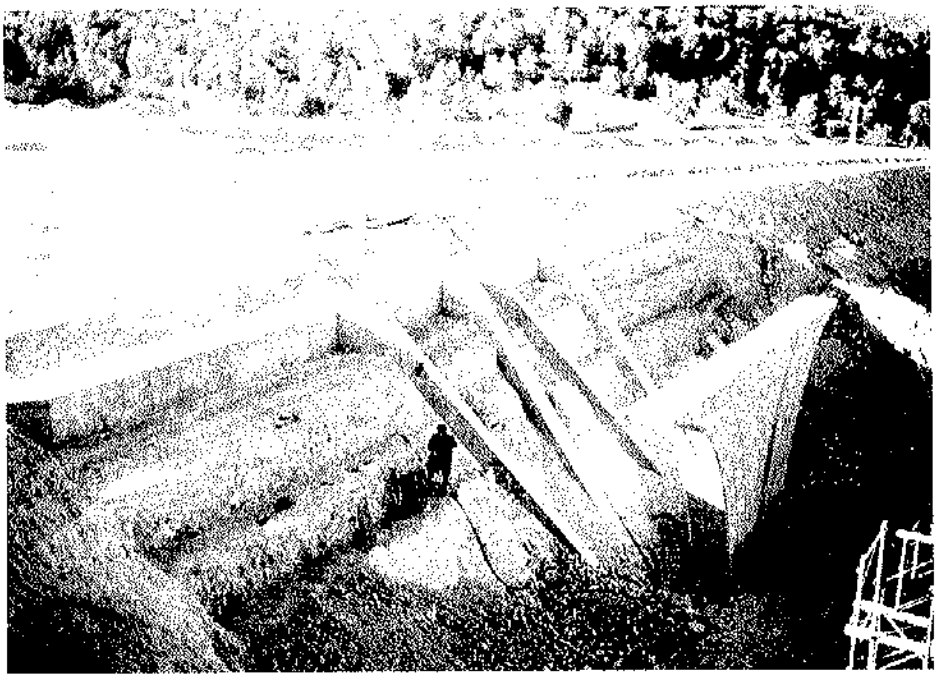


Fig. 17. Péndolas listas para su tesado.

módulo de elasticidad y el área son las correspondientes al hormigón, mientras que si se trabajase a tracción el módulo de elasticidad y el área serían los del acero, con una deformabilidad mucho mayor. Dado que las péndolas se pretensan antes incluso de que actúe el peso propio, se han dimensionado para absorber, sin llegar a descomprimirse, la totalidad de la reacción negativa en estribos.

### 3.4. Proceso de Construcción

El orden de ejecución de las principales operaciones de construcción fue el siguiente:

- Hormigonado de la zapata de la pila, con armadura de espera para pila y péndola.
- Hormigonado de la pila hasta la rótula Freyssinet.
- Hormigonado de los estribos flotantes.
- Hormigonado de las péndolas, incluyendo las traviesas extremas del tablero.
- Puesta en compresión de las péndolas. Se realizó en dos fases, del 50% cada una.
- Hormigonado del tablero sobre cimbra. Ejecución de las juntas con las traviesas un día después, rellenando una "zanja" transversal con mortero sin retracción.
- Ejecución del pretensado longitudinal del tablero.
- Descimbrado y resto de operaciones de terminación del puente.

## 4. LANZAMIENTO Y GIRO DE DINTELES PREFABRICADOS

El procedimiento consiste en la prefabricación en parque de los dinteles; su lanzamiento, mediante carro lanzador, desde el acopio situado en los estribos del puente hasta las pilas, de forma análoga a como se lanzan las vigas; y su giro posterior, mediante un conjunto de gatos hidráulicos, capaces de girar la pieza sobre su eje vertical y desplazarla, si fuese necesario, longitudinal o transversalmente hasta situarla en su posición definitiva.

### 4.1. Descripción

Este procedimiento de construcción y puesta en obra de dinteles prefabricados por lanzamiento y giro, fue llevado a cabo por primera vez en el Viaducto de Benalmádena (Fig. 18). Posteriormente se ha utilizado en otros muchos viaductos de vigas. En este apartado se describen primero las principales características del Viaducto de Benalmádena, para describir después los dinteles empleados, con mayor detalle.

El Viaducto de Benalmádena consta de dos calzadas separadas, de 196 m de longitud, distribuidas en cinco vanos de 39 m. Las calzadas tienen diferente ancho, siendo de 17,50 m la izquierda y de 14,0 m la derecha. Por tanto, los dinteles de ambas calzadas también tienen anchos diferentes, 17,50 m y 14,0 m, respectivamente (Fig. 19). Las pilas de la calzada izquierda tienen una sección



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

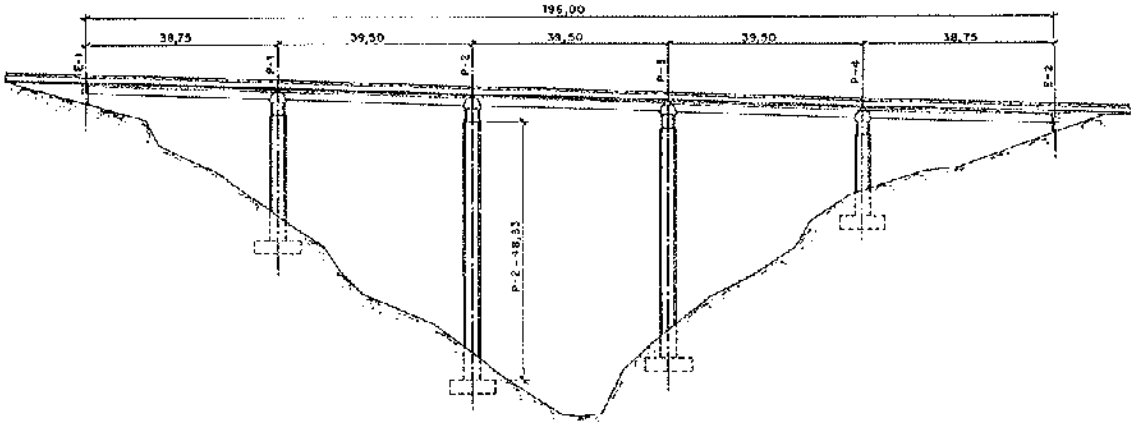



Fig. 18. Viaducto de Benalmádena.

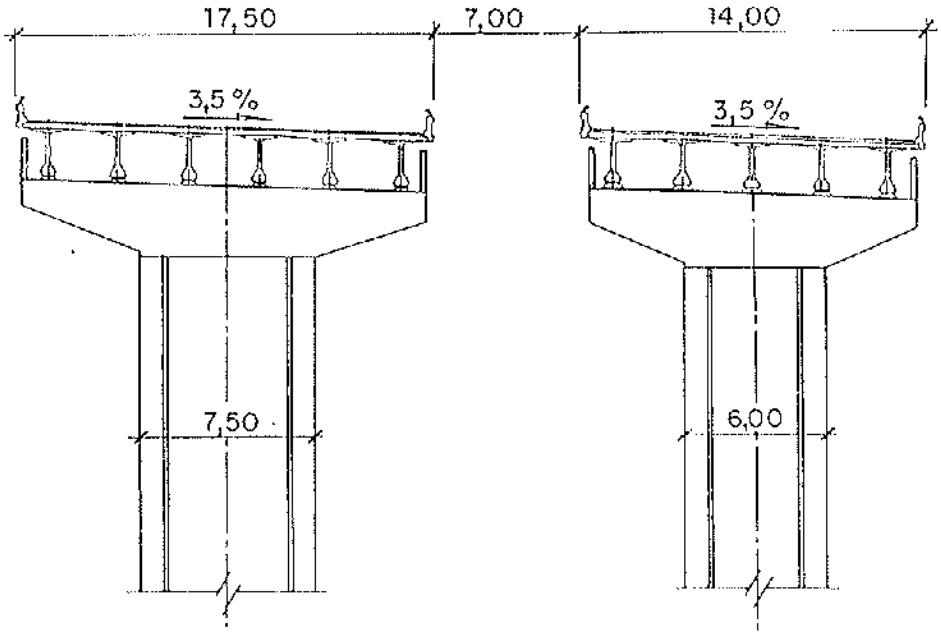



Fig. 19. Secciones transversales. Viaducto de Benalmádena.

transversal rectangular hueca, de 7,50 por 3,0 m y las de la derecha de 6,0 por 3,0 m.

La sección transversal de los dinteles es en "U" invertida, formada por una losa superior, de 0,30 m de espesor y 3,30 m de ancho, incluyendo dos voladizos laterales de 0,25 m. Las paredes son de altura variable entre 2,50 m en la zona sobre pila y 1,0 m en los extremos. El peralte de la estructura se incorpora mediante un tacón durante la prefabricación del dintel. De esta forma la cara superior del dintel no será paralela a la inferior, que coincide siempre con la horizontal, al ponerlo en obra.

Los dinteles se prefabrican en parque, con un hormigón de resistencia característica 550 kg/cm². Son pretensados, llevando un número diferente de cables, según su vuelo, en la losa superior de trazado recto; y dos cables en la parte inferior de las paredes, siguiendo la forma del dintel. La fuerza de pretensado que hay que introducir y por tanto el número de cordones, depende del tamaño del dintel. En el caso de Benalmádena y para la calzada izquierda, el pretensado de la losa superior está formado por 8 tendones de 12 cordones de 0,6" y el inferior por 2 tendones de 9 cordones de 0,6". Y para la calzada derecha, por 6 tendones de 12 cordones de 0,6" arriba y 2 tendones de 7 cordones de 0,6" abajo.

En el dintel prefabricado se dejan previstos dos encofrados para hormigonar "in situ" la unión del dintel con la pila. Esta unión es la prolongación de las paredes transversales de la pila en el interior del dinte. El dintel y la pila llevan los oportunos manguitos para las barras de conexión tipo Gewi. Normalmente, los paneles metálicos que constituyen el encofrado de la conexión se dejan perdidos.



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

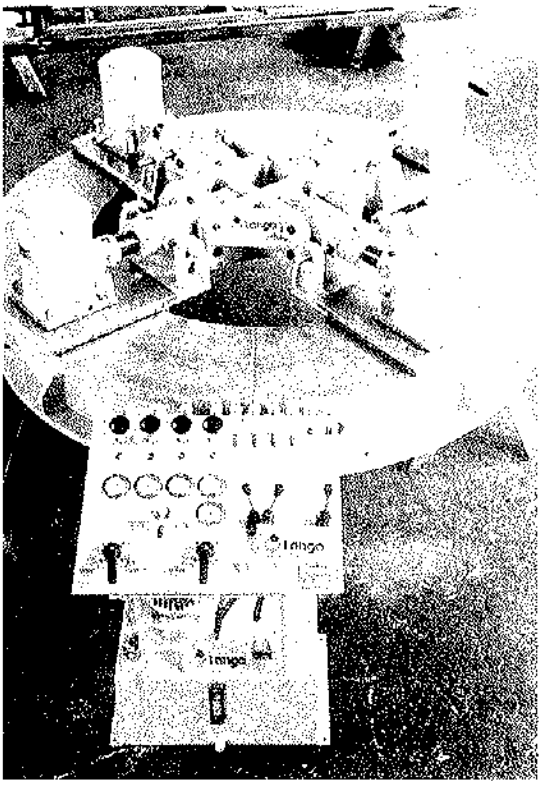


Fig. 20. Anillo de giro de dinteles.

### 4.2. Anillo de giro

El anillo de giro consiste en un conjunto de gatos y pistas de deslizamiento, que permite mover los dinteles sobre las pilas en los seis grados de libertad posibles. Describiéndolo de arriba a abajo (Fig. 20), se tiene, en primer lugar, un conjunto de cuatro cilindros verticales que proporcionan la posibilidad de subir o bajar el dintel según el eje z y de realizar giros sobre los ejes x e y.

Estos cilindros tienen en su base una chapa de bronce, infiltrado de teflón, que a su vez reposa sobre otra de acero inoxidable. La actuación de un gato horizontal fijo a esta placa de acero inoxidable y acoplado al vertical, permite su movimiento en este sentido. Así, con los cuatro gatos horizontales acoplados a los cuatro cilindros horizontales, se tiene la posibilidad de mover el dintel según las traslaciones x e y.

Finalmente, para lograr mover el dintel según los giros del eje z, que son los que con mayor desarrollo se van a tener que dar, los cuatro conjuntos de gatos horizontal-vertical unidos entre sí por las chapas de acero inoxidable, descritas anteriormente, pueden girar sobre una pista circular de acero inoxidable, apoyados sobre bronce infiltrado de teflón. Este giro se logra mediante un par de gatos que van en el interior de la pista de giro y que tienen un sistema de carraca para recuperación de carrera.

El anillo de giro es desmontable en cuatro sectores, mediante tornillos de alta resistencia, y lleva además una serie de taladros para fijarlo a la pila, durante su utilización, con barras tipo Dywidag.

### 4.3. Proceso de colocación en obra

En este apartado se describen brevemente las operaciones de colocación en obra de los dinteles.

#### *4.3.1. Preparación de la pila*

En primer lugar, hay que preparar la platafor-

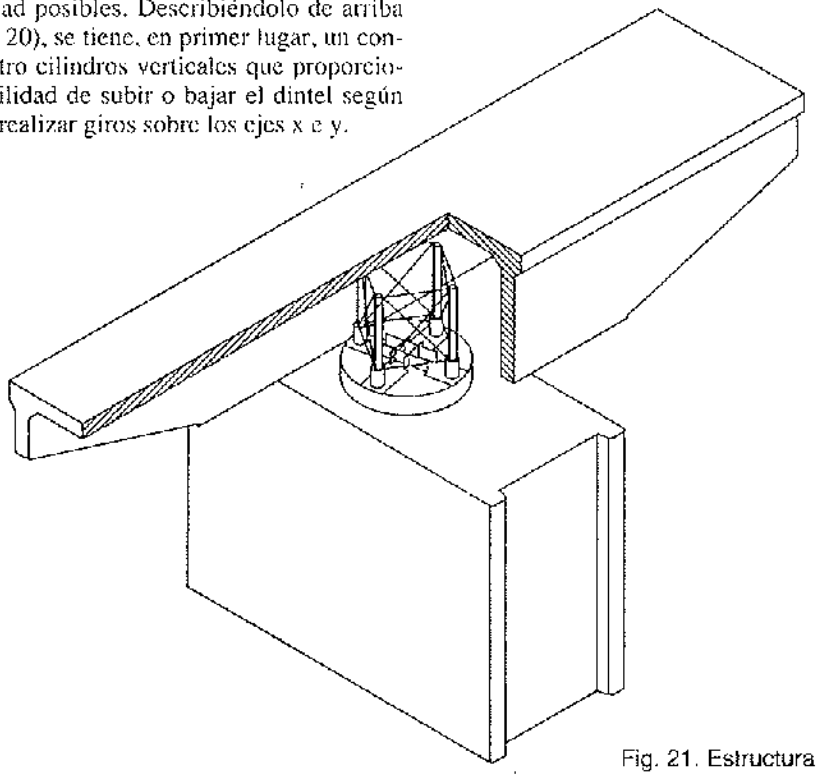


Fig. 21. Estructura metálica interior.



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

ma de coronación de la pila para recibir el dintel. Así, en la última tongada hay que dejar barras de acero Gewi, con sus contratuercas y manguitos de unión, que servirán para conectar la armadura de unión entre el dintel y la pila. También hay que colocar barras Gewi, que servirán para la sujeción del anillo de giro a la pila. Estos anclajes se colocan por medio de una plantilla que garantizará la coincidencia de las barras con la base del anillo. Otros anclajes que hay que disponer en la plataforma de coronación, son los que servirán para fijar las dos torres sobre las que se apoyará el carro lanzador para el lanzamiento del dintel. Finalmente, es necesario realizar sobre la pila los morteros de asiento y nivelación, tanto de las torres como del gato de giro.

El siguiente paso es la colocación de las torres que servirán de apoyo al carro lanzador sobre la pila. Estas torres son dos estructuras metálicas, de más de seis metros de altura y de aproximadamente 2.500 kg de peso.

Finalmente, hay que colocar sobre la pila el anillo de giro y sujetarlo con las barras dejadas a tal fin.

### *4.3.2. Preparación del dintel*

Antes del lanzamiento hay que preparar el dintel, colocando en su interior una estructura metálica que permitirá su apoyo sobre el anillo de giro (Fig. 21). Esta estructura es una torre de celosía, de altura algo menor que el dintel, que va colocada en su interior, girada 45° respecto al dintel. Así, las cuatro patas de esta torre apoyarán en los cuatro gatos del anillo de giro, permitiendo su descenso para apoyar sobre la pila.

Los dinteles así preparados se colocan en la línea de lanzamiento, orientados de cabeza o de cola, dependiendo del sentido del peralte del viaducto, teniendo en cuenta que el anillo de giro lo hace en sentido inverso a las agujas del reloj.

### *4.3.3. Lanzamiento y giro*

Para el lanzamiento del dintel se habrá estudiado, en cada caso, cual es la cinemática del lanzamiento que hay que usar y que habrá quedado reflejada en el oportuno procedimiento. Al llegar el dintel a la pila, se hacen coincidir las cuatro placas de base de la estructura metálica que va colgada en el interior del dintel, con los cuatro gatos de elevación del anillo de giro.

Una vez el dintel apoyado sobre el anillo, se suelta del lanzador, y se retiran las torres de cabeza, que impedirían el giro del dintel. El giro se realiza en cinco fases, de 20 grados centesimales cada una, pudiendo rectificar el giro mediante la operación inversa (Fig. 22).

Posicionado en planta el dintel, se coloca el mortero de asiento sobre la pila, bajo la pared del dintel, y se inicia el descenso del mismo hasta que queda perfectamente apoyado sobre la misma.

### *4.3.4. Conexión*

Cuando el dintel se encuentra en su posición definitiva sobre la pila, se procede al ferrallado y

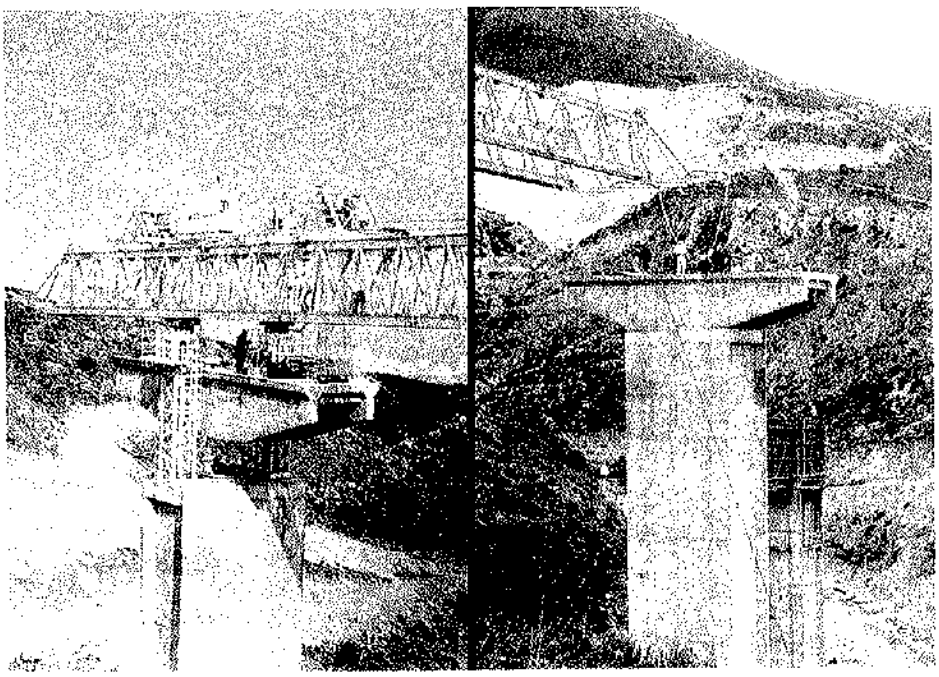


Fig. 22. Dintel antes y después del giro.



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

hormigonado de los tabiques que lo unen definitivamente a la misma. Para ello, los paneles interiores del encofrado perdido, están formados por chapas metálicas desmontables que permiten el ferrallado. Posteriormente, el hormigonado se realiza a través de unos orificios en la losa superior del dintel, que permiten el vertido del hormigón.


## RESUMEN

En la presente comunicación, presentada en la XIV Asamblea de la A.T.E.P., se incluyen cuatro Puentes singulares proyectados y construidos por Ferrovial en los últimos años:

En primer lugar, dos estructuras en la autovía de acceso al Aeropuerto de Barajas, en Madrid: La Estructura E-10 de 17,30 m de ancho sobre pilas de un solo fuste que, por su proximidad a la escultura del mítico caballo que hay a la entrada del aeropuerto, hemos denominado Puente Pegaso; y la Pasarela Atirantada de Hormigón y Acero Patinable que permite el acceso sobre la autovía a unos colegios del pueblo de Barajas.

En segundo lugar, el paso superior E-1 de la Vía de Cintura, en Palma de Mallorca, cuyo aspecto más destacable es que los vanos laterales son muy cortos y se han resuelto con un pórtico de células triangulares cuyos tirantes son péndolas pretensadas.

Y finalmente, un Proceso Constructivo para Puentes de Vigas, que hemos denominado de "Lanzamiento y giro de dinteles prefabricados", que mereció una mención honorífica en la pasada edición 1993 de la Construmat en Barcelona.



## SUMMARY

The presente communication, presented at the XIV Assembly of the A.T.E.P., embodies four singular bridges projected and built by Ferrovial in recent years.

Firstly, two structures on the highway new access to Barajas Airport, in Madrid: The Structure E-10, with a width of 17,30 m on single-shaft piers, which because of its proximity to the mythical horse structure at the entrance to the airport, we have called Pegaso Bridge; and the Cable Stay Pedestrian Bridge that permits access over the highway to schools in Barajas town.

Secondly, the overpass E-1 of the Via de Cintura, in Palma de Mallorca, whose most outstanding feature is that the side spans are very short and which has been resolved with a frame of triangular cells whose stays are prestressed concrete colums.

And lastly, a Construction Process for Prestressed Concrete Beam Bridges, which we have called "Launching and rotation of prefabricated lintells which merited a honorific mention at the last edition 1993 of the Construmat in Barcelona.


* * *

# NUEVA PUBLICACION DEL MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS, TRANSPORTES Y MEDIO AMBIENTE

## "INDICES DE DISPOSICIONES RELACIONADAS CON LA EDIFICACION. Legislación de las Comunidades Autónomas"

Esta publicación mantiene la idea básica de recoger toda la normativa vigente relacionada con la edificación, pero en esta octava edición, y dado el enorme material normativo procedente de las Comunidades Autónomas, se ha considerado oportuno elaborar dos publicaciones independientes: una dedicada a la legislación del Estado, que se presentó el pasado mes de enero, y otra dedicada a la legislación de las Comunidades Autónomas, que es la que ahora se presenta.

Este trabajo, que actualiza la edición anterior, pone a disposición del profesional un índice selectivo de la legislación vigente que afecta al sector de la edificación.

Ordenado alfabéticamente por Comunidades Autónomas, cada una de ellas se estructura en varios apartados, cuya denominación coincide con los apartados en los que se ordena la legislación del Estado.

Los interesados en adquirir este libro, deberán dirigirse, por escrito o telefónicamente, a:

"Centro de Publicaciones del Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente".
Paseo de la Castellana, 67
28071 Madrid
Tel.: 597 64 49



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

591-2-275

# El puente de la calle Potosí sobre el río Besós en Barcelona

**Juan J. Arenas y Marcos J. Pantaleón**
**APIA XXI, Santander**

Construido dentro de la amplia remodelación urbana que experimentó Barcelona con motivo de los Juegos Olímpicos de 1992, el puente que prolonga la calle Potosí sobre el cauce del Besós frente a la población de Santa Coloma de Gramenet, se planteó desde el principio, por el Ayuntamiento de la Ciudad Condal, como una operación urbanística que atendiera a la mejora del transporte y se preocupara de dignificar, a través del cuidado tanto del diseño global como de los detalles y remates de la obra, el entorno de una zona de escasa calidad residencial.

Concebido como tablero para dos calzadas de, cada una, tres carriles urbanos, más mediana central amplia y aceras-paseos laterales de 5 metros cada una, lo que conduce a una anchura total de unos 35 metros, el puente ofrece una longitud total de 138 metros, cruzando el cauce canalizado del río Besós con un esviaje de unos 20 grados, que se ha resuelto como estructura atirantada, planteando un tablero de tres vanos, de luces 31, 75,90 y 31 metros. Se trata de una relación de luces de vano principal a vano de contrarresto igual a 2,50, claramente recomendable para este tipo de estructuras.

El esviaje de cruce, a pesar de no resultar excesivo, nos llevó a pensar, desde el principio, en un plano único de suspensión del tablero. En efecto, un par de planos de tirantes, y los correspondientes mástiles de apoyo, hubieran aparecido claramente decalados en sentido longitudinal, con la correspondiente perturbación visual. Más aún, ello hubiera obligado a disponer doble cuerpo de pila a cada lado del cauce del Besós, lo que hubiera redundado en lo que nos parece un cierto desorden estructural.

Es por ello que la suspensión del tablero (estructura de hormigón) es de plano central, disponiéndose sobre él sendos mástiles de acero en la mediana, de unos 18 metros de altura, de los cuales nacen cuatro planos de tirantes a cada lado que, como se dirá más adelante, se componen, cada uno de ellos, de dos tirantes físicos. Tal suspensión central nos ha conducido a tener que hacer frente a unos esfuerzos realmente importantes de flexión transversal, los cuales explican la concepción, poco usual, de este tablero.

Por ello, el tablero se ha organizado como suma de un cajón central, de 9 metros de anchura y 240 cm de canto, a cuyos lados aparecen sendas filas de cuerpos huecos seudopiramidales que establecen una transición lineal del canto hacia el exterior, a los que se agregan sendos artesonados ligeros, de unos 5 metros de vuelo, para materializar las aceras. Los cuerpos piramidales intermedios están constituidos, además de por la losa superior que compone el piso del tablero, por una losa de fondo, inclinada, y por tabiques verticales que en planta forman una triangulación, acometiendo por el lado del cajón central a los ejes de diafragmas transversales dispuestos en el mismo y, por fuera, a los ejes de los nervios del artesonado de los voladizos de aceras (Figura 1).

De hecho, hablamos de cuerpos piramidales como consecuencia de que la losa inclinada de fondo se suprime en uno de cada dos de ellos, eliminando peso y mejorando su expresión externa. Si así no fuera, lo que tendríamos sería un tablero con sección típica en ala de avión, con diafragmas tansversales que en sus huecos laterales se orientan como diagonales, componiendo una triangulación en el plano horizontal.

Ya es hora de decir que todo este puente está planteado sobre un módulo básico de 690 cm, que es la distancia a la que se disponen los anclajes de tirantes en el tablero (o sea, es la distancia entre ejes de los diafragmas transversales consecutivos del cajón central), y que la propia luz del vano principal es igual a once veces el módulo básico. Tal distancia repetida, de 690 cm, define a los cuerpos piramidales huecos, así como indica la inclinación en planta de sus tabiques verticales.



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

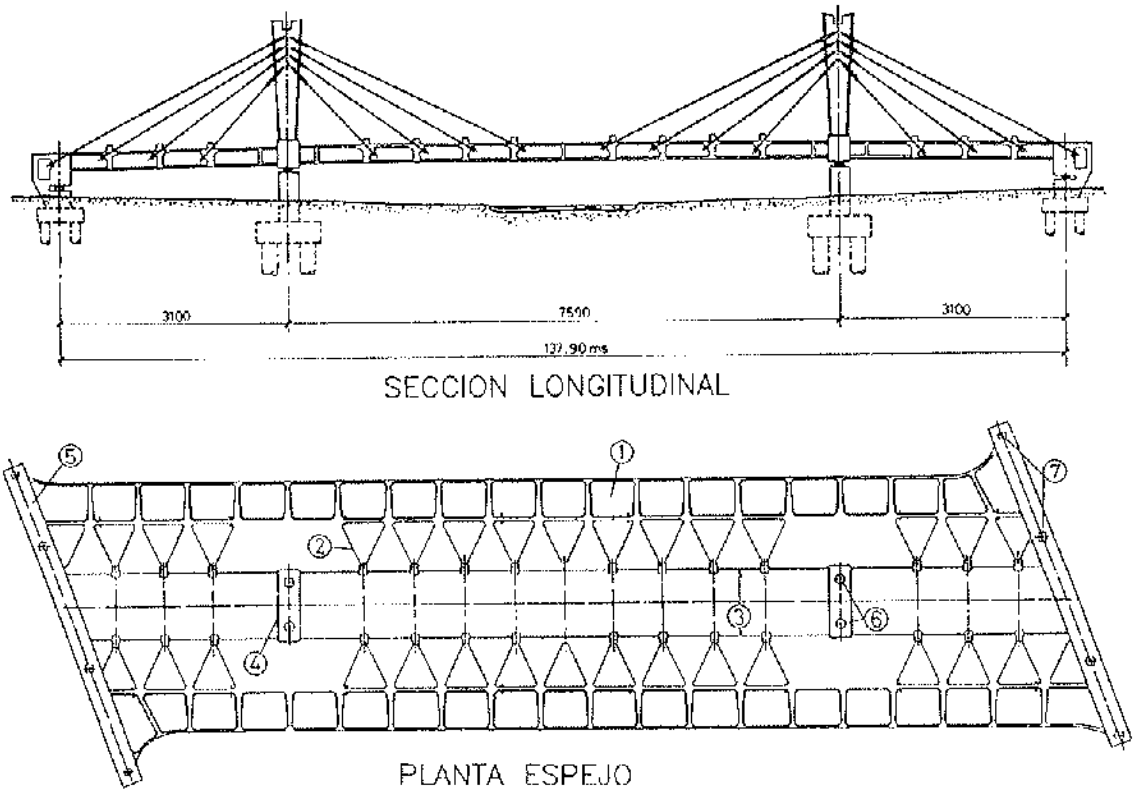



Figura 1.

La figura 2 muestra las secciones transversales tipo y por pila de apoyo. La primera se supone dada por fuera de los cuerpos piramidales, mientras que la de pila atraviesa la losa inferior, ofreciendo así una sección global en ala de avión. El diafragma correspondiente, robusto, queda visto, bajo el fondo del cajón, manifestando con claridad el apoyo de éste en la pila mediante un par de aparatos de tipo neopreno confinado, fijos en sentido longitudinal sobre una de ellas y deslizantes sobre la otra.

La idea de disponer tabiques diagonales nace de varias consideraciones: Desde el punto de vista estructural, y hallándonos en el caso de un tablero de gran anchura respecto a su luz, esos tabiques contribuyen a mejorar la colaboración de la tabla superior en la flexión general del puente. Y ello a causa de que en su interior se alojan bielas comprimidas y traccionadas, orientadas diagonalmente en planta y que, por ello, disponen de componente longitudinal que logra transmitir fuerzas longitudinales a la losa superior, de modo que su fuerza de compresión resultante aumenta, de modo constante, desde la sección transversal situada sobre pila (donde se halla traccionada) hasta la sección de centro de vano donde se da la máxima fuerza de compresión. Pero, además de estas consideraciones, tampoco puede negarse que este planteamiento de tabiques triangulares en planta, resulta especialmente expresivo si, como aquí se ha hecho, sus formas –gracias a haber eliminado la losa de fondo de una de cada dos células– quedan a la vista, y si existe una integración máxima con el artesonado, también visto, de los vuelos de aceras.

Ni que decir tiene que esta organización del tablero no ofrece la máxima economía de construcción, por cuanto los juegos de moldes que hay que utilizar no son sencillos (Figura 3). Pero ya se ha dicho que en el proyecto de esta obra dicha economía máxima quedaba supeditada a la búsqueda de una buena calidad arquitectónica.

El proyecto de los diafragmas transversales ha sido especialmente cuidadoso, desde el momento en que, a través de ellos, se garantiza la transmisión al tablero de las fuerzas concentradas ascendentes de los anclajes de tirantes, cuyo funcionamiento muestra, esquemáticamente, la Figura 4: a los bordes de la viga cajón acometen, en cada diafragma, esfuerzos transversales generados por los voladizos, de corte, $Q_V$, y de flexión transversal, $M_V$, que producen tracciones transversales en la tabla superior de la viga cajón y compresiones en la inferior. Pero esos cortantes, aumentados por los que llegan por el alma del cajón, han de ser trasladados hasta los anclajes de los tirantes, que se disponen justo bajo la tabla superior del tablero y trasladados, precisamente, desde el fondo del



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

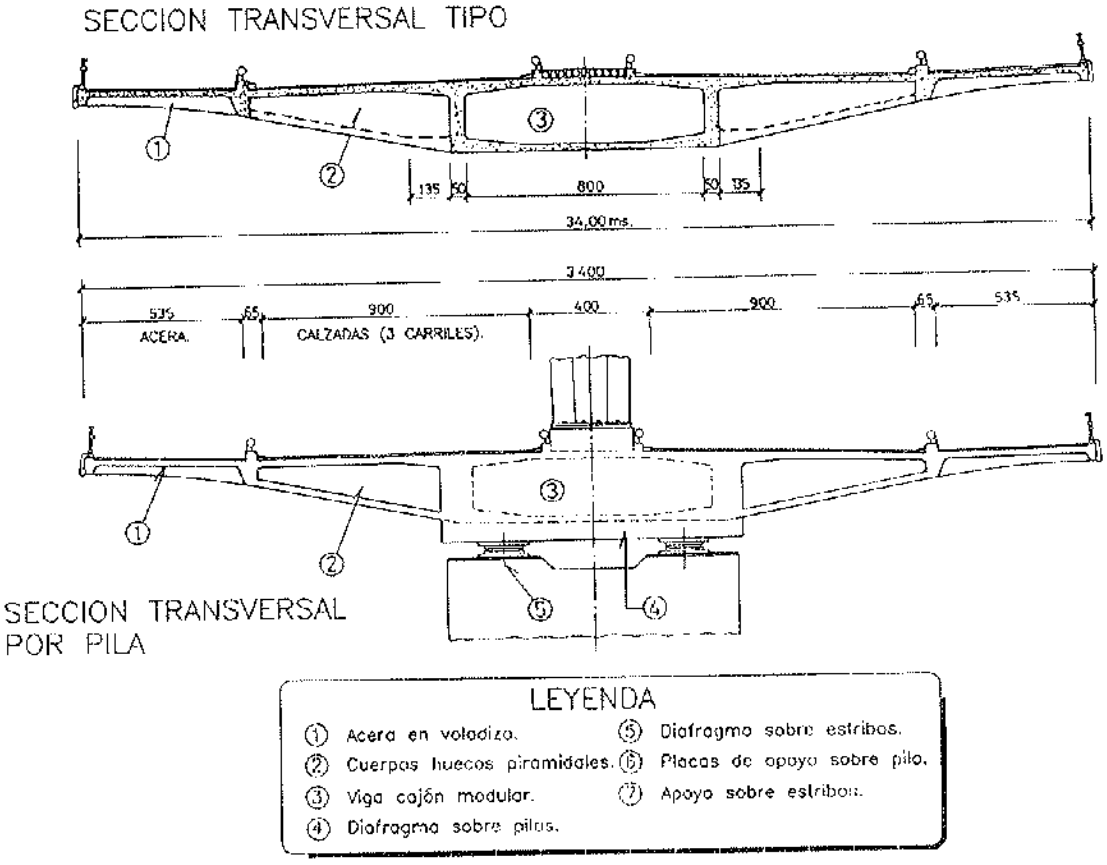



Figura 2.

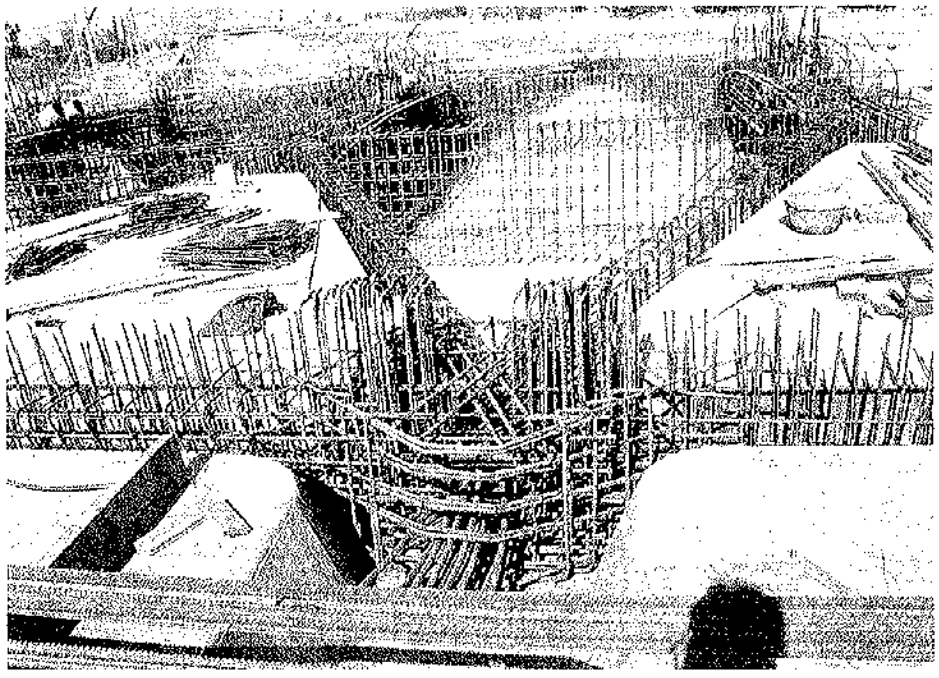


Figura 3.



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

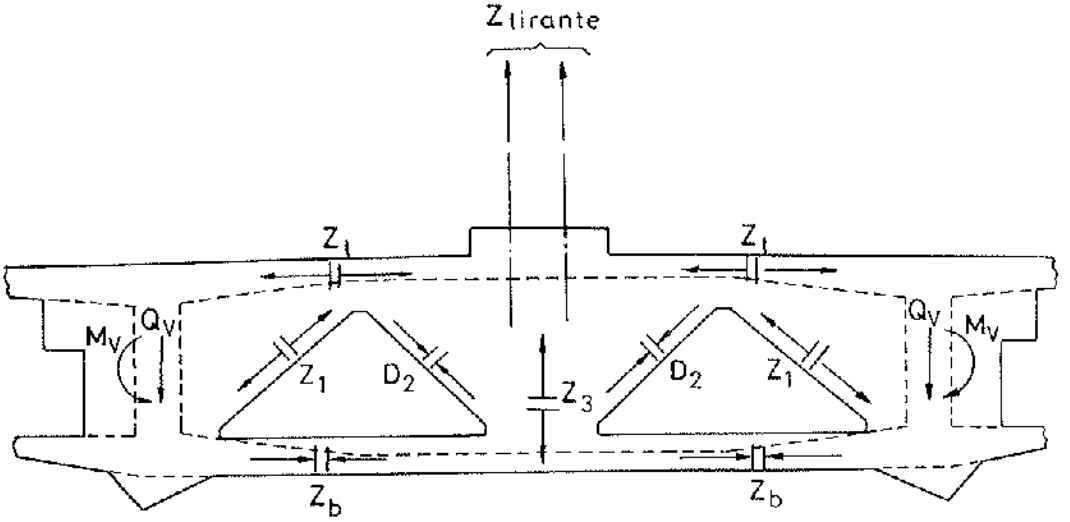
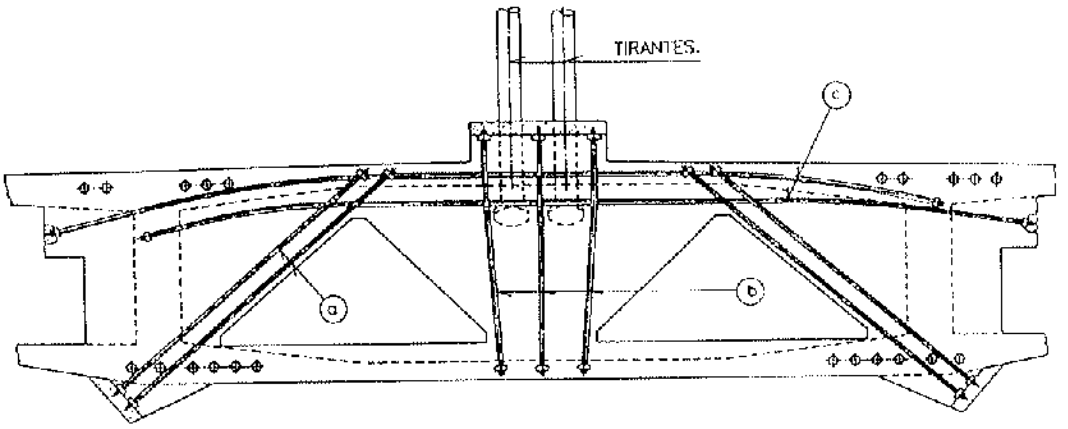



Figura 4.




PRETENSADO DE UN DIAFRAGMA

Figura 5.

cajón, que es donde la biela comprimida, alojada en los tabiques de los cuerpos piramidales y en su tabla inferior, los ha conducido.

Disponiendo en cada diafragma sendos pasos de hombre de alzado triangular, llegamos a establecer una triangulación interna en la que aparecen unas fuerzas de tracción diagonal $Z_1$ que levantan las cargas Q hasta la tabla superior, desde las que vuelven a descender a través de las bielas comprimidas $D_2$, para situarse ya en el eje del tablero, aunque a nivel de su tabla inferior. Por ello, vuelve a aparecer una biela traccionada $Z_3$, que conecta ese punto bajo con el par de anclajes de tirantes a través de los que todo ese conjunto de cargas se equilibra.

A la hora de traducir este esquema resistente en hormigón y armaduras, la Figura 5 muestra las barras diagonales de pretensado que hacen frente a $Z_1$ y las verticales en el eje del tablero que permiten resistir $Z_3$. Como detalle importante para la recogida de la carga, obsérvese cómo las primeras tienen sus anclajes inferiores (y, además, activos) alojados debajo del fondo del alma del cajón, con formas salientes que contribuyen de paso a la expresividad del intradós del tablero, y cómo las barras que hacen frente a $Z_3$ disponen de anclajes superiores, colocados sobre las placas finales de tirantes, de modo que entre unos y otras se produzca un estado de compresiones verticales.

Naturalmente que, además, existen las tracciones transversales en la tabla superior, crecientes hacia el eje del puente, a las que se hace frente mediante diferentes familias de pretensado transversal, de las que la Figura 5 sólo indica las locales del ancho de la viga cajón.

El esquema resistente anterior se desarrolla a partir del tiro vertical de los tirantes y es especialmente cierto en lo que respecta a las cargas de peso propio y superestructura, ya que el pretensado de tirantes se ha graduado para dar al tablero



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

fuerzas verticales que compensen la totalidad de las anteriores. En el caso de la sobrecarga de uso, los tirantes funcionan de modo pasivo, sobretesándose sólo en la medida en que se alargan, de modo que la reacción vertical que transmiten al tablero no es más que una fracción de la sobrecarga aplicada sobre éste, viajando el resto de esa carga, hacia los apoyos, por un mecanismo de flexión longitudinal del dintel. Y, lógicamente, el mecanismo transversal antes descrito sigue funcionando, pero sólo para la parte de esas cargas exteriores que terminan siendo recogidas por los tirantes.

Para el análisis de esta estructura utilizamos un doble modelo: Como herramienta básica, un modelo global de barras 3D, y, para el análisis de efectos locales, varios modelos, locales y globales, de elementos finitos.

A la hora de compararlos, tenemos que decir que el modelo de barras nos parece incontestablemente más útil, claro y fácil de interpretar que el de elementos finitos. Los análisis efectuados con los últimos en los cuerpos piramidales, suministran información de tracciones y compresiones principales, muy útiles en el caso de chapas de acero pero que, aparte de determinar si va a existir fisuración en servicio, no se sabe bien a qué conducen en piezas de hormigón armado. A la hora de armar las losas de fondo de los cuerpos piramidales para hacer frente a las tracciones que en ellas aparecen, lo hicimos guiados más por el sentido físico de en qué dirección se producían, y –en cuanto a su entidad– por una estimación razonable del esfuerzo rasante que a través de ella se transmitía, que por la información que suministraba el programa de EF. La Figura 6, detalle del anclaje de armadura que acomete al pie de un diafragma transversal, da idea de la entidad de esos esfuerzos.

La Figura 7 muestra el modelo 3D de barras utilizado. Como idea de su respuesta, la Figura 8 representa la deformada de la estructura bajo la acción de sobrecarga repartida, de 400 kp/m$^2$, en la mitad izquierda del puente y a lo largo de su vano central. La Figura 9 muestra las leyes de flectores generados por la presencia del vehículo excepcional en la mitad del vano principal y con máxima excentricidad transversal.

Por el lado de los modelos locales, la Figura 10 expone el estado tensional $\sigma_X$ debido al estado permanente sobre una zona de la tabla superior del tablero, pudiéndose apreciar la concentración de tracciones engendrada en la zona de anclajes de tirantes, así como la reducción brusca de éstas cuando se pasa de la sección abierta de los artesonados laterales a los cuerpos huecos piramidales.

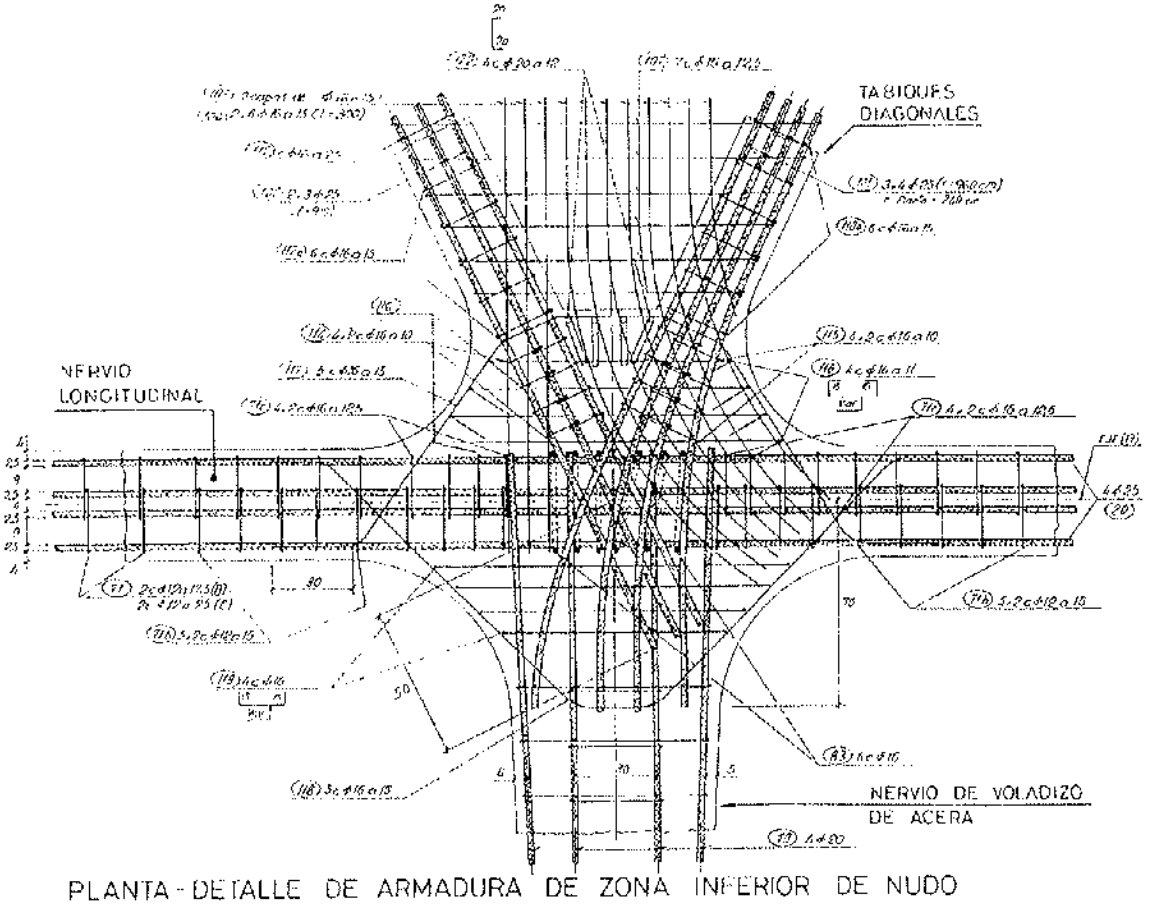



Figura 6.



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

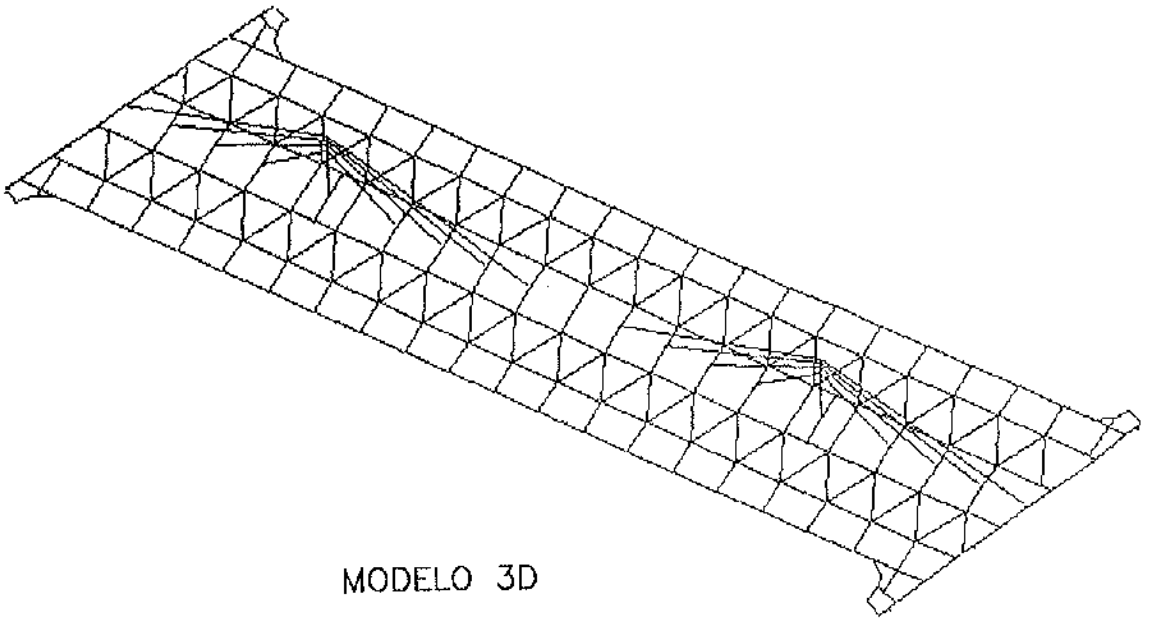
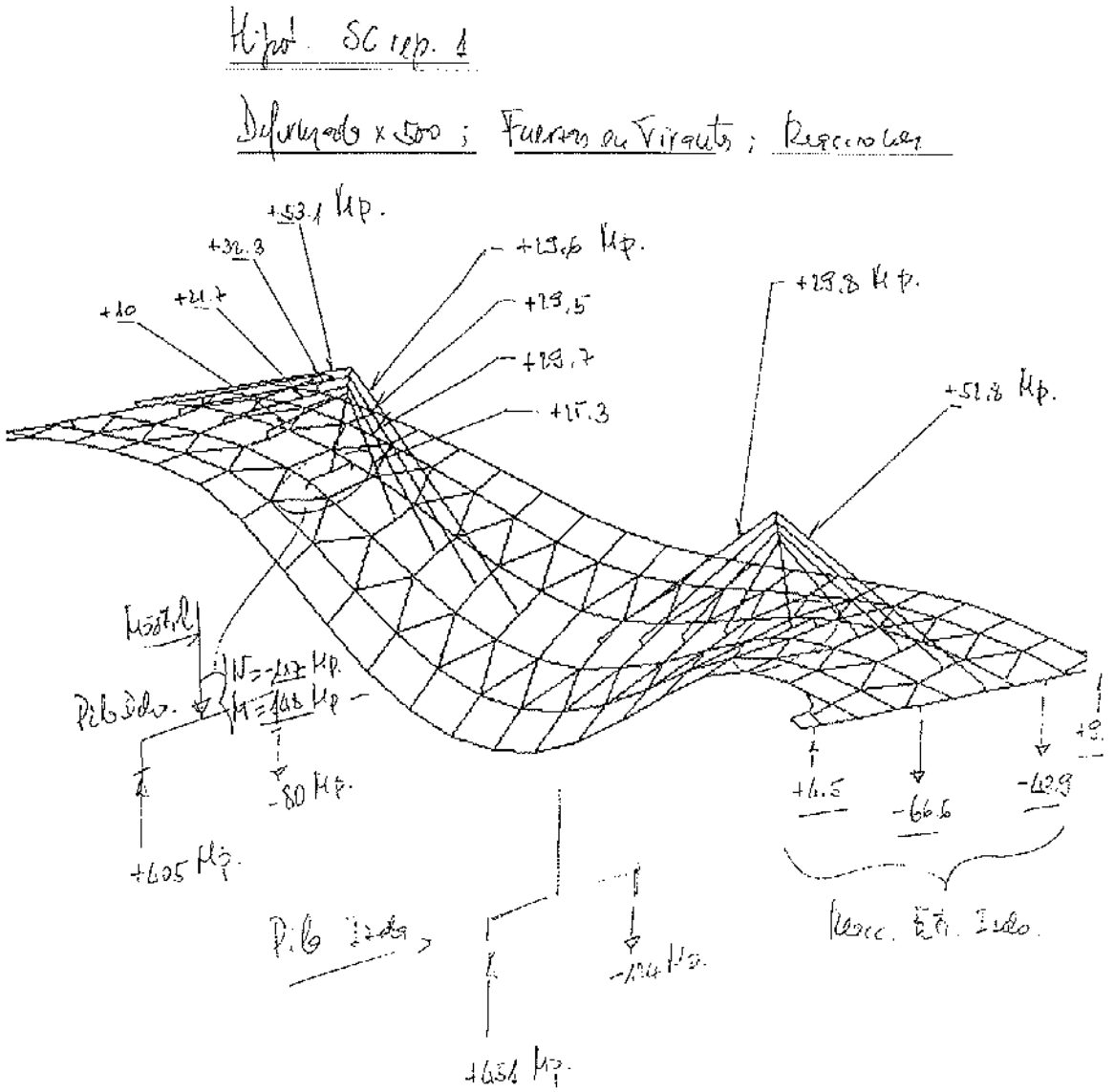



Figura 7.




DEFORMADA DEL PUENTE PARA ACCION DE SC REPARTIDA EN LA MITAD IZQUIERDA DEL VANO CENTRAL.

Figura 8.



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

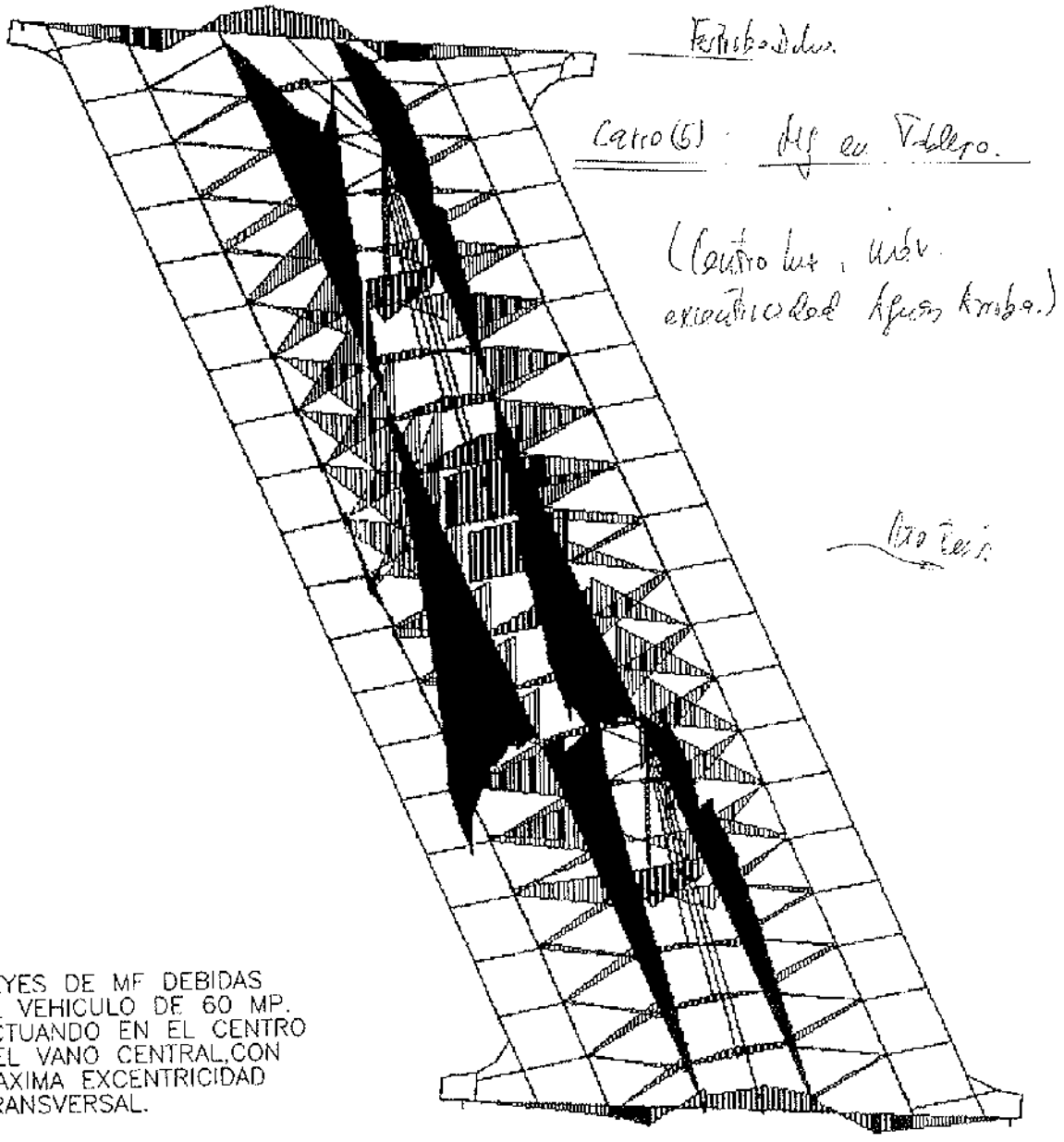



Figura 9.

Como comentario final respecto al análisis, tenemos que decir que a pesar de la pobreza aparente con que un emparrillado modeliza una estructura continua de esta envergadura, nos quedamos sorprendidos de la precisión con la que el modelo estimó las flechas verticales de las diferentes hipótesis de las pruebas de carga.

La obra se cimbró en toda su longitud. La foto de la Figura 11 permite comprender de un golpe, la organización estructural del tablero, mostrando su proceso de hormigonado y apreciándose en ella la ferralla de los diafragmas del cajón central y los encofrados internos que dan forma a los tabiques diagonales.

La foto de la Figura 12 muestra un detalle de la ferralla de un diafragma tipo, pudiéndose ver los anclajes de tirantes, las barras de pretensado verticales que descansan sobre ellos y las de las diagonales exteriores. En la de la Figura 13 se aprecia el aspecto de esa misma traviesa terminada, con el par de huecos por los que van a enhebrarse los tirantes.

La Figura 14 es una vista inferior del tablero terminado, mostrando el juego de huecos de los cuerpos intermedios y los nervios de voladizos así como los resaltos de fondo de cajón que recubren los anclajes inferiores de las barras pretensadas diagonales de los diafragmas internos y los grandes diafragmas sobre pilas, los cuales han de hacer frente a la importante flexión local derivada de las cargas concentradas del mástil que cada una de ellas soporta en su zona central. El apoyo



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

MODELO LOCAL DE EF

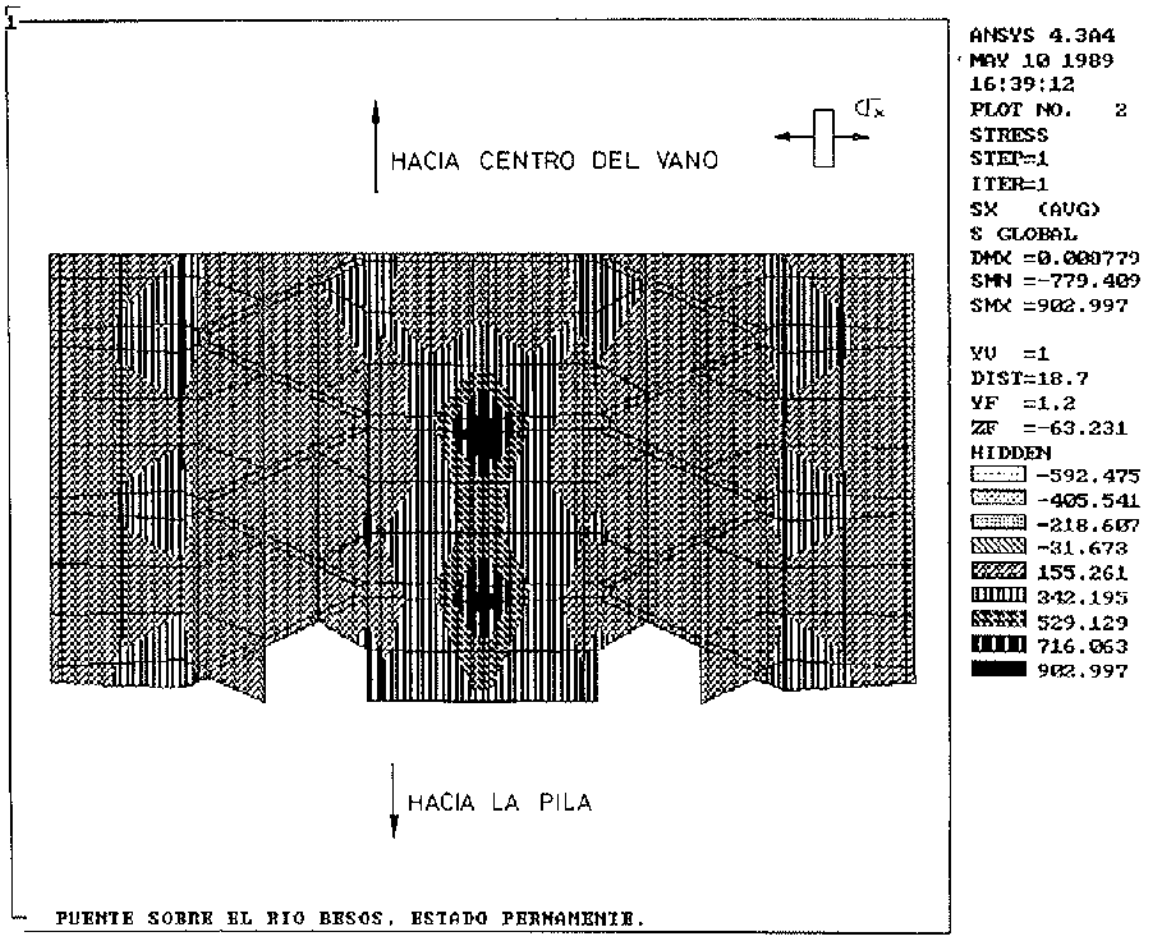



Figura 10.

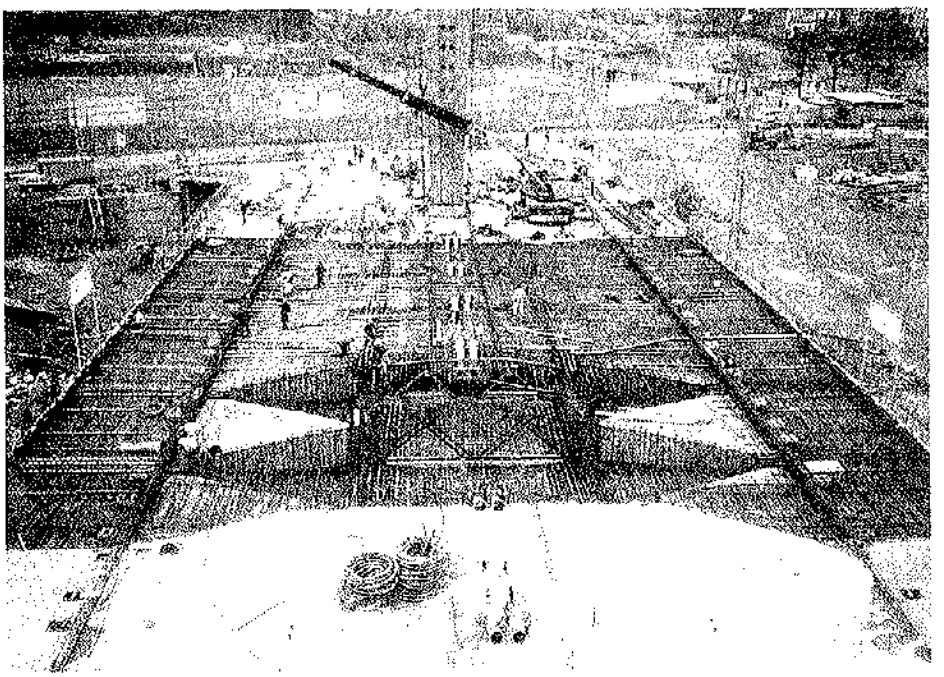


Figura 11.



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

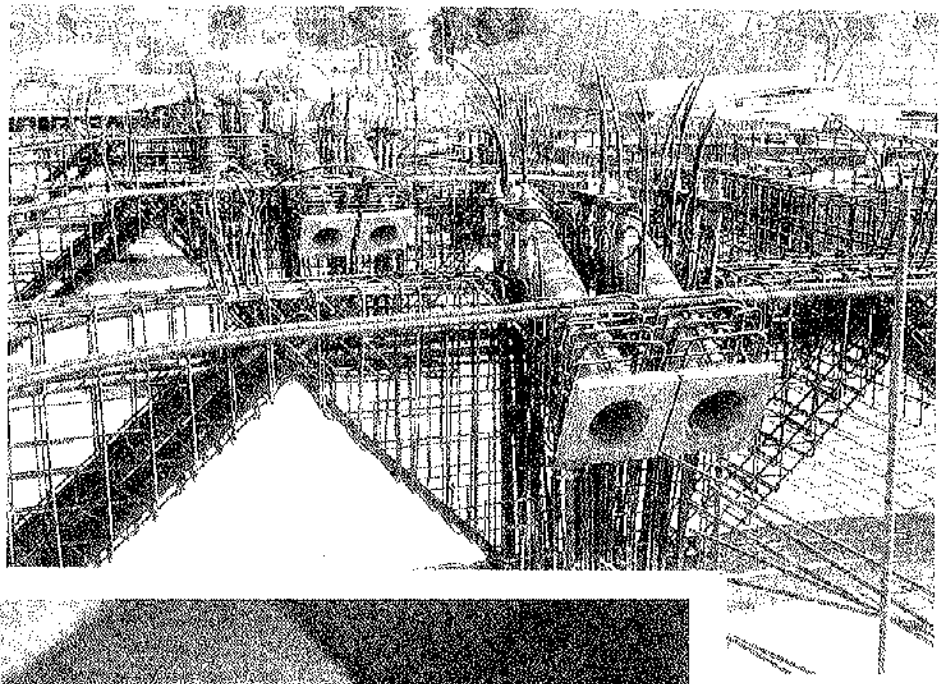


Figura 12.

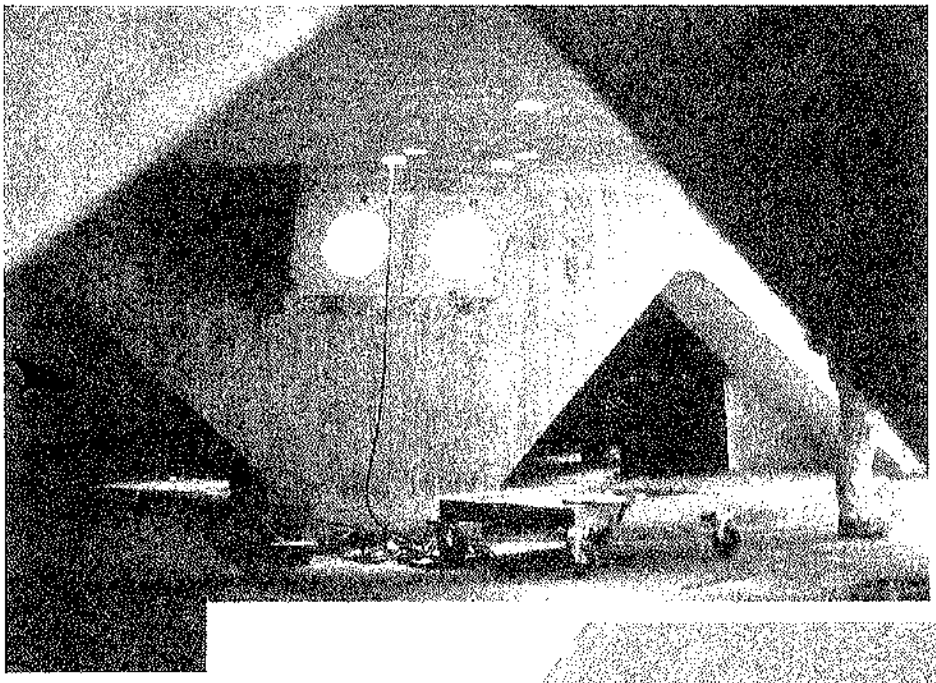


Figura 13.

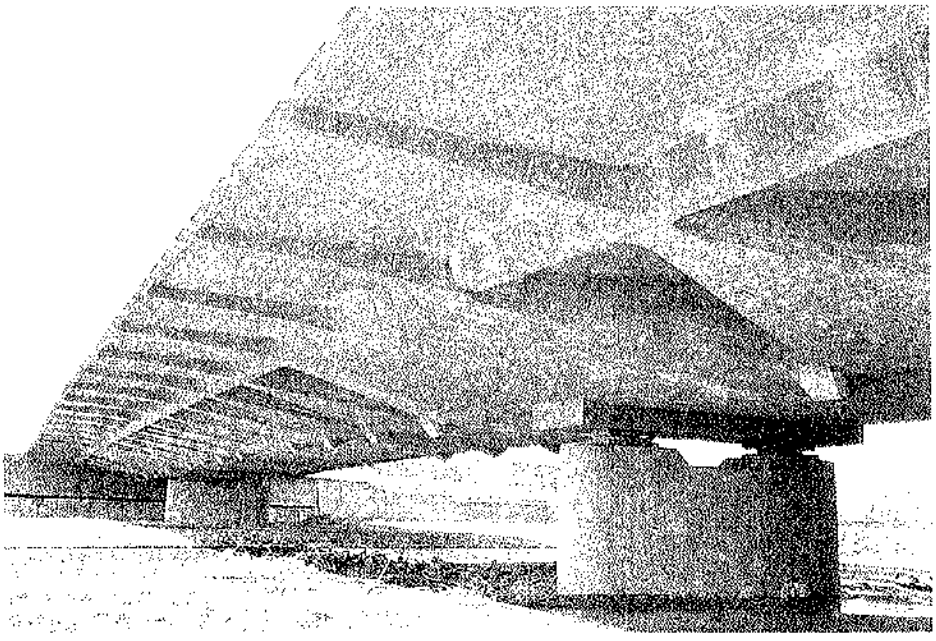


Figura 14.



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

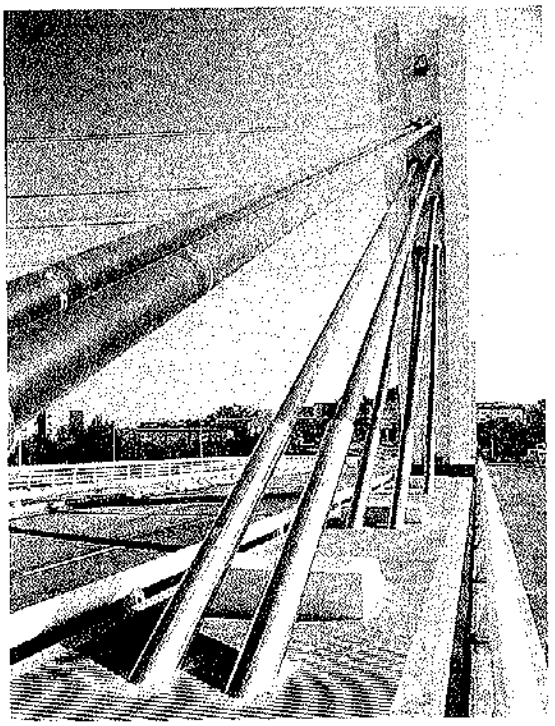


Figura 15.

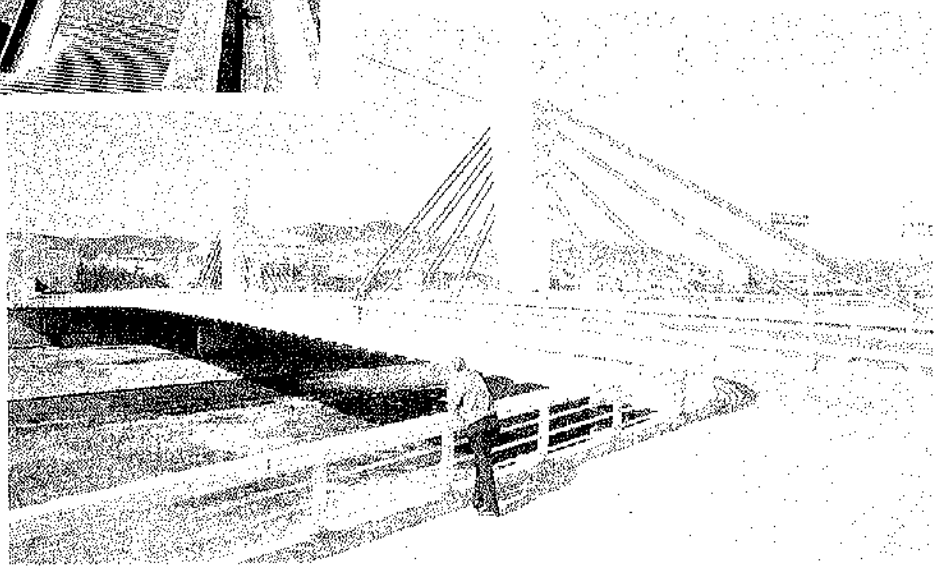


Figura 16.

de esta gran bandeja en pilas estrechas es coherente con su suspensión a partir de mástiles únicos dispuestos en la mediana.

Para terminar, la Figura 15 muestra un detalle de los tirantes emergiendo de la mediana, con sus tubos de acedro inoxidable antivandálicos, y uno de los mástiles de acero pintados de blanco, la potencia de los cuales varía entre 2 x 32 cordones de 0,6" en los planos inmediatos a pila y 2 x 64 cordones en los más próximos al centro y a los estribos de retención . La foto de la Figura 16 es una vista superior del puente acabado que permite apreciar la amplitud de las aceras-paseo y el tratamiento de bordes (barreras metálicas de tubo, impostas prefabricadas en hormigón coloreado y barandillas con iluminación interna) que han recibido.

Propiedad: Ayuntamiento de Barcelona y MOPTMA.

Proyecto: Apia XXI.

Constructor: Construcciones Miarnau (COMSA), 1992.

Sistema de pretensado y tirantes: CTT.

## RESUMEN

Se presenta un puente de tipo atirantado, de características urbanas, con longitud total de 138 metros y 35 de anchura, cuyo aspecto estructural determinante es el cuelgue del tablero en sólo su plano medio y el diseño de la sección transversal del mismo en hormigón pretensado, para hacer frente a los esfuerzos internos de flexión transversal de ello derivados.

## SUMMARY

We present here a bridge of cable stayed type and urban features, with an overall length of 138 meters and width equal to 35 meters, whose main structural interest lies on the deck suspension at only the mid plane and the corresponding cross-section design of presstressed concrete in order to resist the resulting transverse bending internal forces.



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

591-2-276

# El viaducto de La Arena, en la autopista del Cantábrico

**Juan J. Arenas**
**y Marcos J. Pantaleón**
**APIA XXI, Santander**

A causa de la inmediata vecindad de la autopista con la Playa de La Arena, la Diputación Foral de Vizcaya planteó la posibilidad de buscar un diseño especialmente cuidado para el viaducto que, a unos 25 metros de altura, debía atravesar los más de 600 metros de marisma. Razón por la cual terminó seleccionando el proyecto de puente atirantado que presentamos en este artículo.

Tal como muestra la figura 1, el puente ofrece una planta en S, con radios de curvatura de 400 metros en ambas entradas, a los que corresponden peraltes del 7%. Los mástiles situados encima de cada pila intermedia marcan sus luces, que son de 105 metros en los cinco vanos centrales y de 70 metros en los dos extremos. El atirantamiento planteado es de tipo arpa, con tirantes casi paralelos entre sí, aunque de la geometría de la obra que la figura 2 concreta se deduce sin dificultad la necesidad de que los sucesivos tirantes vayan irradiados en planta, buscando el eje del tablero allí donde éste se encuentra.

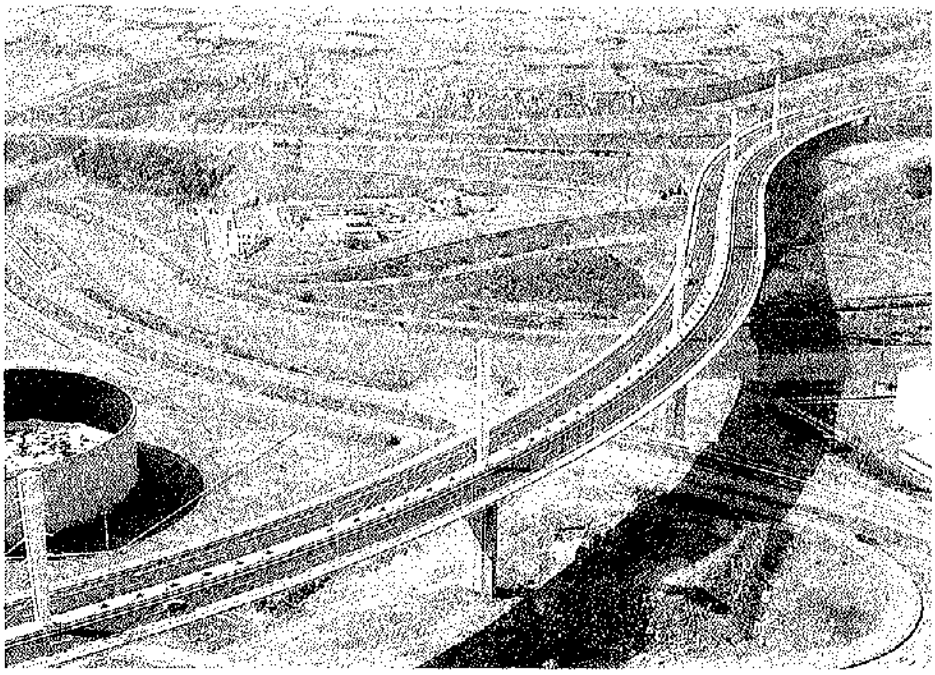


Fig. 1.

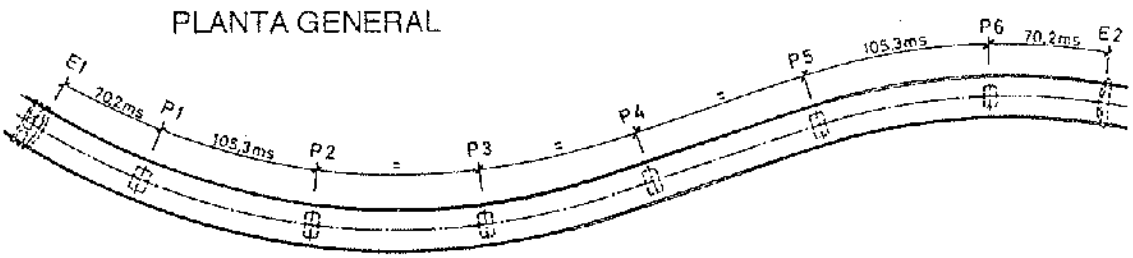



Fig. 2.



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

## SECCION TRANSVERSAL DEL TABLERO

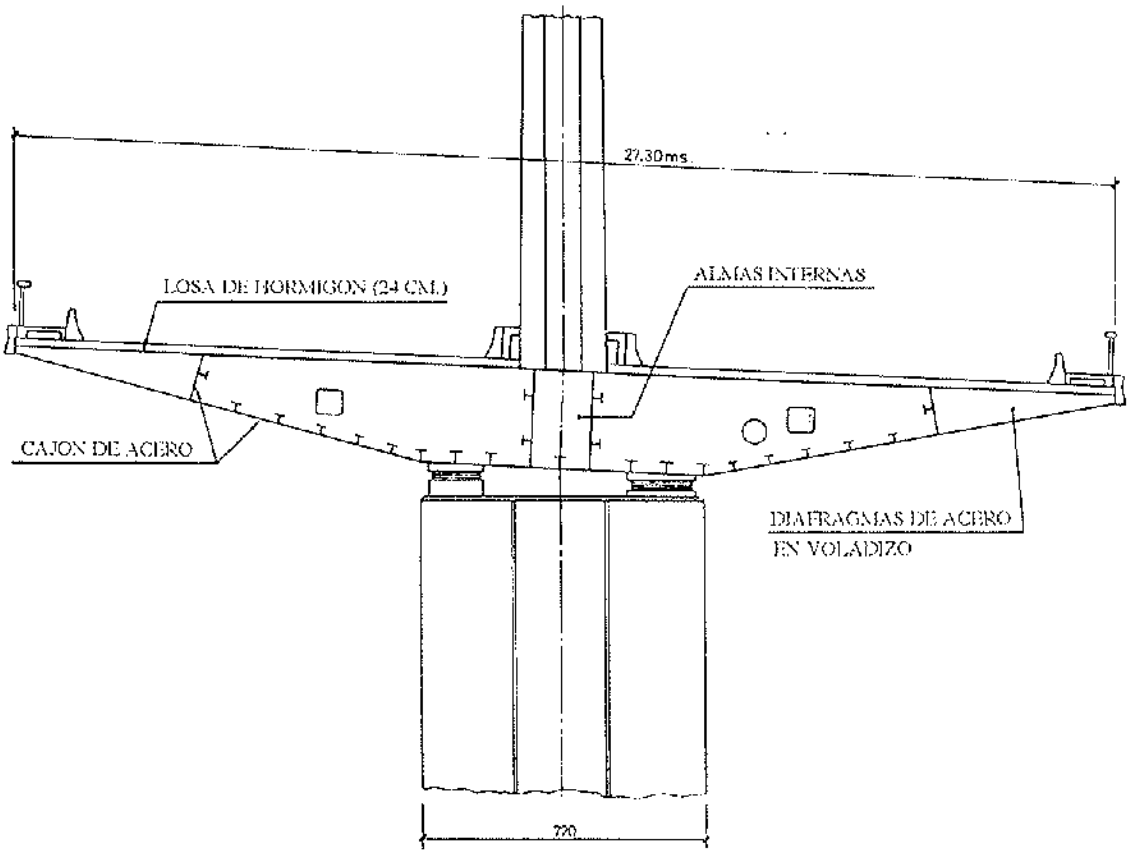



Fig. 3.

La sección tipo del puente se muestra en la figura 3, donde pueden verse las dos calzadas más la banda central y las aceras de emergencia de que consta, existiendo barreras rígidas de hormigón para proteger los 4 bordes externos e internos de las primeras, cubriendo un ancho total de 27.30 metros. Cada calzada ocupa 10 metros de anchura, descompuestos en 7 metros de carriles, 2 metros de arcén derecho y 1 de arcén izquierdo. El ancho de la banda central, 400 centímetros, se ha tomado con holgura para alojar a los mástiles (de 220 cm de ancho en su base) y los tirantes que suspenden al tablero, más las barreras rígidas.

El tablero es, en toda la longitud de la obra, de sección mixta acero-hormigón, componiéndose de una sección cajón de acero, de contorno trapecial y 250 cm de canto, y de una losa superior de hormigón, de 24 cm de espesor. La sección de acero, con un fondo de 720 cm de ancho, incluye además dos almas centrales que definen un pasillo dentro del que se van a alojar los anclajes de los tirantes. Y dispone de diafragmas transversales espaciados 458 cm, que salen en voladizo y dan apoyo a la losa de hormigón.

Los mástiles son de acero estructural, con sección en cruz, suma de dos rectángulos ortogonales en los que una dimensión varía linealmente desde la coronación hasta la base de empotramiento en el tablero. De ese modo, y sin grandes complicaciones constructivas, se puede lograr canto variable en el plano del puente, disminuyendo hacia su base (figura 4) mientras que el ancho transversal aumenta en la misma dirección (figura 5).

El tablero se halla soportado por pilas verticales huecas, de sección octogonal, de 720 cm de anchura y paredes de 35 cm de grueso, a través de un par de placas elastoméricas, normalmente diferentes entre sí, a causa de la excentricidad transversal de la reacción que aquél les transmite y que hace que una de las dos se halle más comprimida que la otra. La figura 5 da una idea global de las proporciones de la pila, el tablero y el mástil que de él emerge. Disposición que obliga a aceptar un fuerte esfuerzo local de flexión y corte transversal, en el diafragma con el que el tablero apoya en la pila.

Puede observarse cómo, con independencia del peralte variable del tablero, los mástiles se han planteado verticales. Y ello, por una exigencia de orden visual. De hecho, la irradiación en planta de los diferentes tirantes engendra fuerzas transversales centrípetas en la cabeza de cada mástil y,



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

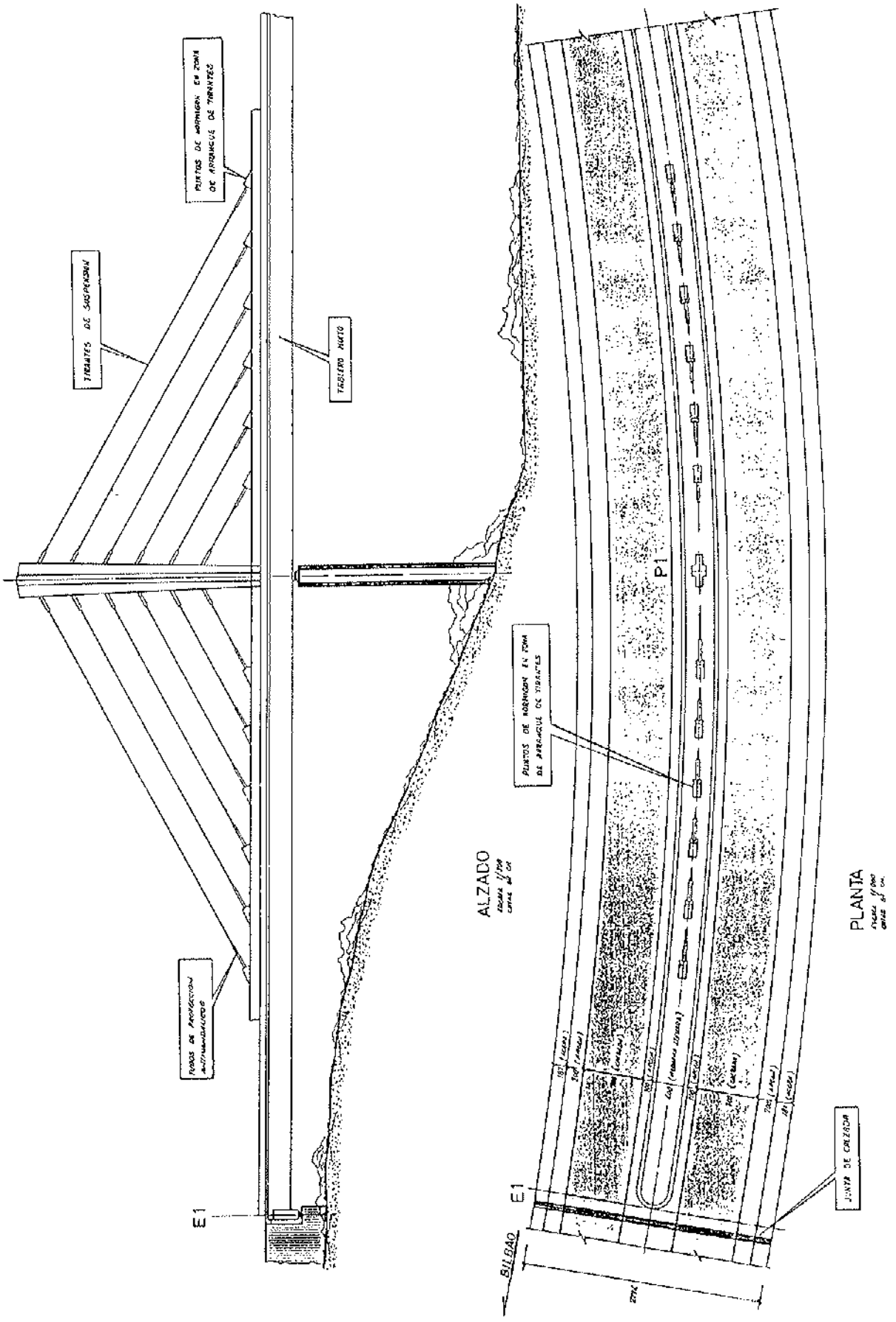



Fig. 4.



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

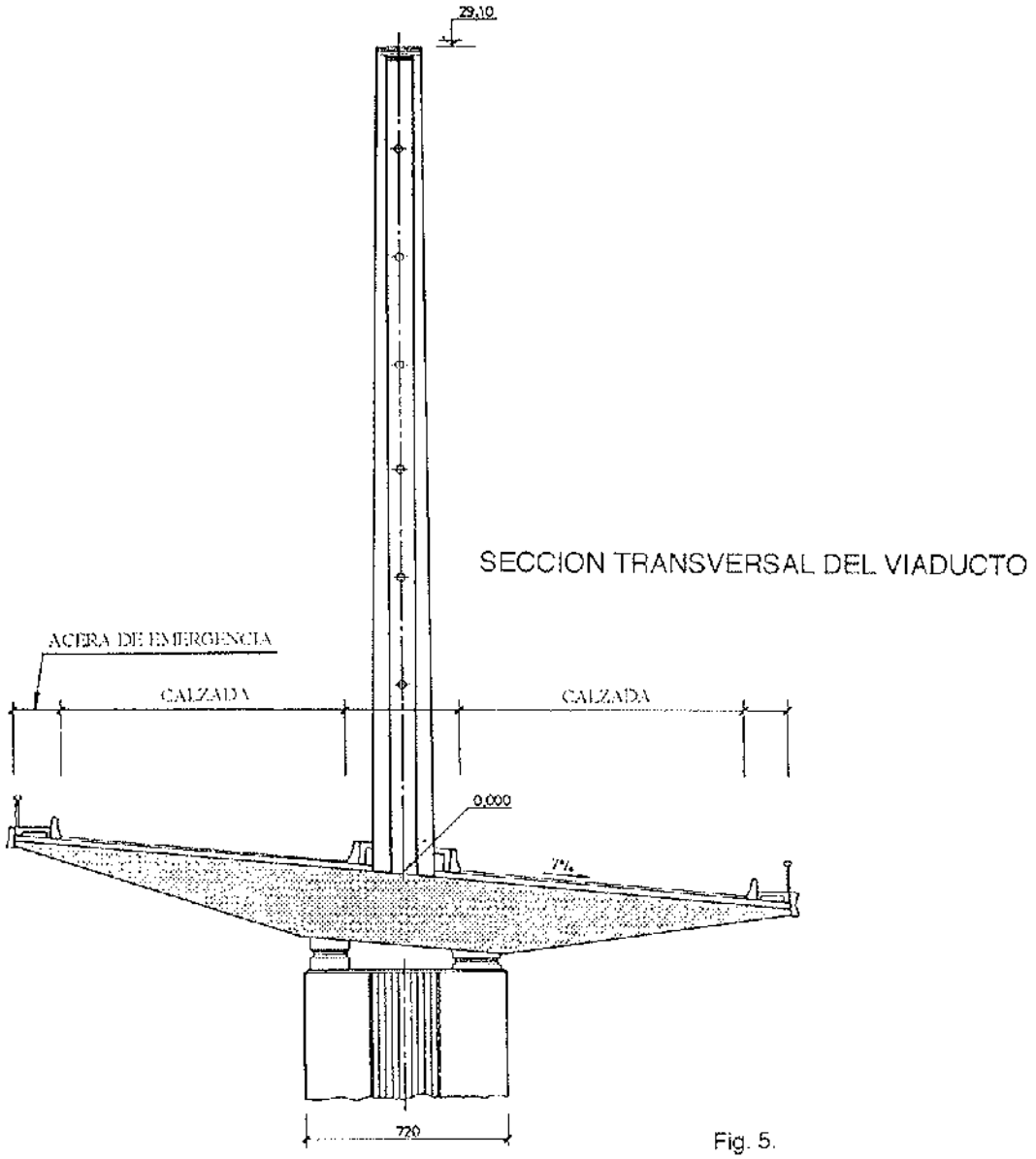



Fig. 5.

por ello, una cierta inclinación transversal de su eje hacia el exterior de la curva hubiera estado mecánicamente indicada. Pero ese planteamiento nos pareció inaceptable en el plano de la imagen visual e, incluso, de la seguridad vial del tráfico. Sin embargo, y aceptando la inevitable flexión transversal de esos mástiles, procedimos a dotarles de contraflechas calculadas para que en el estado permanente su eje resultara vertical, lo que supuso una flecha de construcción en punta tan importante como 25 centímetros. A causa de su módulo elástico bien definido, tales cálculos resultan más fiables en acero que en hormigón. Y, por otro lado, la ausencia de fluencia en el acero nos libró de tener que recurrir a mayores contraflechas.

A causa de la doble curvatura en planta del puente, cualquier sistema de empuje del tablero metálico quedaba eliminado. Por ello, el procedimiento constructivo previsto consistía en utilizar un par de torres auxiliares por vano, cimentadas en pilotes, que iban a permitir la instalación de trozos de tablero de acero, de unos 35 metros de longitud, su soldadura in situ, la instalación posterior de los mástiles y, para evitar sobrecargas excesivas sobre las torres provisionales e incluso tensiones altas en las chapas de acero, el llenado progresivo de la losa superior en paralelo con el tesado de tirantes.

Sin embargo, adjudicada ya la obra, y ante el interés que la Administración tenía en reducir su plazo y abrir antes al tráfico el tramo de autopista, planteamos junto al constructor la posibilidad de erigir cada vano de sección mixta sobre el terreno y, con un peso de unos 3.000 Mp, levantarlo en vertical hasta su emplazamiento definitivo como si de un tramo simple se tratara, para lo cual una sección mixta como ésta se halla bien preparada. La primera consecuencia de tal propuesta era la necesidad de aumentar el espesor de chapa de acero del fondo del cajón, para hacer frente a la enorme flexión positiva que un vano de 105



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

metros de luz iba a sufrir al trabajar como biapoyado bajo su propio peso. Curiosamente, y dadas las condiciones del contrato de la obra, el incremento de peso de acero quedaba compensado por el ahorro en cimentaciones provisionales unido a las ventajas de reducción de tiempo de ejecución, y sobre esta base hubimos de reelaborar el proyecto.

Otras consecuencias resistentes de semejante proceso constructivo eran la compresión del hormigón superior, a más de 250 kp/cm² así como el desarrollo de una flecha instantánea, en el centro del vano, del orden de los 90 centímetros, con rotaciones de arranques que casi alcanzaban 3 centésimas. Al tratarse de sección mixta en la que la tabla superior de hormigón retrae y fluye, tales movimientos tenían que seguir aumentando en el tiempo hasta un valor estimado en el 10 a 15% del valor inicial, al cabo de tres meses, cuando estaba planteada la puesta en carga de tirantes y el alivio consiguiente de las acciones de gravedad sobre el tablero.

A la hora de dimensionar las chapas de acero de la sección hubo que realizar un planteamiento realista de la seguridad, ya que tales chapas, una vez puestos en carga los tirantes, quedarían, para el resto de la vida del puente, en un más que cómodo estado de tensión, de modo que era la etapa provisional de levantamiento la que determinaba su espesor y, por tanto, el gasto de acero en la obra. Tratándose de acero de 3.600 kp/cm² de límite elástico, acordamos utilizar un coeficiente de seguridad igual a 1,15, aceptando tensiones, durante el proceso de elevación, de hasta 3.130 kp/cm².

Puesto que los tableros ya elevados pero todavía no aliviados con el tiro de los cables tenían que servir de paso para la circulación de una autogrúa y un trailer que transportara al mástil de acero, todo lo cual generaba un incremento de tensión de otros 200 kp/cm², contábamos con llegar, en un instante dado, hasta el nivel de 3.330 kp/cm², quedándonos en el 92,5% de la tensión teórica del límite elástico.

Todo lo cual pudo realizarse llevando a cabo un control exhaustivo tanto en lo que a probetas de acero se refiere como en cuanto a espesor de hormigón de la losa del tablero y a cargas de cualquier tipo, no previstas, que pudieran actuar en sentido desfavorable. De entre las cuales, la de lluvia acumulada en el interior del cajón puede ser la más peligrosa. De hecho, cada tablero se elevó conteniendo en su interior un ordenador de medida continua de deformaciones, en un conjunto de fibras de la sección transversal, con lo que en cualquier momento pudo verse que no aparecían tensiones superiores a las máximas previstas.

Para levantar esos pesos se buscaron compañías con verdadera experiencia en el movimiento de grandes masas y se eligió finalmente la propuesta de Freyssinet. Como muestra la figura 6, el dispositivo de elevación planteado consistía en un caballete montado sobre el diafragma instalado en la cabeza de cada pila en el que, por un lado, apoyan los gatos que tiran del tablero que sube, mientras, por el otro, otros gatos de retención amarran a los cables verticales que, anclados en la misma zapata de la pila, dan estabilidad al conjunto. Se aprecia en la figura la existencia de soportes verticales provisionales de acero, fijos transversalmente a la pila principal, que ofrecen apoyo vertical provisional al tablero, a través de placas de neopreno.

DETALLE DE LA ELEVACION DEL TABLERO

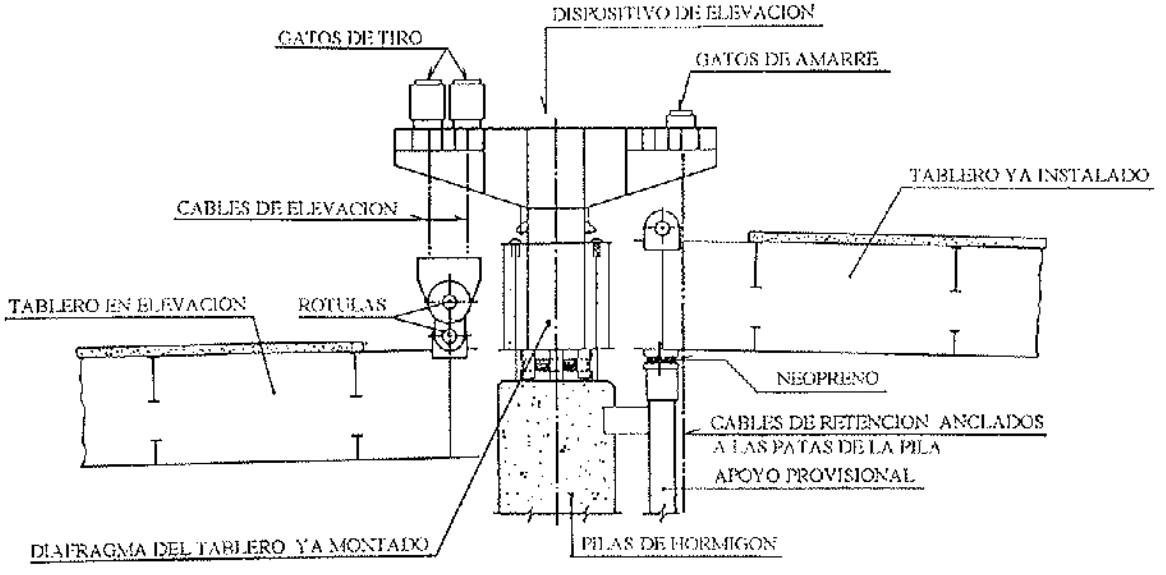



Fig. 6.



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

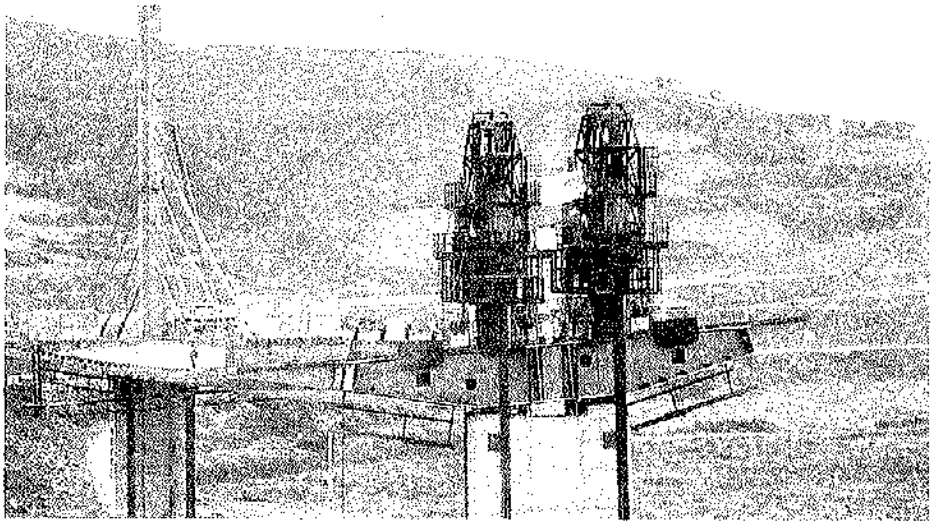


Fig. 7.

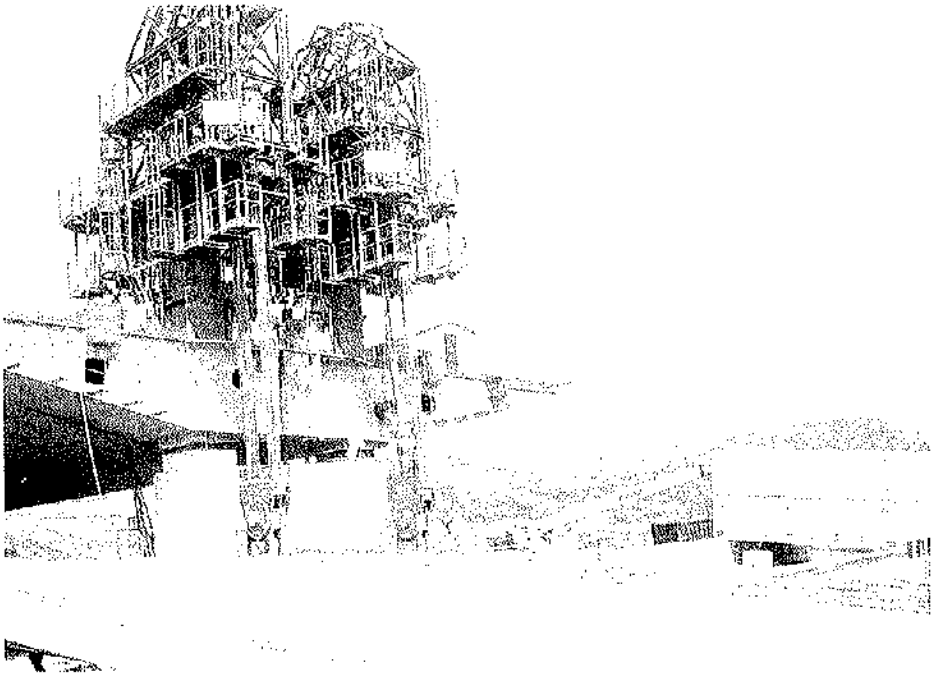


Fig. 8.

El sistema de elevación, controlado electrónicamente desde un puesto central, era capaz de modificar, de modo automático, el tiro de los cables de retención, manteniendo de modo continuo, no ya el equilibrio del caballete que está garantizado por el isostatismo del sistema, sino su posición geométrica (figura 7 y figura 8). Las pantallas del puesto de mando daban, de modo continuo, información sobre las fuerzas en los diferentes gatos y la posición del tablero en ascenso. Piénsese además que, dada la curvatura de cada tablero en planta, las dos reacciones verticales de tiro de cada uno de sus extremos no resultaban iguales, generando por ello mismo en él una cierta torsión. La diferencia entre las cuales no podía superar un cierto valor, para no llegar a esfuerzos de torsión inadmisibles, lo cual se controlaba aquí, de modo directo, evitando desnivelaciones excesivas entre los amarres de la pareja de gatos de elevación de cada arranque de vano.

La figura 9 muestra una vista de un tablero en fase de elevación, que permite apreciar su impor-



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

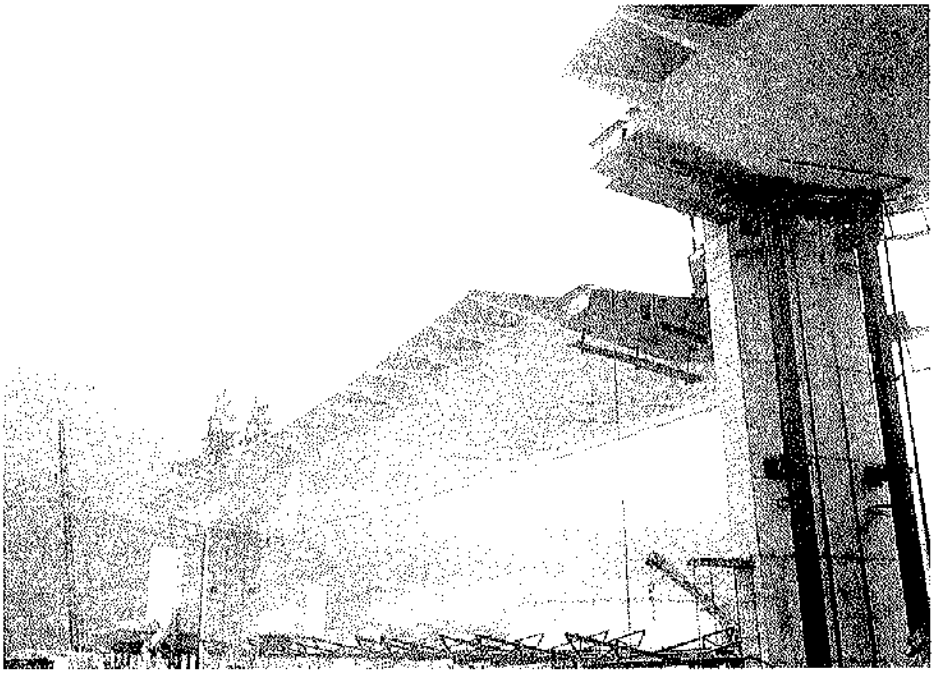


Fig. 9.

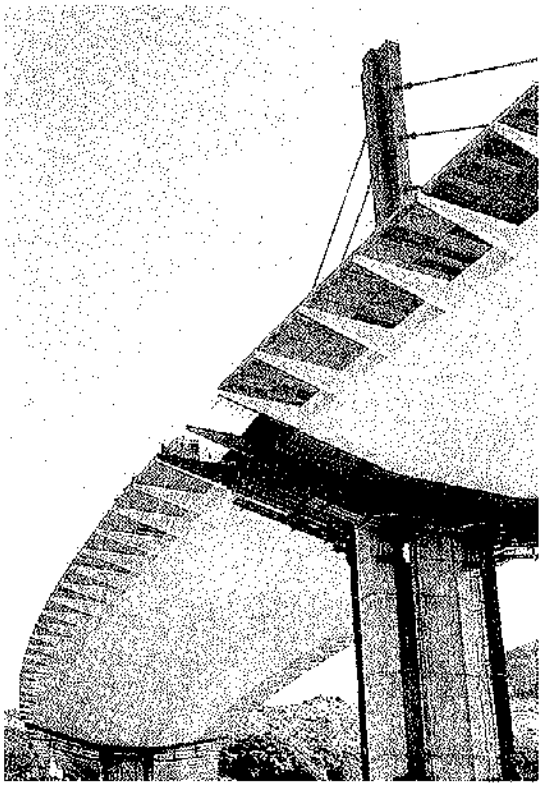


Fig. 10.

tante flecha, mientras el anterior se halla ya instalado sobre soportes provisionales. La operación fué realizándose con facilidad creciente a medida que la obra avanzaba, pero, como media, puede decirse que el tiempo-tipo que resultó preciso para levantar un tablero una altura de unos 25 metros fué de 6 horas. En la figura 10 se aprecia el estado de una pareja de tableros ya elevados y yuxtapuestos al diafragma común, pero todavía no solidarizados con él, como ahora detallaremos.

Pero los problemas que había que resolver en la elevación de tramos independientes, no se derivaban sólo del enorme peso que era necesario levantar sino que, como complicación mayor, existía la fuerte curvatura en planta de los diferentes tableros. La cual generaba torsiones y, ya se ha dicho más arriba, reacciones torsoras de apoyo. Las cuales, dada la escasa separación transversal entre el par de cables de tiro, conducían a la imposibilidad de equilibrarlas con un par de fuerzas ascendentes, razón por la cual resultó obligado plantearse un sistema de contrapesos, a modo de grandes bloques de hormigón, dispuestos en la inmediatez de los arranques (evitando así flexiones) y con excentricidad transversal de signo tal que centrara en el eje del tablero la reacción global que se le iba a transmitir. El peso necesario resultó ser de 190 Mp en cada arranque de un vano (véase foto de figura 7). Con la particularidad de que si bien esa carga resulta estabilizadora durante la elevación, cuando se procede al atirantamiento y, con él, a la reducción de cargas de gravedad del tablero, se compromete su estabilidad por cuanto semejante masa excéntrica va a producir el vuelco transversal del tablero, todavía apoyado, a través de placas de neopreno provisionales, en los soportes auxiliares. (Vuelco que, en cambio, no se produciría de haber solidarizado previamente los tableros a la traviesa de apoyo, por cuanto las cargas verticales que alivian al tablero y reducen su cortante y reacción vertical, llegan a la misma traviesa de apoyo a través del mástil de atirantamiento. Pero esa solidarización previa no era posible si queríamos que los tableros pudieran tomar las contraflechas y contrarotaciones deseadas).



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

DETALLE FASE INTERMEDIA DEL PROCESO DE ELEVACION

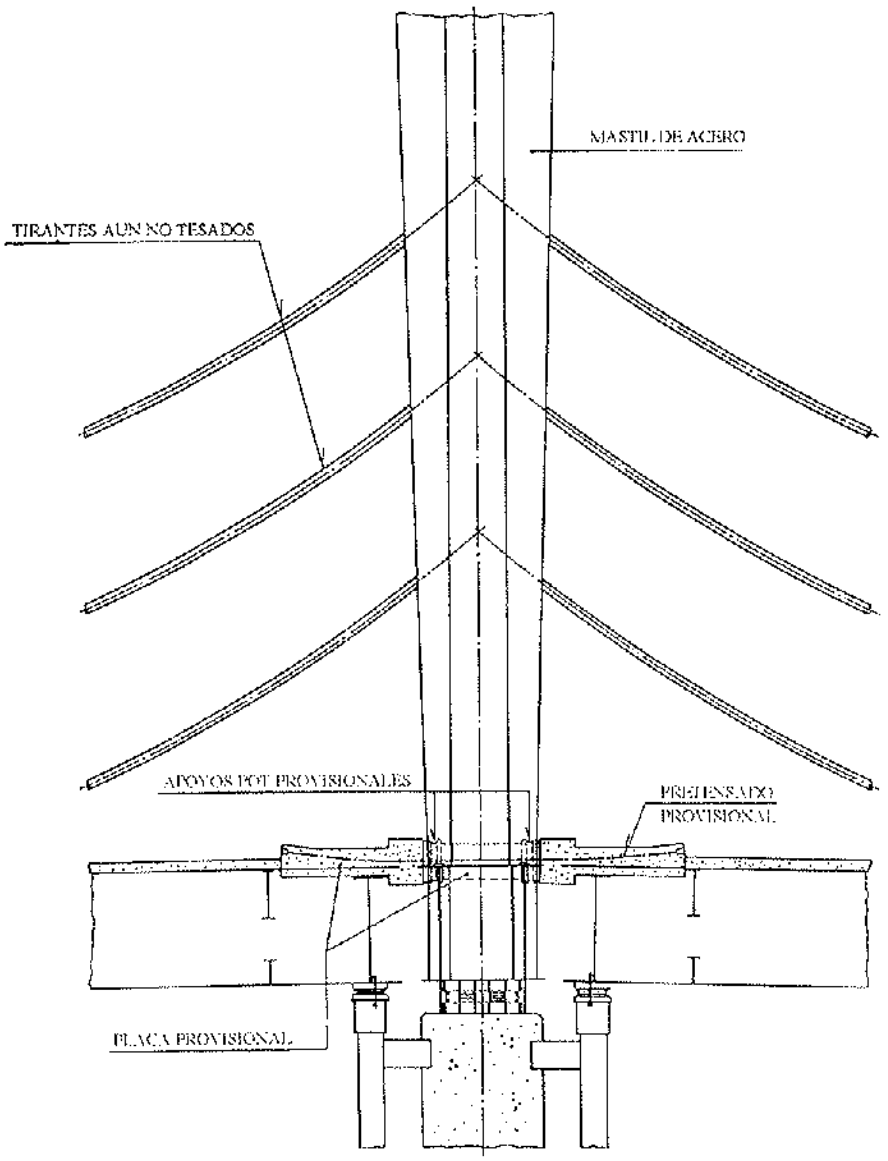



Fig. 11.

Por tanto, era obvia la necesidad de ir retirando esas cargas torsoras del tablero, a medida que progresara el atirantamiento. La mejor solución que para ello encontramos fué la de plantear esas masas de hormigón apoyadas y deslizantes sobre bandas de acero inoxidable, de modo que fuera posible ir desplazándolas hacia el eje del puente a medida que los tirantes se iban poniendo en carga, y logrando que, al terminar el proceso, la componente de carga torsora actuante sobre el dintel hubiera ya desaparecido.

Con los tableros ya apoyados (en soportes provisionales) a uno y otro lado de la pila, quedaba la operación de su atirantamiento y cierre de continuidad a través del diafragma sobre pila. Resumiendo mucho, diremos aquí que dada la necesidad de que los tableros sucesivos recuperaran sus movimientos descendentes en el proceso de atirantamiento, dispusimos rótulas provisionales de eje horizontal, capaces de transmitir fuerzas de compresión horizontales entre cada tablero y su diafragma de apoyo, permitiendo al tiempo la rotación de sus arranques. La figura 11 muestra la esencia del dispositivo empleado: La pareja de tableros se enlazan horizontalmente entre sí mediante la traviesa intermedia de acero, a través de placas de apoyo de tipo Pot, situadas en el plano vertical y normal al eje del puente, para dar apoyo a las cuales placas fue preciso construir unas losas de hormigón provisionales que, además, se pretensaron para hacer frente a posibles esfuerzos longitudinales de tracción.



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

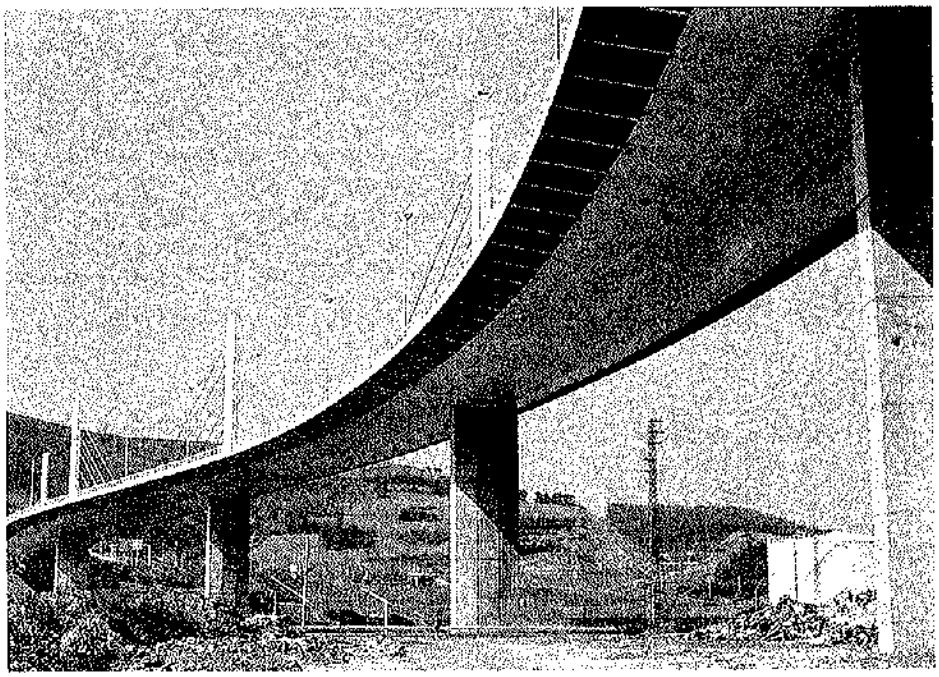


Fig. 12.

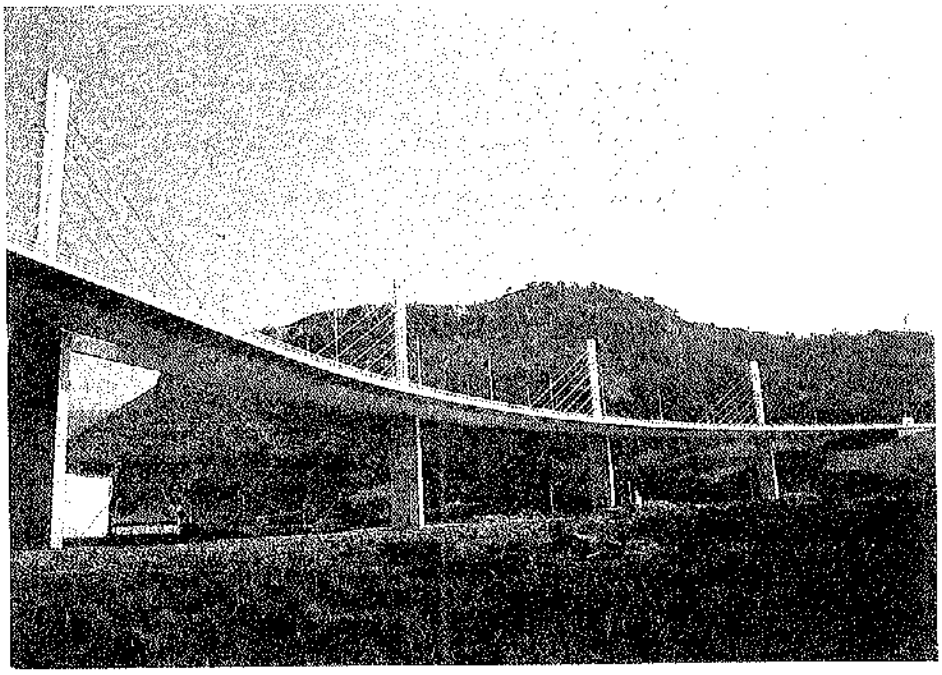


Fig. 13.

Cuando los tirantes se van poniendo en carga, los axiles de compresión del tablero pasan y se equilibran a través de tales placas de apoyo, las cuales permiten la rotación antigravedad que acompaña a la anulación de las flechas de peso propio. Situación que, una vez alcanzada, permite pasar al punto siguiente que es el de la solidarización mediante soldadura de la pareja de arranques de los vanos adyacentes con la traviesa de acero común. Y, a continuación, al hormigonado de la losa tipo superior, salvo las zonas ocupadas por los apoyos Pot provisionales. Logrado lo cual, se retira el pretensado de esas losas provisionales de conexión y se procede a repicar con cuidado las mismas, para acabar retirando los apoyos Pot y terminar con la ejecución final de la losa tipo superior de la sección mixta.

Es interesante observar cómo a medida que los tirantes se ponen en carga, y se alivian las cargas torsoras del tablero, se reduce la torsión en éste. Mientras, en paralelo, esos aumentos de tiro en los cables incrementan la flexión transversal del mástil, de modo que a la traviesa de apoyo sobre pila termina llegándole la misma flexión que tiene por eje el del puente: Al principio, transmitida como pares de torsión del dintel y, al final, a través de flexión transversal del mástil.



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

Un esquema como éste, de puente atirantado de vanos repetidos, no resulta tan eficaz frente a sobrecarga como lo es el clásico puente de vano principal y vanos de acceso de luces cortas, por cuanto los tirantes que deben actuar como retención cuando un vano se ve sobrecargado no encuentran puntos verticalmente fijos en el tablero, para su anclaje. O sea, los tirantes son sólo parcialmente eficaces, en cuanto a dar apoyo a la zona de tablero sobrecargada, pero sí resultan plenamente eficaces frente a las acciones permanentes.

Las fotos de las figuras 12 y 13 permiten apreciar la limpieza del dintel curvado, de acero, junto a los ritmos creados por los diafragamas transversales volados y por los mástiles y tirantes repetitivos. Desde el punto de vista viario, la presencia de los planos transparentes de cables en la mediana del puente, contribuyen a visualizar mejor la importancia de las curvas que para entrar y salir del viaducto han de sortear los vehículos.


## RESUMEN

Dentro del tramo Bilbao-límite de Cantabria, de la Autopista del Cantábrico, el Viaducto de la Arena ha permitido atravesar la zona marismosa inmediata a la playa del mismo nombre. A causa de la topografía local, el puente, de 560 m de longitud, se ha resuelto sobre doble curvatura en planta, con 400 metros de radio y un 7% de peralte en ambos extremos. Con tales condiciones, el tablero, continuo en toda su longitud y suma de 5 vanos de 105 metros más dos extremos de 70 metros se ha atirantado desde mástiles dispuestos en el eje del tablero y sobre cada una de las pilas intermedias. El procedimiento constructivo aplicado, descrito en el artículo, ha sido original y adecuado para haber puesto la obra en servicio en sólo 18 meses.



## SUMMARY

The Spanish highway Autopista del Cantabrico is the new road link, partially under construction, that, from the French border to La Coruña in Galicia, will connect the regions of the North Coast of Spain, including the Basque Country, Cantabria and Asturias. The viaduct here described has been built in the Basque Country, not far from Bilbao, in order to allow the highway to cross a marsh valley in the vicinity of the sea. It consists in a continuous girder of composite cross section, with 5 typical spans of 105 m and two end spans of 70 meters, cable stayed in a radiated pattern from 5 central pylons. The construction procedure, as indicated above, was rather original and conceived to erect the bridge in a time period of only 18 months.


* * *

# CONCRETE-95

## "Cómo Perfeccionar las Estructuras de Hormigón"

Durante los días 4 al 7 de setiembre de 1995, y organizada por el Instituto Australiano del Hormigón y la Federación Internacional del Pretensado, FIP, se va a celebrar en Brisbane, Australia, una Conferencia Técnica Internacional en la que se expondrán y discutirán los últimos avances logrados en la utilización del hormigón, en masa, armado y pretensado, para la construcción de edificios y estructuras de ingeniería civil, haciendo especial referencia a las técnicas y tecnologías capaces de garantizar que estos materiales permiten satisfacer la demanda actual y futura exigida para la conservación del ambiente, al mismo tiempo que cumplen todas las necesidades de los usuarios.

Los temas y los Conferenciantes seleccionados, permiten asegurar que se darán a conocer de un modo totalmente satisfactorio, tanto los principales avances logrados en Australia en este campo, como las más interesantes nuevas tendencias surgidas en todos los países del mundo. Ello permitirá un excelente intercambio de ideas y de información.

Los acompañantes podrán disfrutar de un variado y atractivo programa de visitas locales y excursiones, escrupulosamente seleccionado.

Tanto las Conferencias y los textos escritos de las mismas se darán exclusivamente en inglés.

Los interesados en participar en esta Conferencia deberán dirigirse a:

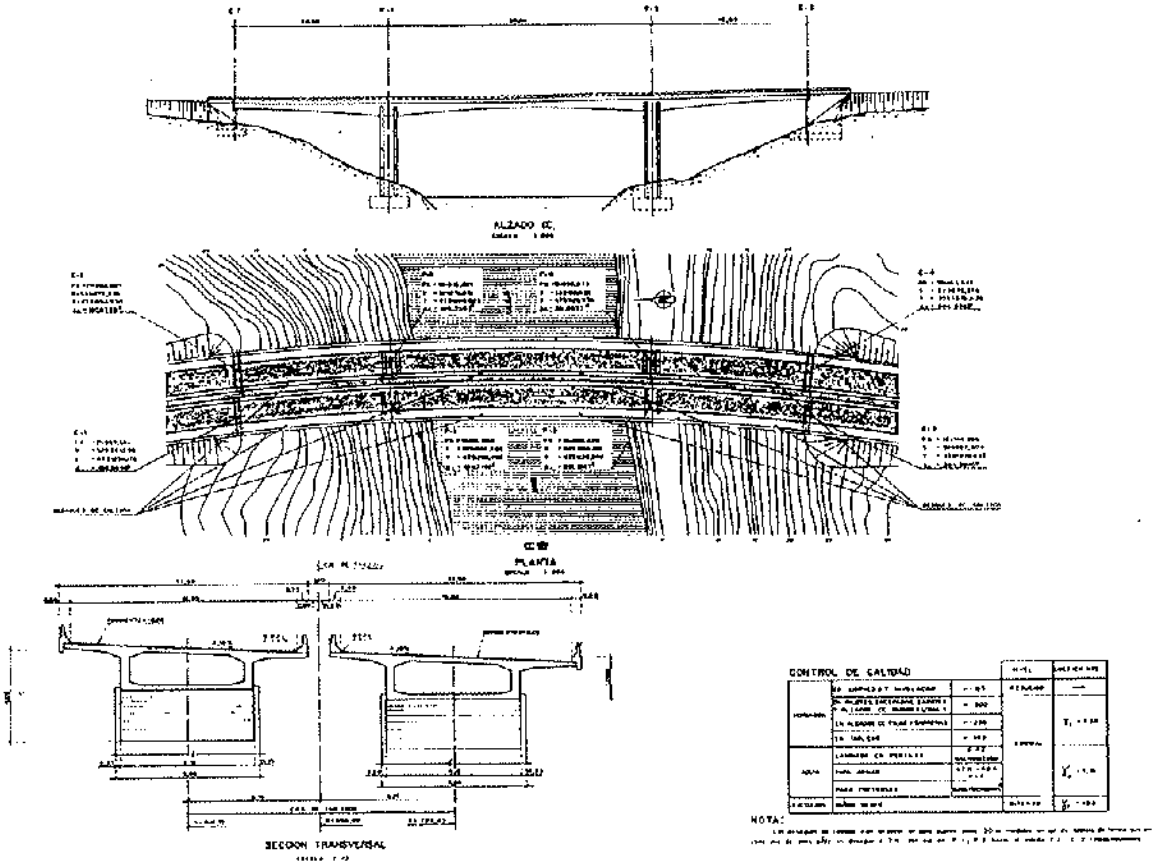
The Secretariat, Concrete 95
Concrete Institute of Australia
Level 21, 160 Ann Street
Brisbane Queensland 4000
Australia
Tel.: 07 221 38 88
Fax: 07 229 60 05



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

# Viaducto sobre el río Ulla (La Coruña-Pontevedra)

**José A. Torroja**
**Oficina Técnica, S.A.**




## CARACTERISTICAS

Esquema estático: Pórtico de tres vanos y canto variable, con pilas de doble pantalla, apoyado en estribos.

Longitud total: 177,4 metros.

Luces: 48-80-48 metros

Anchura plataforma: 11,30 m.

Altura máxima de rasante: 28,00 m



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

## DESCRIPCION

Este viaducto cruza el valle del río Ulla permitiendo el cruce del tronco de la Autopista del Atlántico sobre el mismo, en el inicio del tramo situado entre Padrón y Caldas de Reyes.

El trazado en planta en la zona ocupada por el viaducto es circular, con radio 800 m. La rasante describe un acuerdo parabólico cóncavo $K_v$ = 5.000 en su interior.

Lo componen dos obras de fábrica gemelas cuyo esquema estructural se constituye como un pórtico de tres vanos que se encuentra empotrado en pilas y apoyado en estribos mediante aparatos de neopreno-teflón.

La longitud total de cada estructura es de 177,40 metros, con luz central de 80 m y laterales de 48 m. Cada uno de los tableros está constituido por una viga cajón monocelular, postesada, de 11,30 m de anchura y canto variable desde 4,20 m sobre pilas hasta 1,90 m en estribos y centro del vano medio. Es capaz para una calzada de 7 m, arcen exterior de 2,5 m e interior de 1,0 metro, además de barreras rígidas almenadas que ocupan 0,5 m la interior (cercana al eje) y 0,30 m la exte-

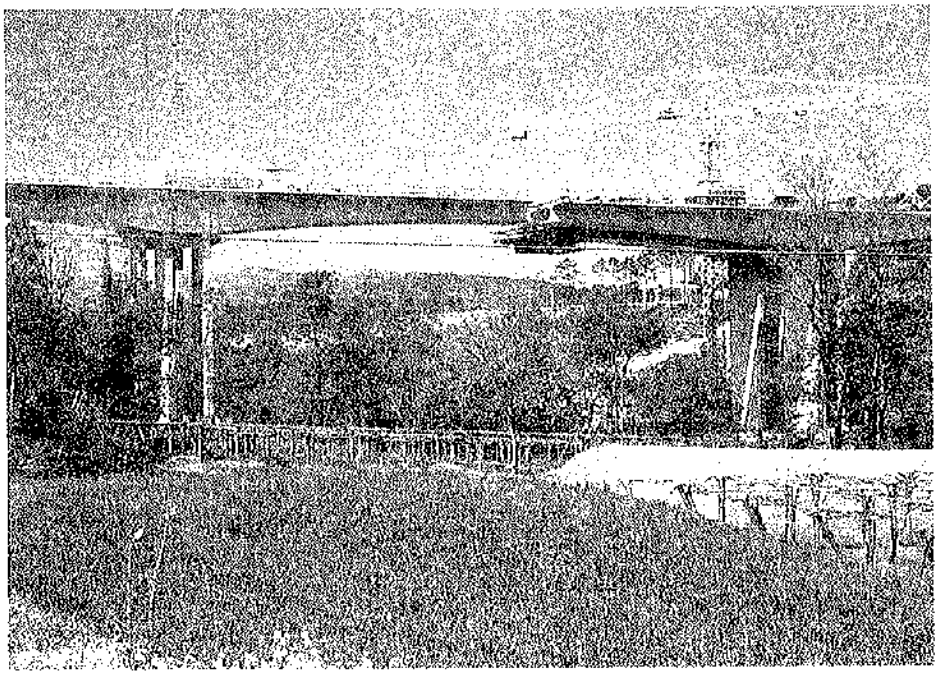


Fig. 1. Tablero durante la fase de avance.

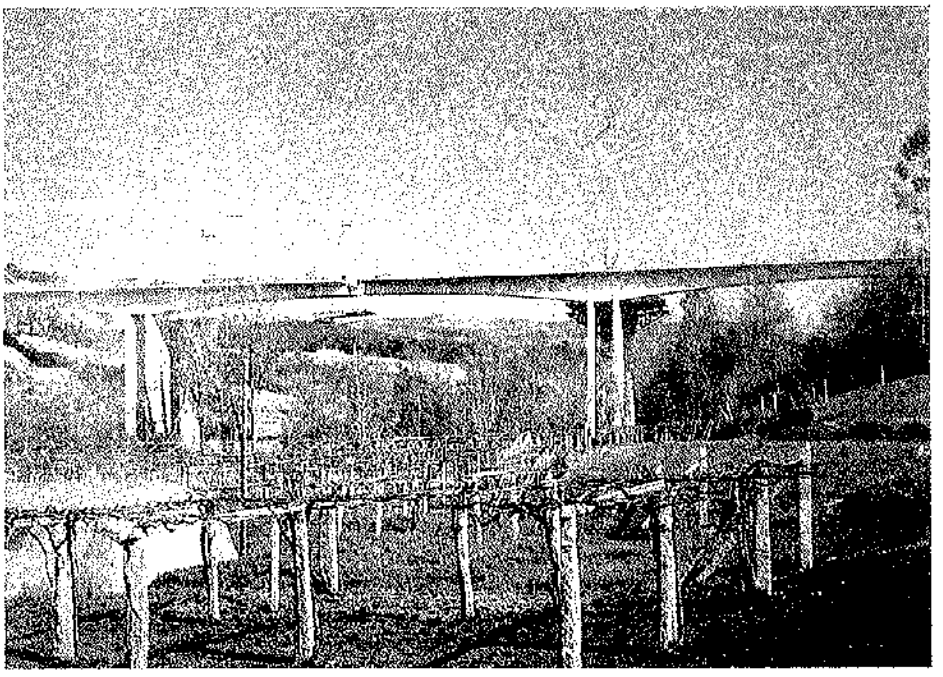


Fig. 2. Operación de cierre de vano central.



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

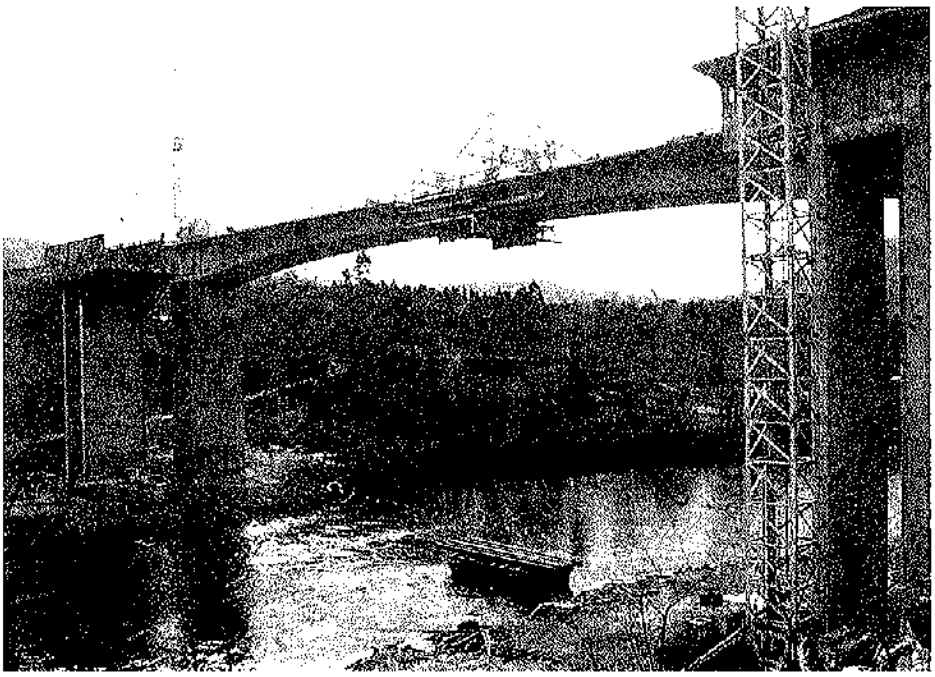


Fig. 3. Un tablero durante el cierre y el otro comenzando el avance en voladizo.

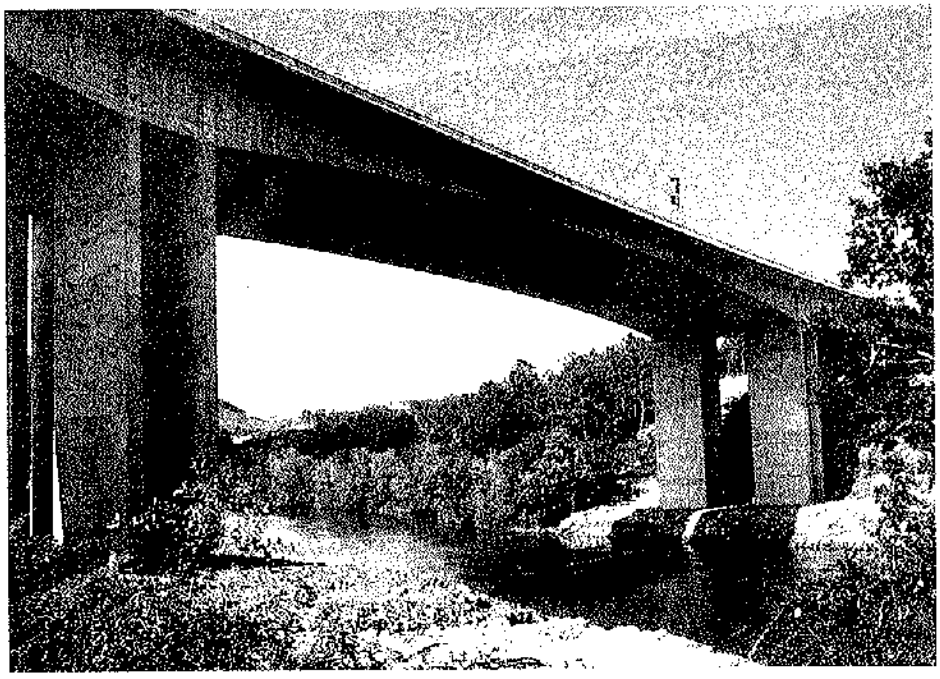


Fig. 4. Vista inferior del puente terminado.

rior, esta última con faldón adicional.

El núcleo del cajón tiene 6,10 m de anchura, almas de 0,40 m de espesor y forjados acartelados en la unión con éstas, de 0,22 m de espesor el superior y variable el inferior, con el canto, entre 0,22 m y 0,70 metros. El cajón lo completan sendos voladizos laterales, simétricos, de 2,60 m de longitud.

Las pilas son pantallas dobles de hormigón armado, de 0,80 m de espesor y separadas 4 metros entre sí. Se cimentan sobre zapatas de 8,0 x 8,0 m y 2,5 m de canto.

Los estribos son de hormigón armado, cerrados, con muros de frente, de 1,20 a 1,45 m de espesor, y aletas en vuelta rematadas por voladizos. Se cimentan sobre zapatas de 1,35 a 1,60 m de canto.

## PROCESO CONSTRUCTIVO

El tablero se construye mediante avance por voladizos sucesivos. Sobre la pila se hormigona una zona de tablero, de 13,20 m de longitud, mediante jabalcón apoyado en las pantallas de la pila.



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

Fig. 5. Vista aérea del puente terminado.

Una vez montados los carros de avance sobre dicha zona de tablero, comienza la ejecución "in situ" de dovelas. Estas tienen longitud de 4,55 m y 4,75 m, respectivamente, en los vanos central y lateral. La dovela de cierre del vano central es de 3,10 m de longitud. Los vanos laterales se completan con 8,15 m de tablero hormigonado sobre cimbra.

## OTROS DATOS

Fecha de construcción: 1990-1991.

Administración del proyecto y de la obra: Autopistas del Atlántico (AUDASA).

Constructor: Dragados y Construcciones, S.A.

Asistencia Técnica y Control: J. A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Sistema de pretensado: DYWIDAG.

Materiales empleados (tablero):

Hormigón: H-350 (0,65 $m^3/m^2$).

Acero activo: ASTMA-416; 0,6" (22 $kg/m^2$).

Acero pasivo: AEH-400 N (141 $kg/m^2$).

## RESUMEN

El viaducto sobre el río Ulla se encuentra en la Autopista del Atlántico, en el inicio del tramo entre Padrón y Caldas de Reyes. Está compuesto por dos estructuras gemelas de planta circular y longitud de 177,40 m.

El esquema estructural del tablero es un pórtico de tres vanos y luces 48-80-48 metros, empotrado en pilas y apoyado en estribos.

El tablero es un cajón monocelular de canto variable parabólicamente entre 4,20 m sobre pilas y 1,90 m en centro de vano central y zona sobre cimbra. La anchura total es de 11,30 m y la del cajón de 6,10 m.

Las pilas son pantallas de hormigón armado y sección rectangular de 6,60 m de anchura, 0,80 m de espesor y 24,00 m de altura.

El tablero se construye mediante avance por voladizos sucesivos y dovelas "in situ".

## SUMMARY

The viaduct over the Ulla river is located at the Atlantico Highway, that joins Padrón and Caldas de Reyes, close to the first one. It is formed by two twin structures with circular plan and 177,40 m long.

The structure is a frame of three spans of 48-80-48 metres, fixed to the piers and simply supported at the abutment walls.

The box-girder deck has a parabolic varying depth between 4,20 m in the joint with piers and 1,90 m in the midle of the spans. The top slab is 11,30 m wide and the box-girder is 6,10 m wide.

The piers are a double wall in reinforced concrete, 6,60 m wide and 0,80 m deep, and the height is 24,00 m.

The deck is built by the cantilever method, with cast "in situ" segments.

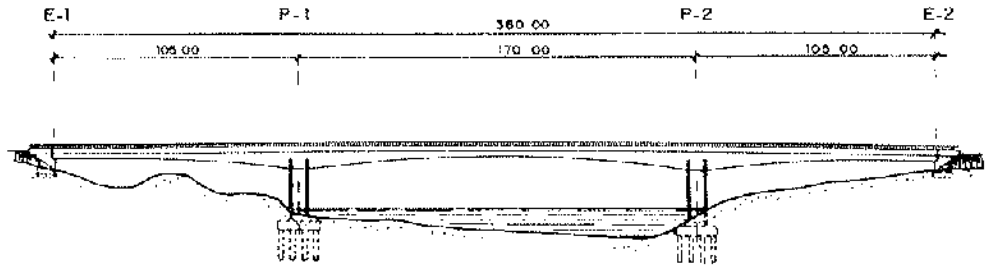


Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025

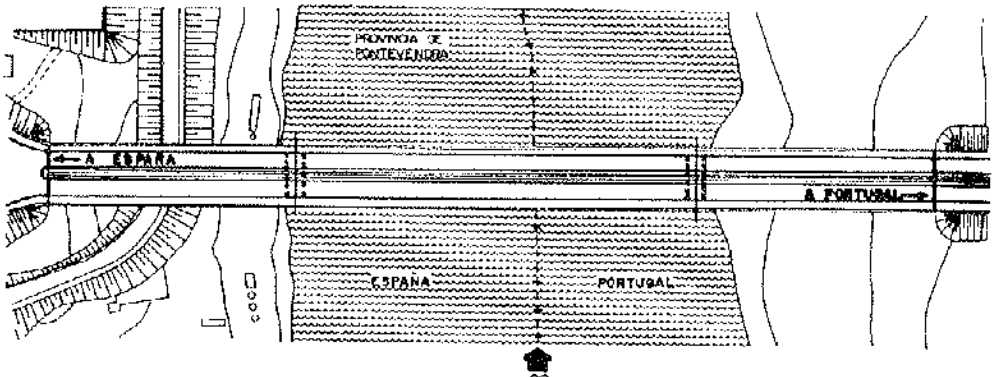
591-2-278

# Puente Internacional sobre el río Miño en Tuy (Pontevedra)

**José A. Torroja**
**Oficina Técnica, S.A.**




ALZADO CC




CC

PLANTA

CARACTERISTICAS

| | |
|---|---|
| Esquema estático: | Pórtico de tres vanos y canto variable, con pilas de doble pantalla, apoyado en estribos. |
| Longitud total: | 380 metros. |
| Luces: | 105 + 170 + 105 metros |
| Anchura plataforma: | 12,80 m |
| Altura máxima de rasante: | 32,00 m |



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

## DESCRIPCION

El puente Internacional sobre el río Miño se encuentra en la autovía que une Tuy (España) y Valença do Minho (Portugal). Está compuesto por dos estructuras gemelas, una para cada calzada, de 380 metros de longitud. La planta es recta.

El esquema estructural del tablero es un pórtico de tres vanos, empotrado en pilas y apoyado en estribos mediante apoyos de neopreno-teflón.

La longitud total del puente se distribuye en tres vanos de luces 105-170-105 metros, construidos mediante avance por voladizos sucesivos, excepto los 23,40 m de tablero adyacentes a los estribos, que se ejecutan sobre cimbra convencional apoyada en el terreno.

El tablero es un cajón monocelular de canto variable parabólicamente entre 9,00 m sobre pilas y 3,60 m en centro de vano central y zona sobre cimbra. La anchura del cajón es de 6,50 m, con voladizos de 2,95 m. El forjado superior, de 12,40 m de anchura, tiene un espesor constante de 0,22 m. El forjado inferior es de espesor variable entre 1,25 m, en arranque de pilas, y 0,22 m en centro de vano central y zona sobre cimbra de vanos laterales. Las almas son de espesor constante de 0,45 m.

Las pilas son pantallas de hormigón armado y sección rectangular de 7,00 m de anchura y 1,00 m de espesor, separadas 7,00 m, y se cimentan mediante 12 pilotes de 2,00 m de diámetro, con encepado independiente.

Los estribos son de hormigón armado, ambos cerrados con aletas en vuelta y cimentados directamente sobre zapatas.

## PROCESO CONSTRUCTIVO

El tablero se construye mediante avance por voladizos sucesivos. Sobre la pila se hormigona una zona de tablero de 12,00 m de longitud, mediante cimbra apoyada en las pantallas de la pila.

Una vez montados los carros de avance sobre dicha zona de tablero, comienza la ejecución "in situ" de dovelas. Estas tienen longitud variable entre 3,45 m y 4,50 m. La dovela de cierre del vano central es de 2,30 m de longitud. Los vanos laterales se completan con 23,40 m de tablero hormigonado sobre cimbra.

## OTROS DATOS

Fecha de construcción: 1991-1992-1993.

Administración del proyecto: MOPU Demarc. Carreteras del Estado, en Galicia (España).

Administración de la obra: JAE Junta Autónoma d'Estradas (Portugal).

Constructor: Cubiertas-Somage (UTE).

Asistencia Técnica y Control: J.A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Sistema de pretensado: Freyssinet.

Materiales empleados (tablero):

Hormigón: 0,93 $m^3/m^2$.
Acero activo: 46 $kg/m^2$.
Acero pasivo: 106 $kg/m^2$.

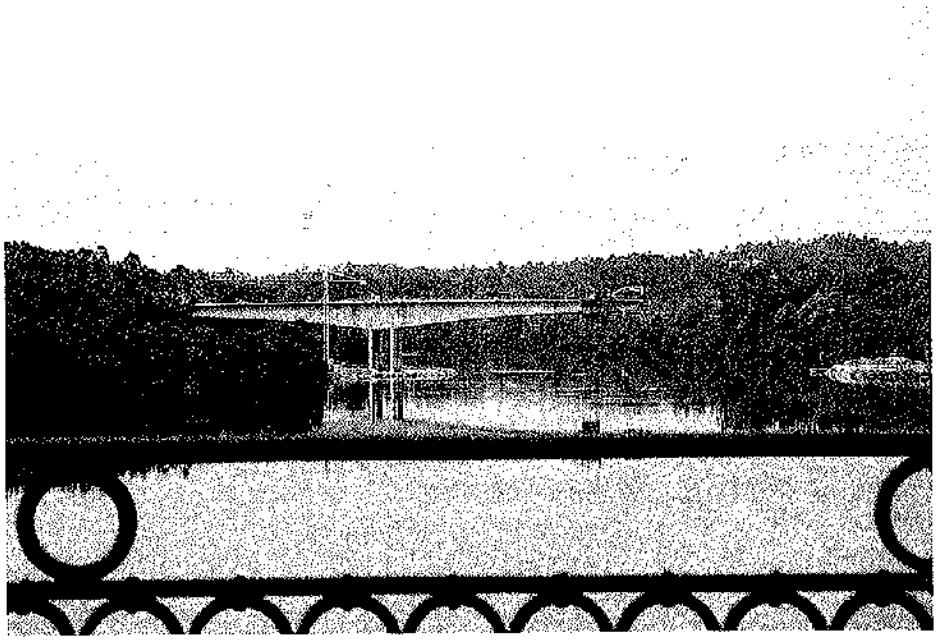


Fig. 1. Vista del avance en voladizo desde el puente antiguo.



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

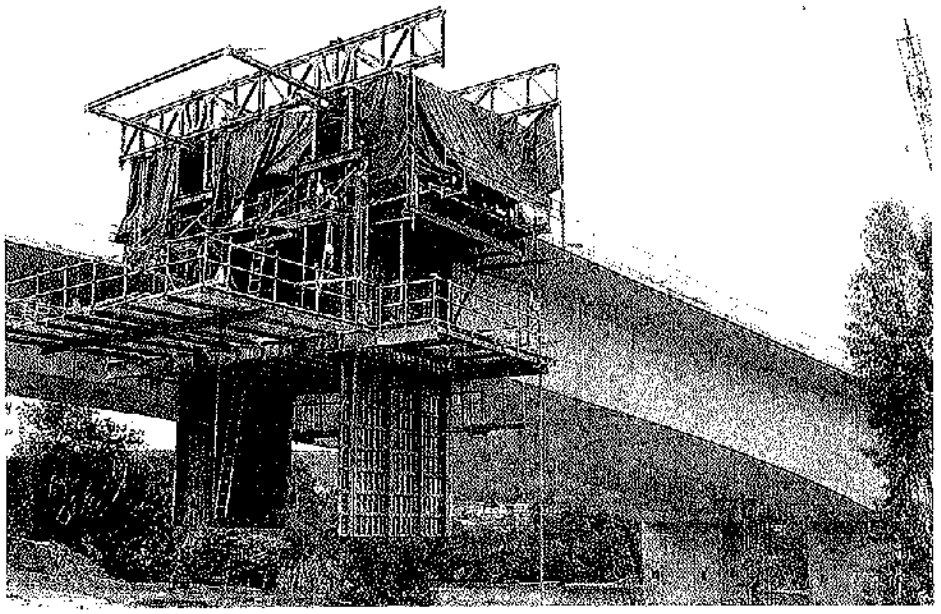


Fig. 2. Detalle del carro de avance.

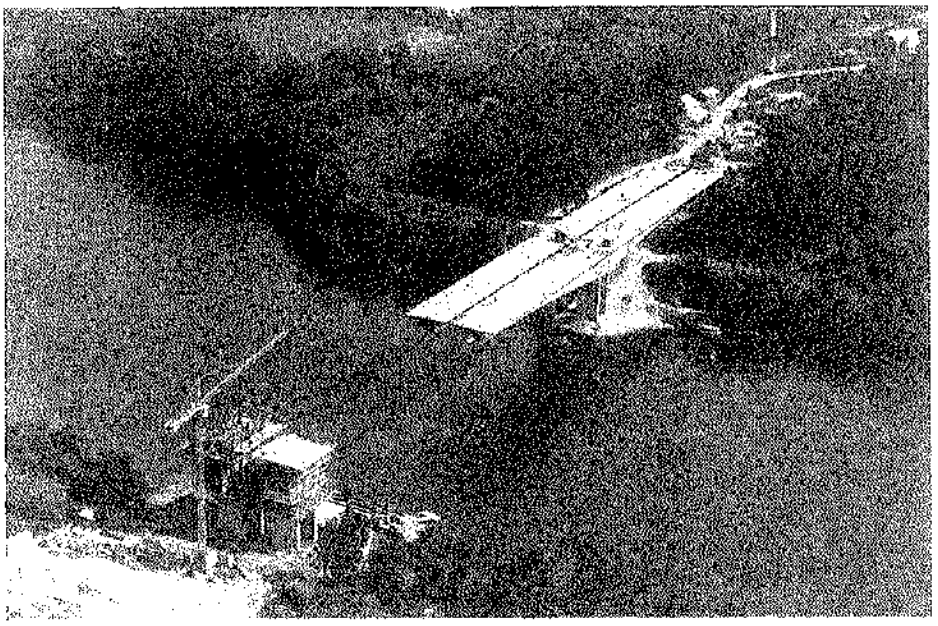


Fig. 3. Voladizos de la margen portuguesa terminados, y comienzo de los de la margen española.

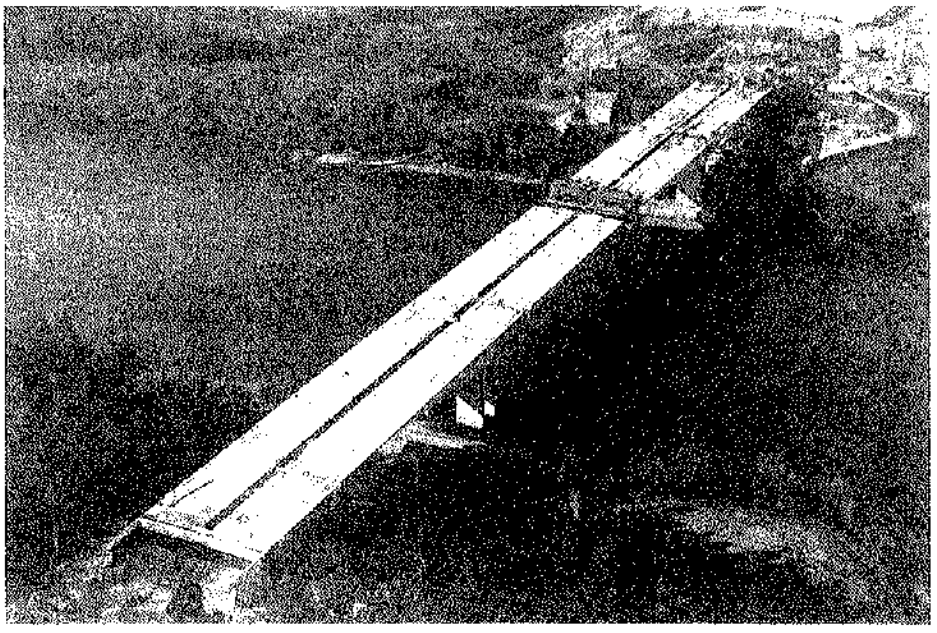


Fig. 4. Semitableros de la margen portuguesa terminados, y avance en voladizo en la española.



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

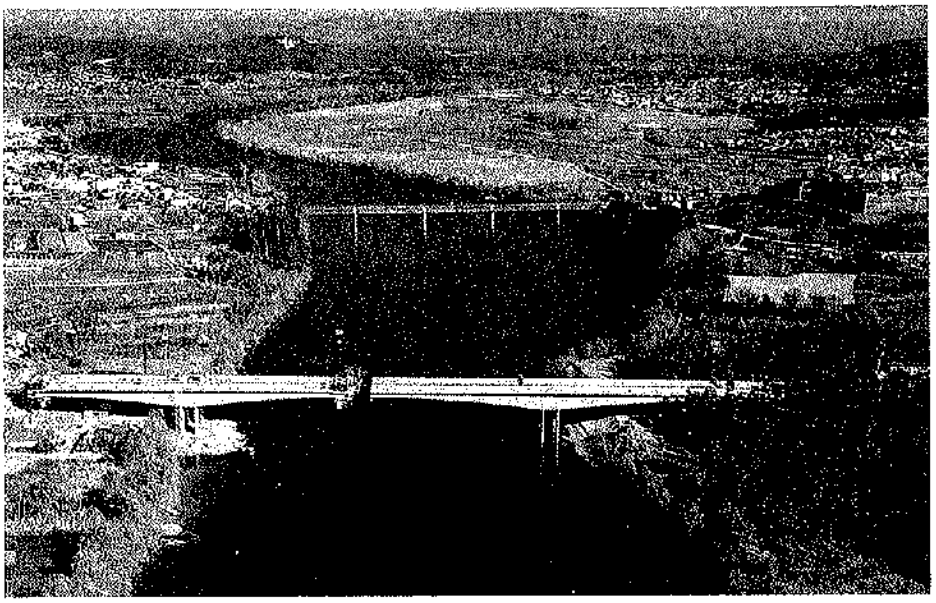


Fig. 5. Voladizos margen española casi concluidos.

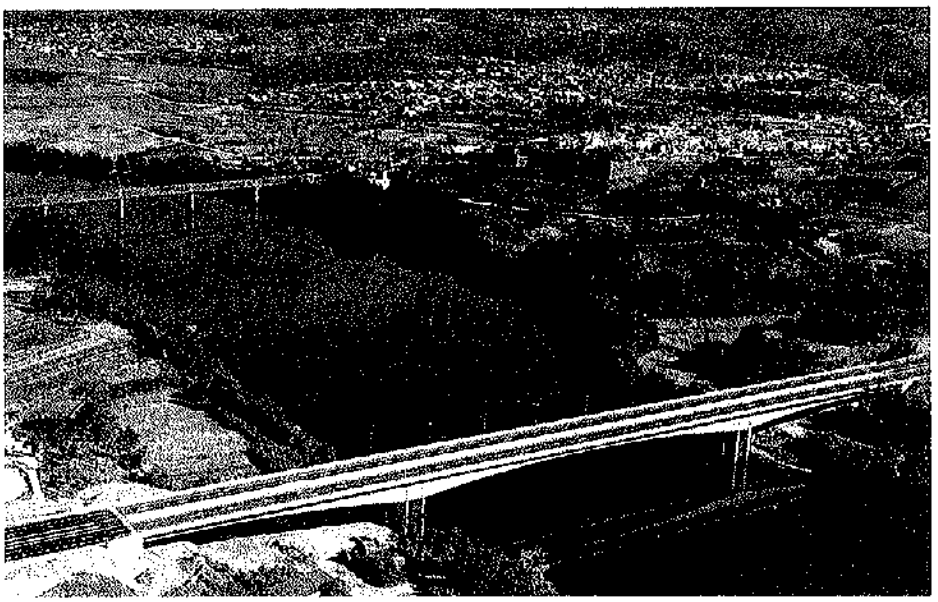


Fig. 6. Vista aérea del nuevo puente y del antiguo.

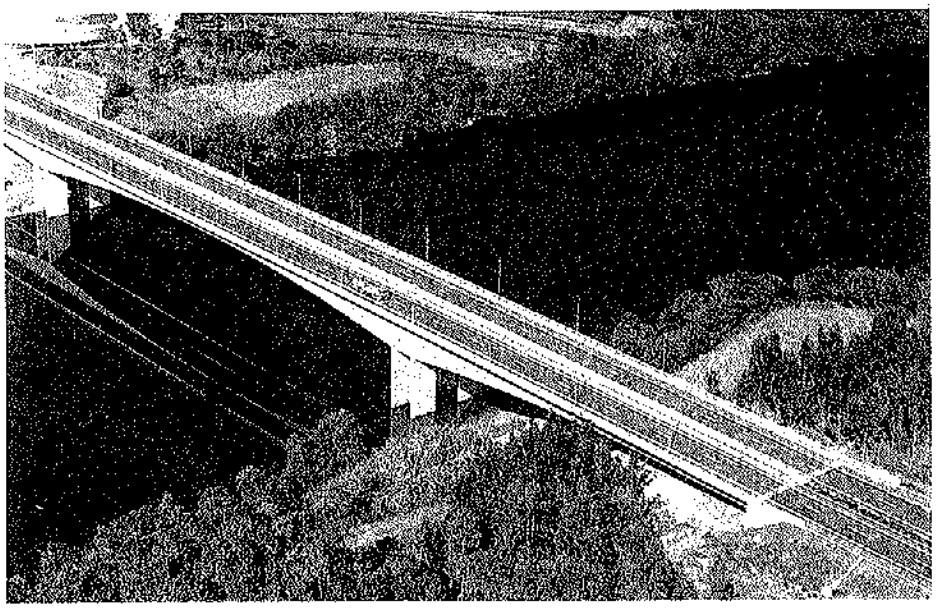


Fig. 7. Vista aérea del puente terminado.



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

## RESUMEN

El puente Internacional sobre el río Miño se encuentra en la autovía que une Tuy (España) y Valença do Minho (Portugal). Está compuesto por dos estructuras gemelas de planta recta y 380 m de longitud.

El esquema estructural del tablero es un pórtico de tres vanos y luces 105-170-105 metros, empotrado en pilas y apoyado en estribos.

El tablero es un cajón monocelular, de canto variable parabólicamente entre 9,00 m sobre pilas y 3,60 m en centro de vano central y zona sobre cimbra. La anchura total es de 12,40 m y la del cajón de 6,50 m.

Las pilas son pantallas de hormigón armado y sección rectangular de 7,00 m de anchura, 1,00 m de espesor y 24,00 m de altura.

El tablero se construye mediante avance por voladizos sucesivos y dovelas "in situ".



## SUMMARY

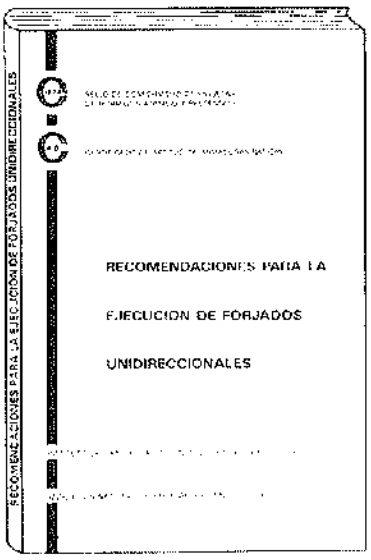
The International bridge over the Miño river is located at the highway that joins Tuy (Spain) and Valença do Minho (Portugal). It is formed by two twin structures with straight plan and 380 m long.

The structure is a frame of three spans of 105-170-105 metres, fixed to the piers and simply supported at the abutment walls.

The box-girder deck has a parabolic varying depth between 9,00 m in the joint with piers and 3,60 m in the midle of the spans. The top slab is 12,40 m wide and the box-girder is 6,50 m wide.

The piers are a double wall in reinforced concrete, 7,00 m wide and 1,00 m deep, and the height is 24,00 m.






Los interesados en esta publicación deberán dirigirse a:

**Secretaría Sello CIETAN**
**Instituto de Ciencias de la Construcción**
**"EDUARDO TORROJA"**
**C/Serrano Galvache, s/n.**
**28033 MADRID**
**Tel.: (91) 302 04 40**

# RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES
## (EDICION REVISADA)

La Asociación Nacional de Fabricantes con Sello CIETAN, en colaboración con el INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION "EDUARDO TORROJA", continuando con la labor divulgadora iniciada con la edición del libro "RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCION DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES", publica una segunda edición del mismo, revisada, adecuándola a la Normativa vigente.

El libro persigue un doble objetivo: El primero, informar y dar a conocer a los técnicos y constructores que intervienen en la realización de un forjado, las distintas soluciones constructivas idóneas de acuerdo con la vigente Normativa, según sean los diversos tipos de forjados y apoyos, desde un punto de vista eminentemente práctico, intentando paliar la escasez en España de bibliografía que lo aborde. El segundo es dar a conocer, a todos los sectores implicados en la ejecución de forjados, la existencia de productos con Sello CIETAN.

La obra ofrece un amplio y detallado compendio de soluciones constructivas, desarrolladas de forma gráfica para su mejor y más fácil interpretación. En su redacción han participado todos los sectores implicados: técnicos, fabricantes y organismos públicos y privados ligados a la construcción.





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

## CENTROS EUROPEOS DE INFORMACION EMPRESARIAL. Euroventanillas

# ESTE SIMBOLO LE VA A AYUDAR A ENTRAR EN EUROPA

El Mercado Unico Europeo será una realidad en 1993, abriéndose a los empresarios españoles la oportunidad de un mercado de 320 millones de consumidores.

Para ayudar a los empresarios a abordar profesionalmente este mercado la C.E.E. ha desarrollado un "Programa de Acción para las Pequeñas y Medianas Empresas", una de cuyas primeras actuaciones fue la creación y puesta en marcha de las **EUROVENTANILLAS.**

Estas **EUROVENTANILLAS,** distribuidas por toda la geografía nacional, le van a ayudar desinteresadamente a:

— CONOCER las actividades, programas y legislación de la C.E.

- Política comercial.
- Contratación pública.
- Normativa y reglamentación comunitaria.
- Programas de investigación y desarrollo.
- Ayudas y préstamos de la C.E.

— BENEFICIARSE de una orientación apropiada sobre:

1. Cómo cooperar con otras empresas europeas.
2. Cómo encontrar a un distribuidor para sus productos.
3. Cómo presentar la candidatura de la empresa a un programa comunitario.

— TRASLADAR a la Comisión propuestas y sugerencias de su Empresa.

# EUROVENTANILLAS EN ESPAÑA:

**ANDALUCIA**

CONFEDERACION EMPRESARIAL DE ANDALUCIA (CEA)
Avda. San Francisco Javier, 9
Edificio Sevilla 2, 9ª planta 41018-SEVILLA
Tel. (95) 465 05 55 Fax (95) 464 12 42

PROYECTO EUROPA, S.A.
Plaza de la Constitución, 9
29008 MALAGA
Tel. (952) 22 17 39 Fax (952) 22 09 26

**ARAGON**

CONFEDERACION REGIONAL DE EMPRESARIOS DE ARAGON (CREA)
Plaza Rioja. Urbanización Parque de Roma 5-1 1 planta
50010-ZARAGOZA
Tels. (976) 37 58 99/37 00 00
Fax (976) 32 27 56

**ASTURIAS**

INSTITUTO DE FOMENTO REGIONAL DEL PRINCIPADO DE ASTURIAS (IFR)
Parque Tecnológico de Asturias 33420 LLANERA (ASTURIAS)
Tel. (98) 526 00 68 Fax (98) 526 44 55.

ANTENA OVIEDO (FEDERACION ASTURIANA DE EMPRESARIOS)
Dr. Alfredo Martínez, 6 2º 33005 OVIEDO
Tel. (98) 523 21 05 Fax (98) 524 41 76

**CANARIAS**

CONSEJERIA DE ECONOMIA Y HACIENDA
D.G. Política Financiera y Promoción Económica
Tomás Miller, 38 35007-LAS PALMAS DE GRAN CANARIA
Tels. (928) 22 35 50
Fax (928) 22 23 42

**CASTILLA-LA MANCHA**

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO E INDUSTRIA DE TOLEDO
Plaza de San Vicente, 3 45001 TOLEDO
Tels. (925) 21 44 50/21 44 54
Fax (925) 21 47 27/21 39 00
Telex 42844 CCTO E

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS DE CASTILLA-LA MANCHA
Rosario, 29 3º planta 02001-ALBACETE
Tels. (967) 21 73 61/60/81
Fax (967) 24 02 02

**CASTILLA-LEON**

SODICAL (CECALE)
Claudio Moyano, 4 1º 47001 VALLADOLID
Tel. (983) 35 40 30 Fax (983) 35 47 38

**CATALUNA**

CENTRE D'INFORMACIO I DESENVOLUPAMENT EMPRESARIAL (CIDEM)
Avda. Diagonal, 403 7º 08008-BARCELONA
Tel. (93) 416 08 30 Fax (93) 416 08 98

CENTRO EUROPEO DE INFORMACION BANCO EXTERIOR DE ESPAÑA
Marina, 56-58 08034-BARCELONA
Tel. (93) 404 13 66 Fax (93) 405 73 35

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION DE BARCELONA
Avda. Diagonal, 452 08006-BARCELONA
Tel. (93) 415 16 00 Fax (93) 416 07 35

**EXTREMADURA**

SOCIEDAD PARA EL DESARROLLO INDUSTRIAL DE EXTREMADURA (SODEX)
Doctor Marañón, 2 10002-CACERES
Tel. (927) 22 48 78 Fax (927) 24 33 04

**GALICIA**

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS DE GALICIA (CEG)
Rúa Doctor Pedro, 7-A, entreplanta
15706 SANTIAGO DE COMPOSTELA
Tels. (981) 59 76 50/54
Fax (981) 56 57 88

**ISLAS BALEARES**

CONSORCI CENTRE DE DOCUMENTACIO EUROPEA DE LES ILLES BALEARS
Patronato Obrero, 30
07006 PALMA DE MALLORCA
Tel. (971) 46 10 02 Fax (971) 46 30 70

**MADRID**

K FK/GAPS
Pº de la Castellana, 141 2ª planta
28046 MADRID
Tels. (91) 571 54 84/571 46 40
Fax (91) 571 59 12

CONFEDERACION ESPAÑOLA DE ORGANIZACIONES EMPRESARIALES (CEOE)
Diego de León, 50 28006-MADRID
Tel. (91) 563 96 41 Fax (91) 564 01 35

INSTITUTO MADRILEÑO DE DESARROLLO (IMADE)
Manuel Pan, 16-15 28902-GETAFE
Tel. (91) 696 11 11 Fax (91) 695 61 74 / 319 42 90

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO E INDUSTRIA DE MADRID
Pza. de la Independencia, 1 28001-MADRID
Tel. (91) 538 36 10 Fax (91) 538 36 40

**MURCIA**

INSTITUTO DE FOMENTO DE LA REGION DE MURCIA (CROEM)
Pza. San Agustín, 5-6 30005-MURCIA
Tel. (968) 28 08 18 Fax (968) 29 32 45

**NAVARRA**

ASOCIACION DE LA INDUSTRIA NAVARRA (AIN)
P.O. Box 439 31191 CORDOVILLA (Pamplona)
Tel. (948) 10 11 91 Fax (948) 10 11 05

**PAIS VASCO**

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION DE BILBAO
Alameda de Recalde 50 48008-BILBAO
Tel. (94) 444 40 54 Fax (94) 443 61 71

FUNDACION EUROVENTANILLA DEL PAIS VASCO
Tomás Gros, 3 bajo 20001 SAN SEBASTIAN
Tel. (943) 27 22 88 Fax (943) 27 16 57

**LA RIOJA**

FEDERACION DE EMPRESARIOS DE LA RIOJA (FER)
Hermanos Moroy, 8 4º planta
26001-LOGROÑO
Tel. (941) 26 70 22 Fax (941) 20 26 37

**COMUNIDAD VALENCIANA**

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION DE VALENCIA
Paseo General, 15 46002-VALENCIA
Tel. (96) 351 13 01
Fax (96) 351 63 49/351 35 58

GRUPO BANCO POPULAR ESPAÑOL
Rambla de Mendez Núñez, 12
03002-ALICANTE
Tels. (96) 521 67 91/521 16 86
Fax (96) 520 19 54

Para cualquier información sobre la Red de Euroventanillas dirigirse a:

IMPI
INSTITUTO DE LA PEQUEÑA Y MEDIANA EMPRESA INDUSTRIAL
MINISTERIO DE INDUSTRIA, COMERCIO Y TURISMO

Pº de la Castellana, 141, oficina 2ª - 28071 MADRID
Teléfono 900 - 19 00 92
Fax (91) 582 93 99

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

# Viaducto de Tamaraceite (Las Palmas de Gran Canaria)

**José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.**
**INTECSA**

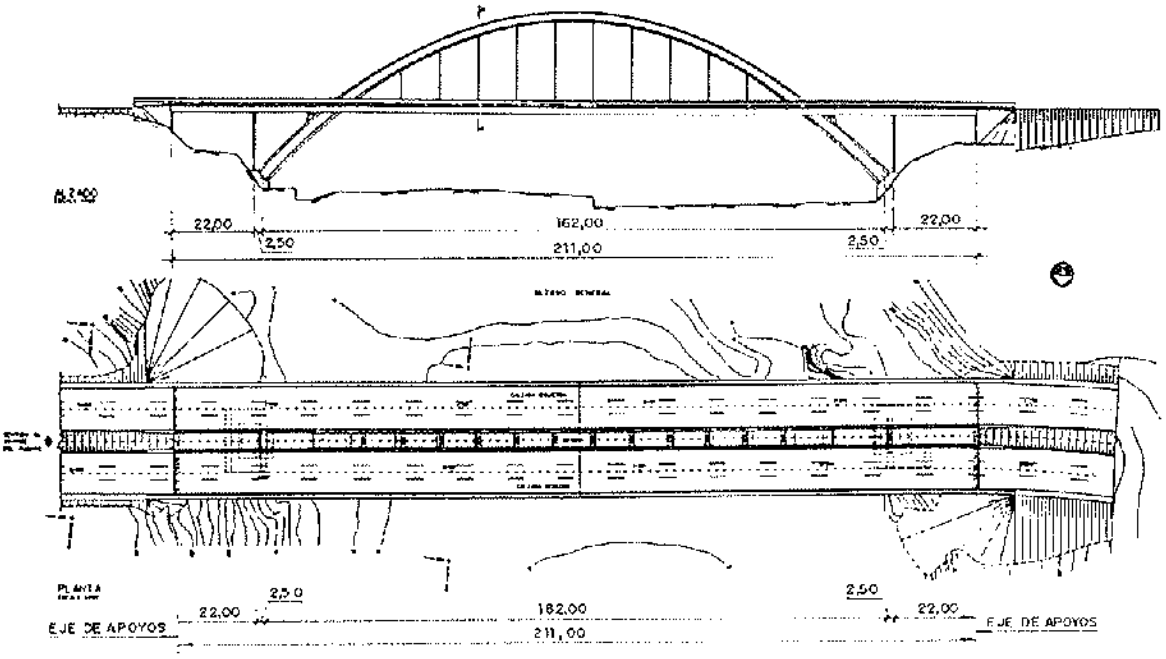



Figura 1. Planta y alzado.

CARACTERISTICAS:

| | |
|---|---|
| Esquema estático: | Arco mixto, de canto variable, con tablero inferior colgado del mismo y apoyado en pilas laterales y estribos |
| Arco: | |
| - Luz entre pedestales: | 162,00 m |
| - Flecha: | 41,00 m |
| - Canto: | Variable de 2,75 a 4,0 metros. |
| - Anchura: | 3,60 metros. Variable hasta 6,50 m en arranques |
| Tablero: | |
| - Longitud total: | 212 metros |
| - Luces: | 22 + 16 + 11,675 + 11x10,15 + 11,675 + 16 + 22 m |
| Anchura plataforma: | 30,0 metros |
| - Altura máxima de rasante: | 25,0 metros |



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

## DESCRIPCION

Este viaducto forma parte del Acceso Norte a la ciudad de Las Palmas de Gran Canaria, permitiendo el cruce del tronco de la Autovía sobre el Barranco del Rincón o Tamaraceite. La sección del tablero permite tres carriles en cada sentido de la circulación, con mediana de 6,0 metros, arcenes exteriores de 0,5 m y aceras laterales de 1,0 m.

La estructura se compone de un arco mixto, de 162 m de luz y 41,0 metros de flecha, del que cuelga, mediante doce parejas de péndolas, un tablero de hormigón postesado, de 30 metros de anchura y 211 metros de luz. El tablero se sustenta además mediante dos apoyos directos en el propio arco, en dos pilas y en sendos estribos. (Véase figura 1).

El arco se empotra mediante pedestales macizos de hormigón, de 7,2 y 9,0 m de longitud, en zapatas de 12 x 16 m y 2,50 metros de canto. Su sección es en cajón y tiene anchura constante de 3,6 metros, excepto en los 18,3 metros adyacentes a los arranques, donde es variable linealmente entre 3,6 y 6,50 metros. El canto varía desde 2,75 m en clave a 4,0 metros en arranques. El espesor de las almas es constante –0,30 m– mientras que el de los forjados es creciente entre clave y arranques –0,45 a 0,65 metros–.

La carcasa metálica del arco está compuesta por chapas soldadas de acero AE-355D. Dispone de marcos interiores de rigidización transversal con cruces de San Andrés. La rigidización longitudinal de las chapas correspondientes a las almas se efectua en su cara vista, mediante rigidizaciones cerradas de sección triangular o trapecial.

Las péndolas, situadas cada 10,15 metros, se disponen con leve inclinación transversal. Consta cada una de ellas de 27 ó 31 cordones de 0.6", protegidos individualmente por fundas de polietileno inyectadas con cera. El conjunto se protege a su vez con doble vaina de polietileno de alta densidad. (Véase figura 2).

El tablero está constituido por dos vigas asimétricas con sección en cajón unicelular de 12,75 m de anchura. (Véase figura 3). Estas vigas están dispuestas especularmente a ambos lados del arco, separadas 4,10 m entre sí para permitir el cruce con el mismo y arriostradas mediante las correspondientes traviesas –18– en los puntos de apoyo o suspensión. El canto del tablero es de 2,27 m en eje. Las almas del cajón son inclinadas, pero mientras la exterior forma algo menos de 25° con la horizontal, la interior es casi vertical. El voladizo exterior es también de mayor longitud que el interior –2.90 m frente a 2,45 m–.

La sección de todas las traviesas es en doble T, a excepción de las dispuestas sobre los estribos, que son rectangulares. El canto es variable en las correspondientes al apoyo sobre arco –2,27 a 2,77 m– siendo igual al del tablero en el resto.

El tablero es postesado, tanto longitudinal como transversalmente, mediante tendones compuestos, en general, por 12 cordones de 0,6", alojados en vainas de 81 mm de diámetro. El postesado longitudinal lo integran, en cada cajón, 23 tendones, de los cuales 19 son de continuidad entre ambos extremos. El postesado transversal se dispone en cada una de las traviesas, a excepción de las correspondientes a los estribos. En las dispuestas sobre pilas y en las correspondientes al

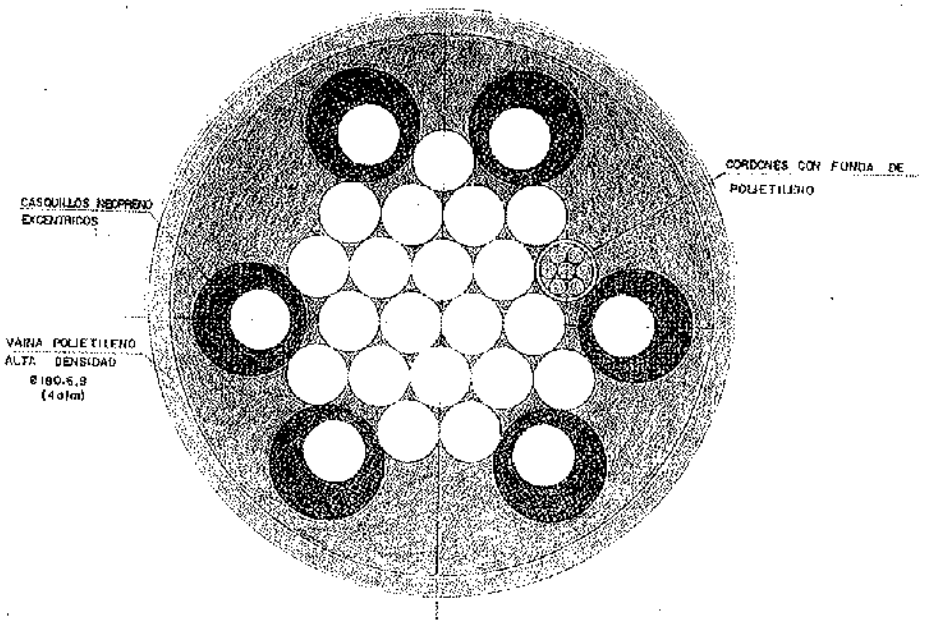



Figura 2. Sección de las péndolas.



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

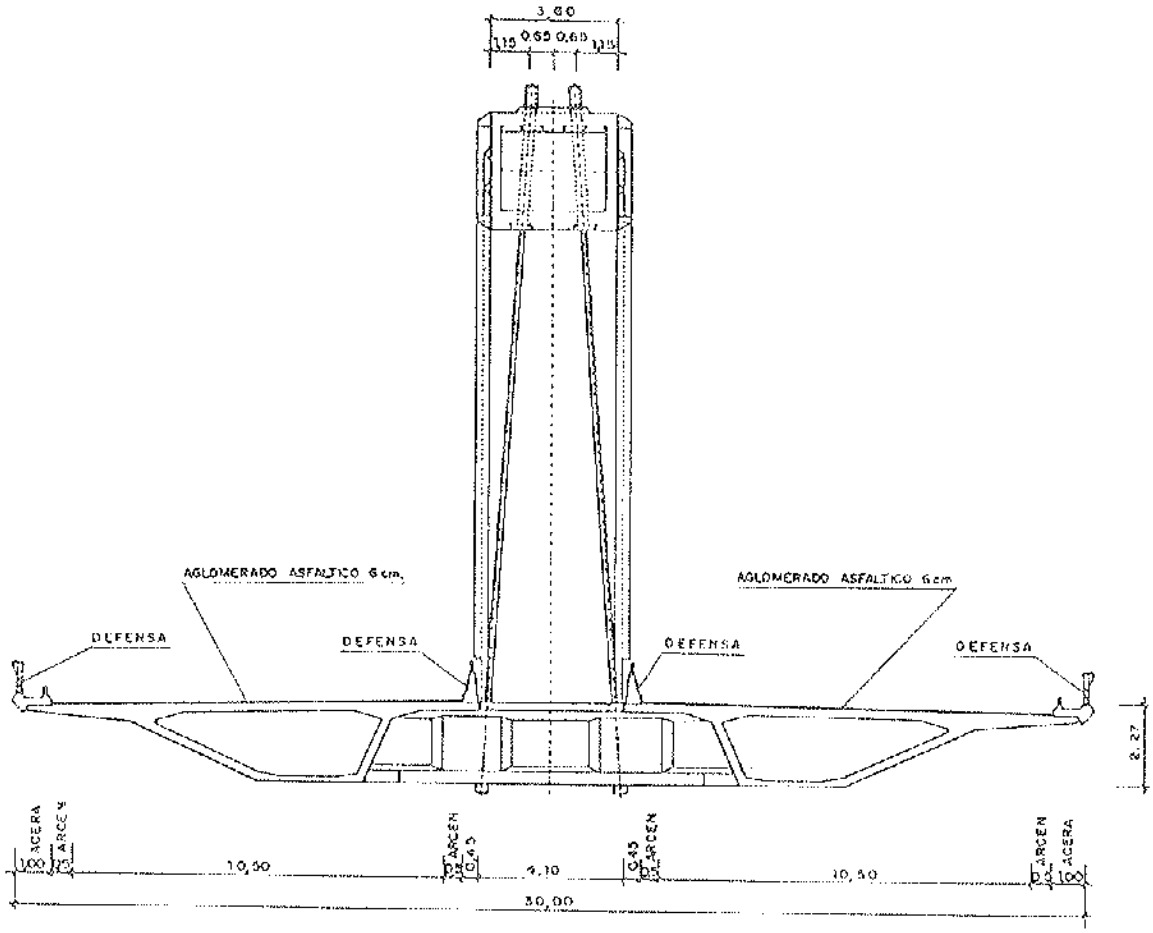



Figura 3. Sección transversal.

apoyo sobre arco, se efectúa, respectivamente, mediante 6 y 12 tendones. Las colgadas incluyen 8 tendones de 9 cordones cada uno.

Cada apoyo directo del tablero sobre el arco se efectúa mediante un solo aparato confinado de neopreno-teflón unidireccional.

Las pilas están constituidas por pantallas de un metro de espesor, que presentan un alzado en forma de V. El tablero apoya sobre ellas mediante aparatos de apoyo de neopreno-teflón libre. Se cimentan en los propios macizos de arranque del arco.

Los estribos son cerrados, de 11,5 y 13,5 m de altura. Se componen de sendos muros de frente, de espesor variable desde 1,40 a 0,40 metros, y las correspondientes aletas en vuelta rematadas por voladizos. Se cimentan sobre zapatas de 2,0 metros de canto. El tablero se apoya, en cada uno de ellos, mediante dos aparatos confinados de neopreno-teflón unidireccional. Ambos disponen de topes sísmicos laterales y frontales.

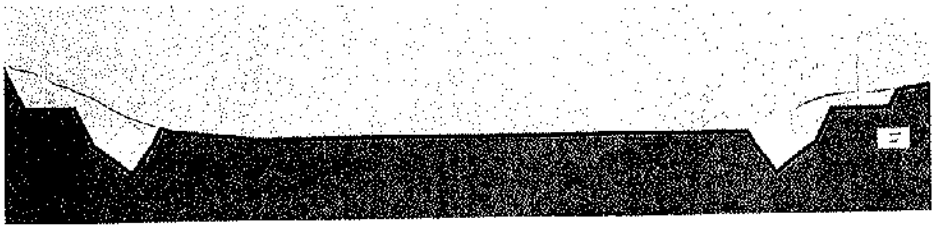
## PROCESO CONSTRUCTIVO

Tras la ejecución de las cimentaciones y muros de frente de los estribos (figura 4), se ha procedido al montaje del arco metálico, el cual se prefabricó en taller, distribuido en trece elementos. El montaje se ha efectuado en voladizo, con gran parte de la ferralla interior colocada en cada dovela, mediante atirantamiento provisional desde sendas torres situadas tras los arranques del arco y ancladas a los estribos (figuras 5 a 8).

Una vez cerrado el arco metálico (figuras 9 y 10), se ha procedido al hormigonado interior del mismo. La puesta en obra del hormigón, simétrica, comenzó por arranques y finalizó en la clave (figura 11).

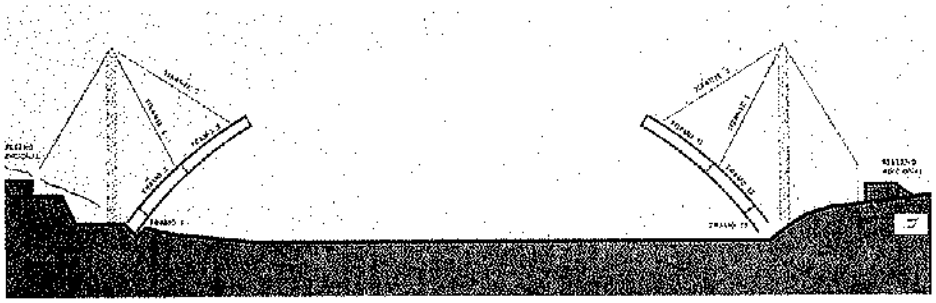


Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025



FASE 1

Figura 4. Esquema ejecución fase 1. Cimentaciones y estribos.



FASE 2

Figura 5. Esquema ejecución fase 2. Montaje arco metálico.

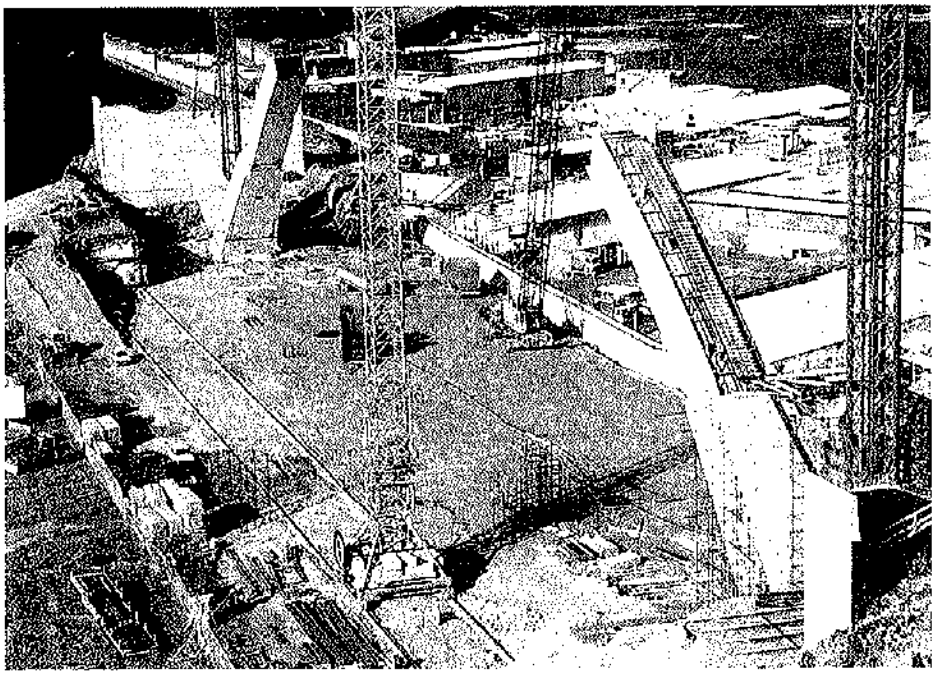


Figura 6. Montaje arco metálico. Vista general.



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

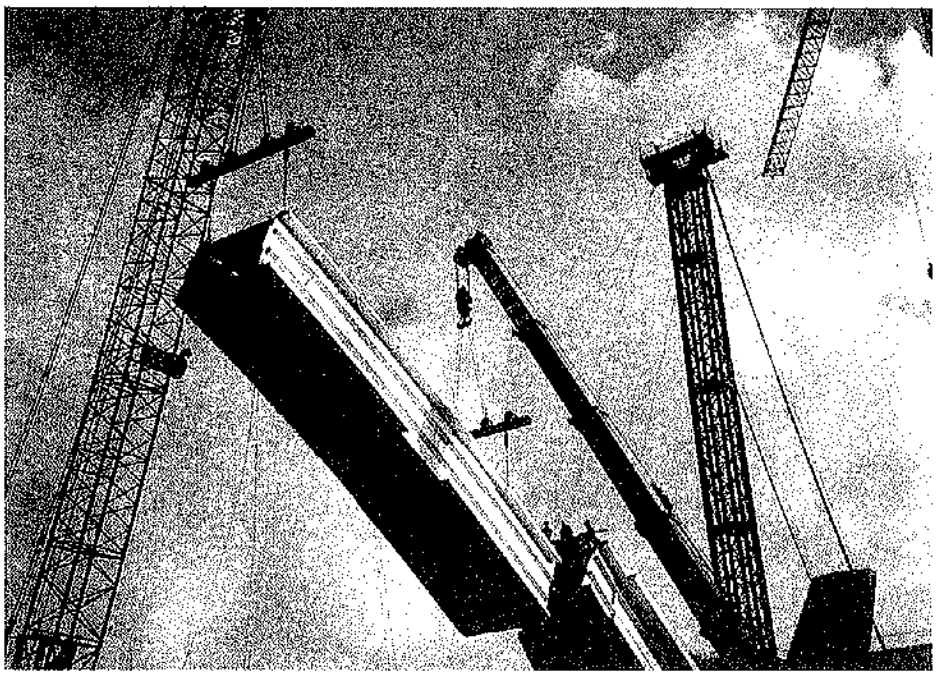


Figura 7. Montaje arco metálico. Izado de un tramo.

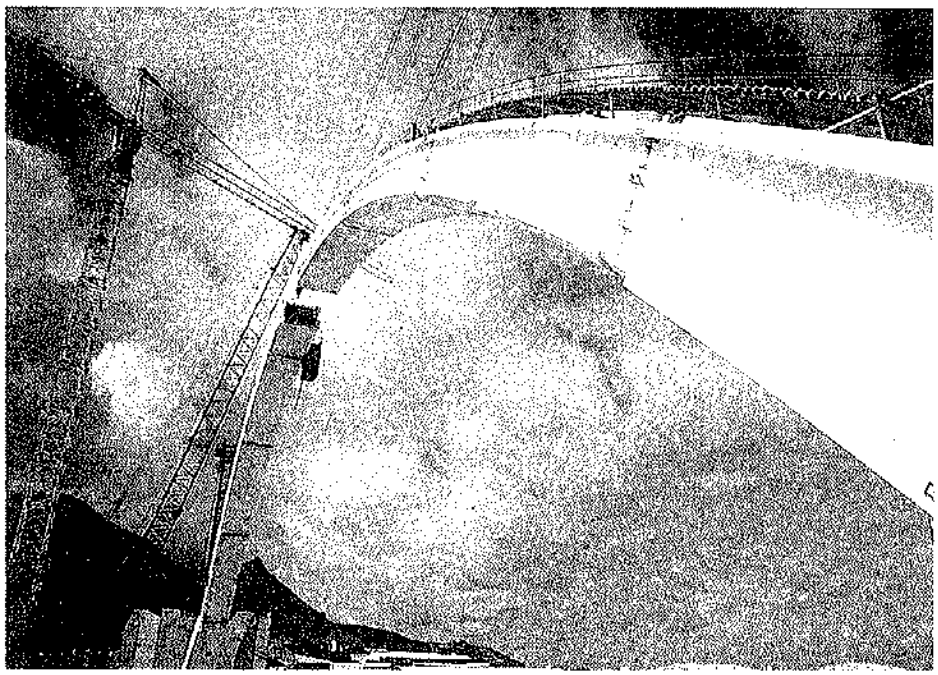


Figura 8. Montaje arco metálico. Fase anterior al cierre.



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

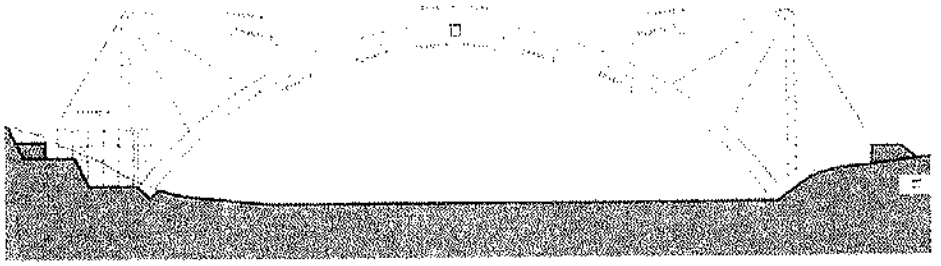


Figura 9. Esquema ejecución fase 3. Cierre arco, tramos cimbrados tablero.

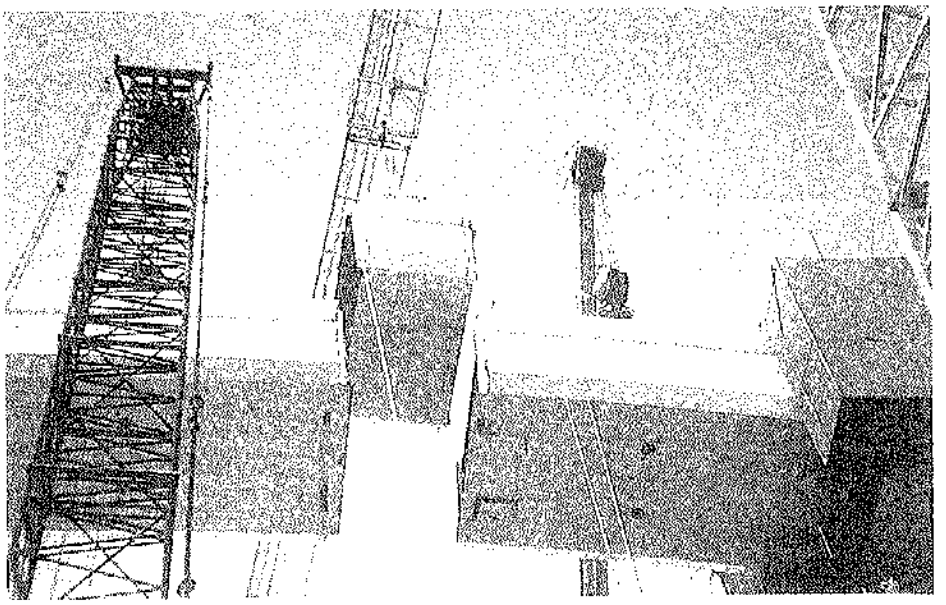


Figura 10. Cierre arco metálico.

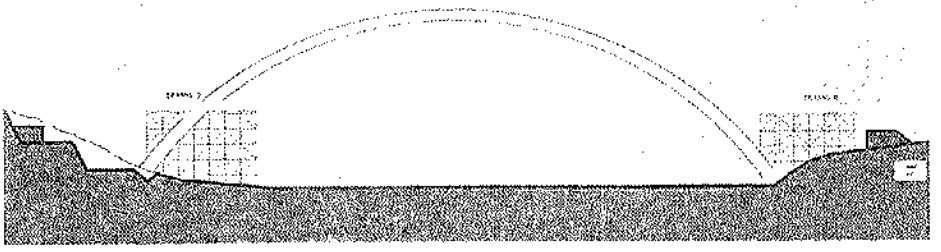


Figura 11. Esquema ejecución fase 4. Tramos cimbrados tablero, hormigonado arco.



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

Durante el hormigonado del arco, se han construido, cimbrados, los tramos extremos del tablero, situados entre las parejas de péndolas laterales y los estribos (figura 12). Cada uno de estos tramos quedó apoyado sobre estribo, pila y dos parejas de castilletes que sustituían provisionalmente al apoyo directo sobre arco y a la primera pareja de péndolas.

El resto del tablero, distribuido en cinco tramos de 18,50 metros de longitud, y unas 660 toneladas de peso, se ha prefabricado sobre el suelo e izado posteriormente, mediante gatos, desde el propio arco. Una vez en cota cada tramo, se ha efectuado la sustitución de los tirantes de izado por las péndolas definitivas. La suspensión de las dovelas se efectuó de forma simétrica y en el orden más favorable para el arco (figuras 13 a 17).

Una vez colgados del arco todos los tramos, se procedió a desmontar los castilletes provisionales de las fases cimbradas, mediante un proceso previamente establecido de transferencia de cargas al arco.

Una vez ajustada geométricamente la rasante, se llevó a cabo el cierre entre los diversos tramos (figura 18) y se procedió al postesado longitudinal de continuidad (figuras 19 a 21).

Por último, se ejecutaron las aceras y se montaron las impostas y los elementos de iluminación de la estructura (figuras 22 a 24).

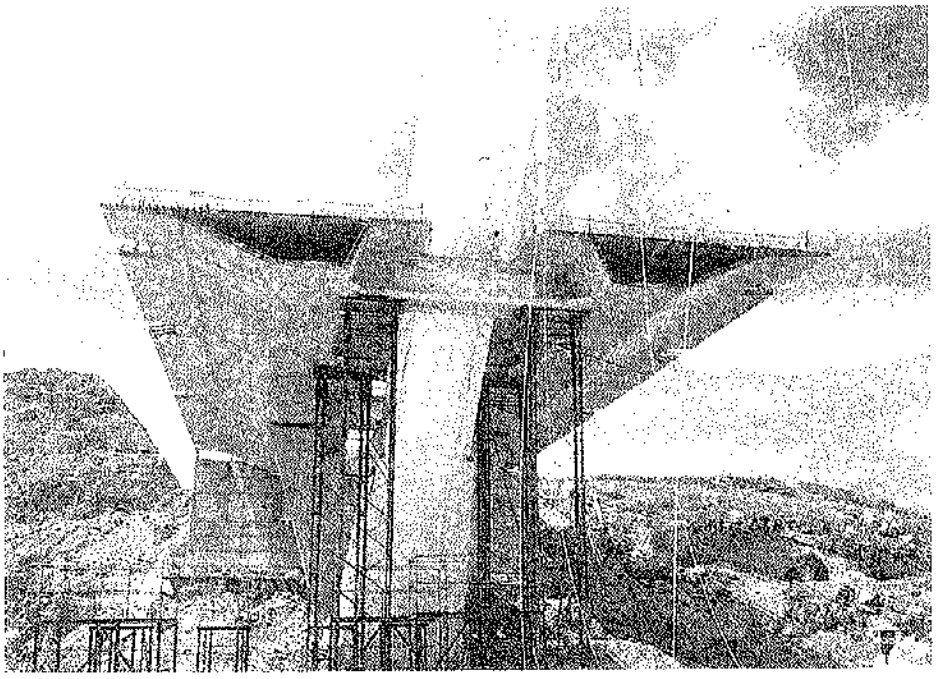


Figura 12. Tramos cimbrados lado Las Palmas.

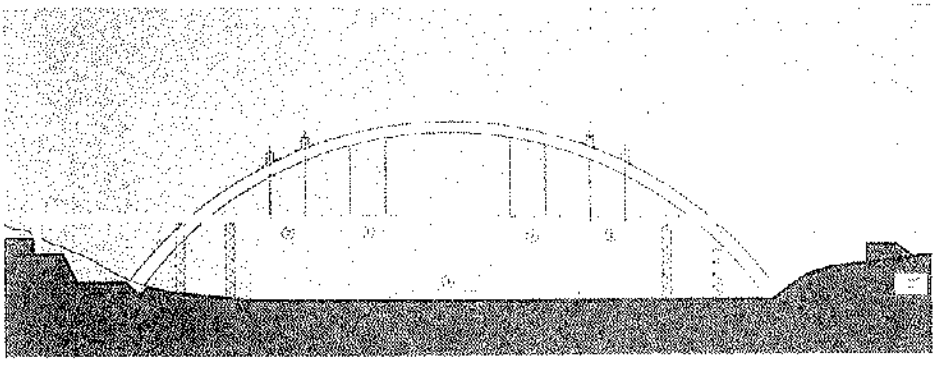



Figura 13. Ejecución fase 5. Izado de tramos centrales de tablero.



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

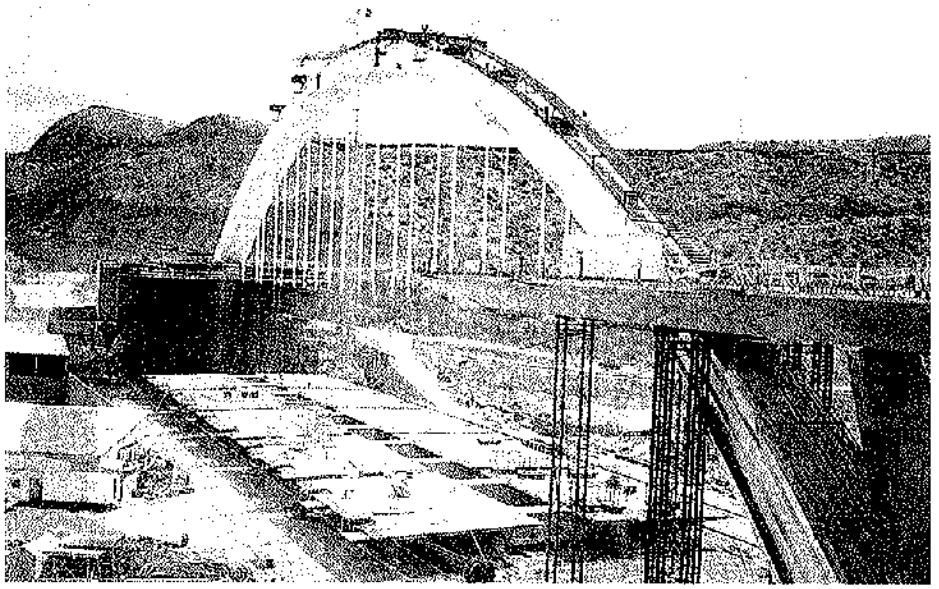


Figura 14. Tramos centrales del tablero antes de la izada.

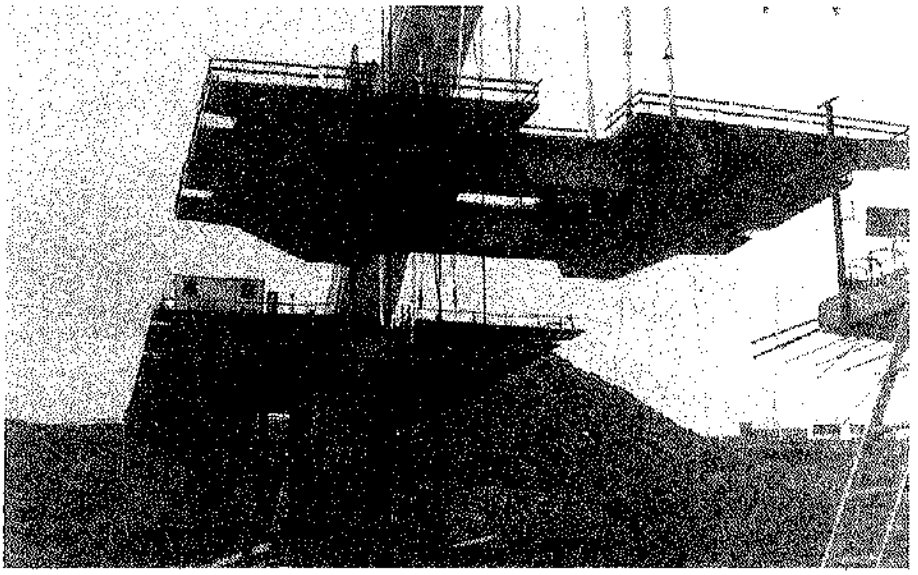


Figura 15. Fase de izada. Tramo 4 en su posición final.

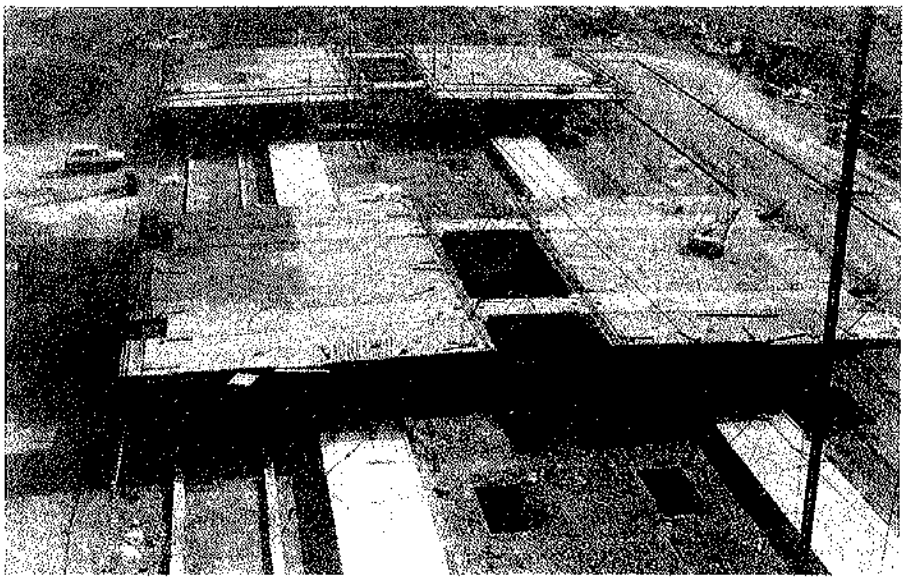


Figura 16. Fase de izada. Instante previo a izada de tramo 3.



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

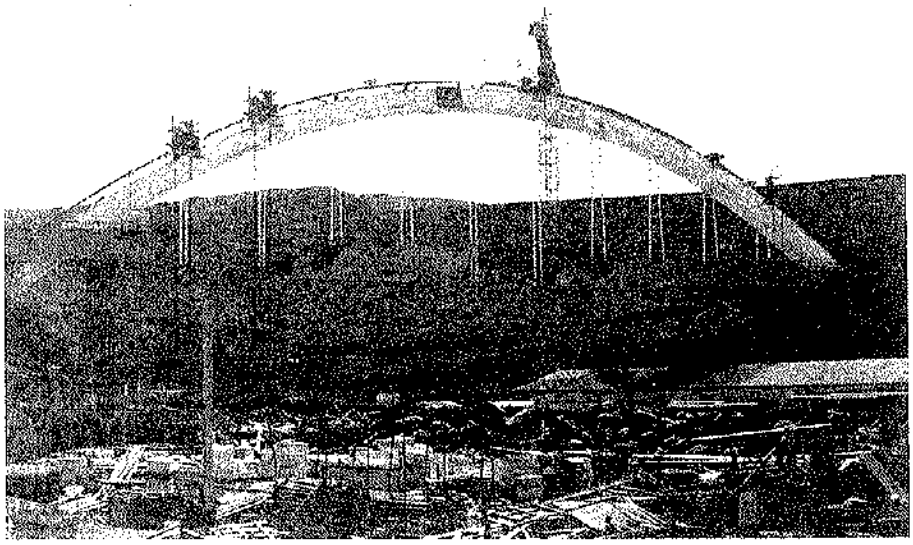
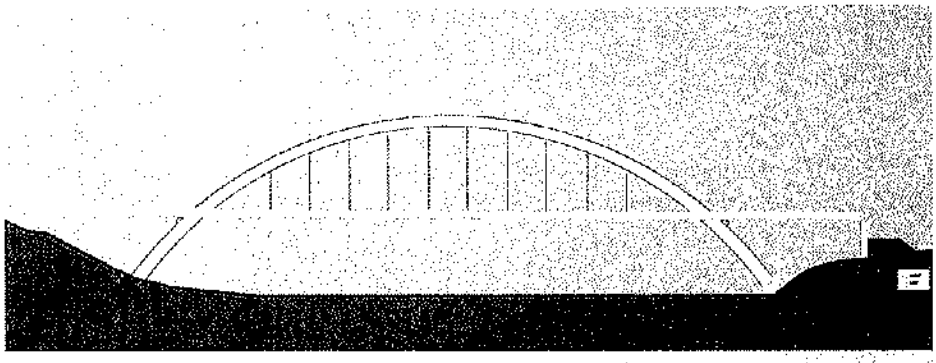
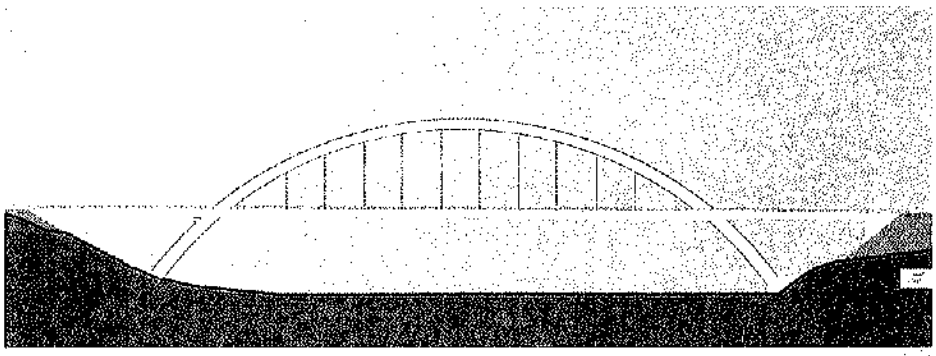


Figura 17. Fase de izada. Izado de tramo 3.



FASE 6

Figura 18. Esquema ejecución fase 6. Cierre del tablero.



FASE 7

Figura 19. Esquema ejecución fase 7. Postesado de continuidad.



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

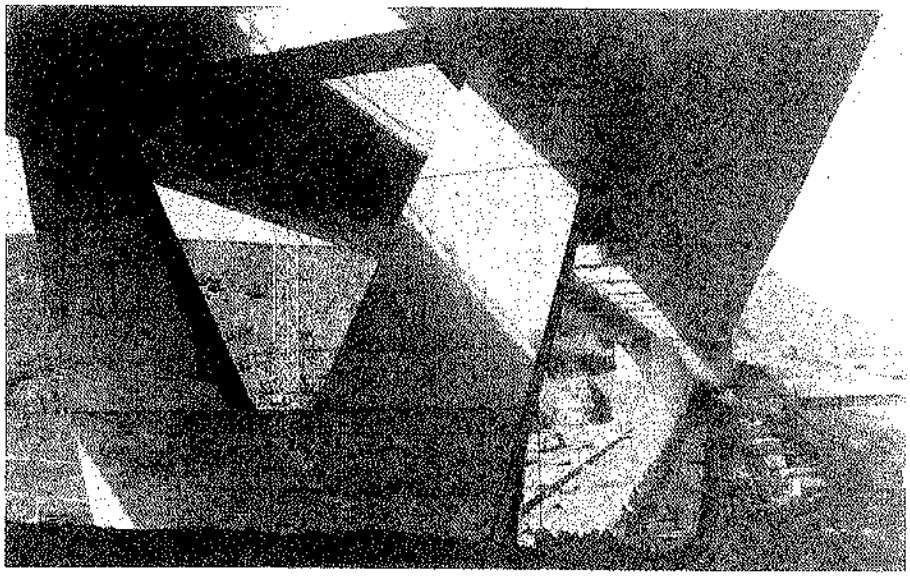


Figura 20. Tablero cerrado. Vista interior.

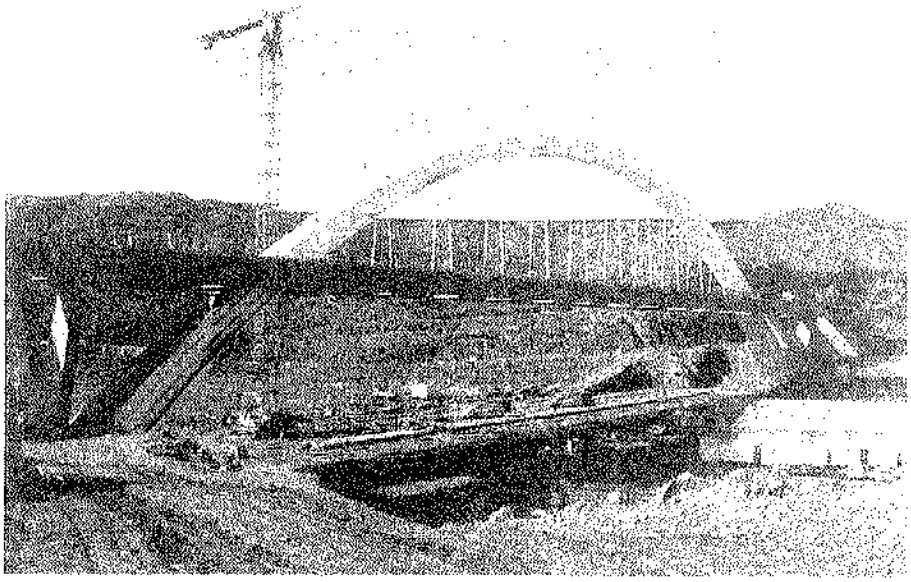


Figura 21. Tablero cerrado. Vista general.

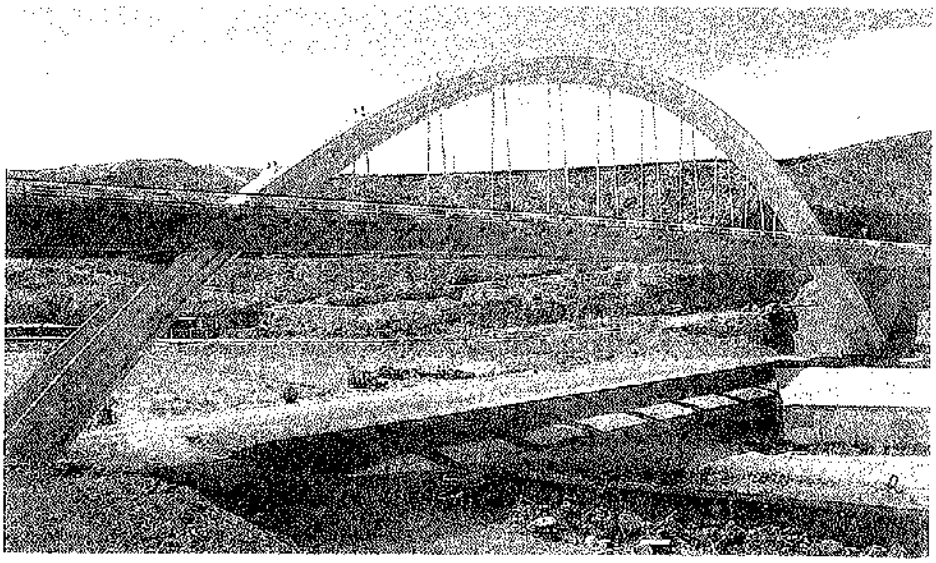


Figura 22. Estructura terminada. Vista general.



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

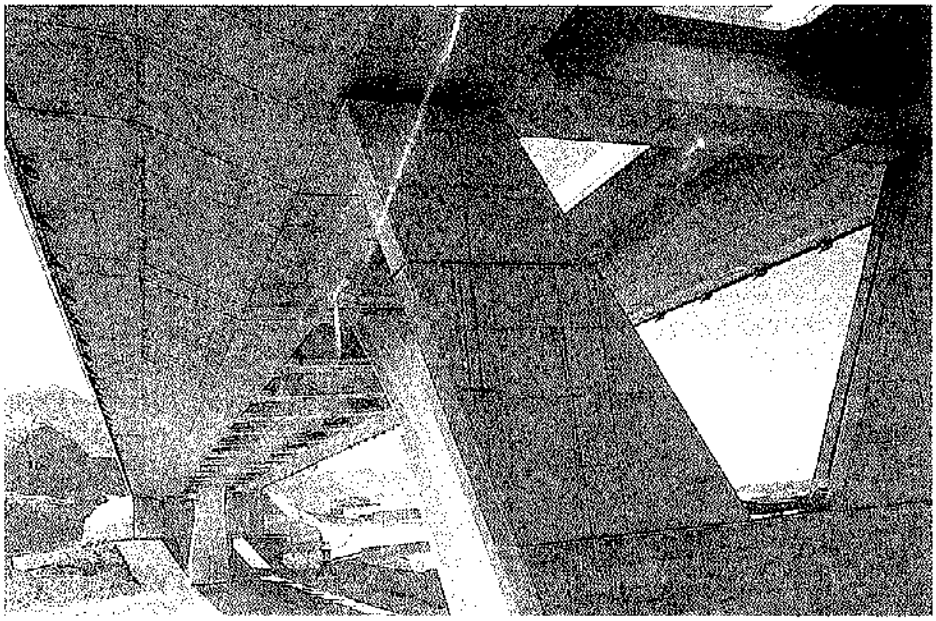


Figura 23. Estructura terminada. Vista inferior tablero.

Figura 24. Vista general nocturna de la estructura.

## OTROS DATOS

Fecha de construcción: 1992-1994.

Administración propietaria: Consejería de Obras Públicas del Gobierno de Canarias.

Constructor: ACNOR-Unión Temporal de Empresas. Dragados y Construcciones-Cubiertas y MZOV.

Asistencia Técnica y Control: J. A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Sistema de pretensado: Freyssinet.

Materiales empleados:

- Tablero: Hormigón H-350: 0,47 $m^3/m^2$ tab.
  Acero activo ASTM A-416: 21,84 $kg/m^2$ tab.
  Acero pasivo AEH-500 N: 76,68 $kg/m^2$ tab.
- Péndolas: Acero activo HDE-15: 21,8 $kg/m^2$ tab.
- Arco: Hormigón H-350: 0,18 $kg/m^2$ tab.
  Acero estruct. varios tipos: 65,78 $kg/m^2$ tab.
  Acero pasivo AEH-500 N: 40,93 $kg/m^2$ tab.



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

## RESUMEN

El viaducto de Tamaraceite forma parte del Acceso Norte a la ciudad de Las Palmas de Gran Canaria y al puerto de La Luz.

La estructura se compone de un arco mixto, de 162 m de luz y 41 m de flecha, del que cuelga, mediante 12 parejas de péndolas, un tablero de hormigón postesado, de 30 m de anchura y 211 m de longitud. Este se apoya además en dos puntos del propio arco, en dos pilas y en dos estribos.

El arco es de sección cajón y anchura 3,60 m, excepto en los arranques, que es variable entre 3,60 y 6,50 m. El canto varía desde 2,75 m en clave a 4,0 m en arranques.

Las parejas de péndolas están separadas 10,15 m entre sí, y están compuestas por cordones de acero de 0,6", con triple protección, cuyo número varía entre 27 y 31 por péndola.

El tablero es postesado, tanto longitudinal como transversalmente. Está constituido por dos cajones unicelulares, de 12,75 m de anchura, unidos mediante 18 traviesas en los puntos de apoyo o suspensión. El canto del tablero es 2,27 m y las almas son inclinadas. Los voladizos son de 2,90 m el exterior y 2,45 m el interior.

El proceso constructivo del arco comienza por el montaje de dovelas metálicas mediante atirantamiento provisional. Una vez cerrado, se procede al hormigonado de forjados y almas, actuando el propio arco metálico de autocimbra y encofrado.

Los tramos extremos del tablero se construyen cimbrados, mientras que el resto del mismo se descompone en cinco tramos, de 18,50 m de longitud y 660 t de peso, prefabricados sobre el suelo e izados posteriormente con gatos desde el propio arco. Una vez los tramos en su posición e instaladas las péndolas definitivas, se procede al cierre y al postensado longitudinal del tablero.



## SUMMARY

This viaduct is included in the North Access to Las Palmas de Gran Canaria town and La Luz harbour.

The structure is a composite steel-concrete arch with 162 m span and 41 m rise, from which a prestressed concrete deck 30 m wide and 211 m long is hanged by twelve couples of cable hangers. The deck also leans on two points of the arch as well as on two piers and two abutments.

The arch is a box cross section 3,60 m wide, except along 18,30 m clouse to the abutments, where it is varying between 3,60 m and 6,50 m. The depth is varying from 2,75 m in the middle to 4,00 m in the abutments.

The cable hangers, distant 10,15 m each other, are composed by 27 or 31 strands 0,6" diameter, with individual polyethylene sheathing with triple protection.

The deck is prestressed in both directions, longitudinal and transversal. It is composed by two monobox-girder 12,75 m wide each, joined by 18 bridge ties at the suspension or leaning sections. The cantilevers of the box are 2,90 m long the external one and 2,45 m long the inner one.

The construction method of the arch starts at the assembling of the steel arch segments, by erection in cantilever through temporary cable stays. Once closed the steel arch, the concrete is poured inside, while the own arch acts as selfcentring and formwork.

The side deck segments are constructed over centering. The rest of the deck is precasted in five segments 18,50 m long and 660 m ton weight, each one precast on the floor , and erected after from the own arch with jackets. Once placed in their definitive position and the erecting cables changed by a couple of cable hangers, the deck segments are joined and prestressed.





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

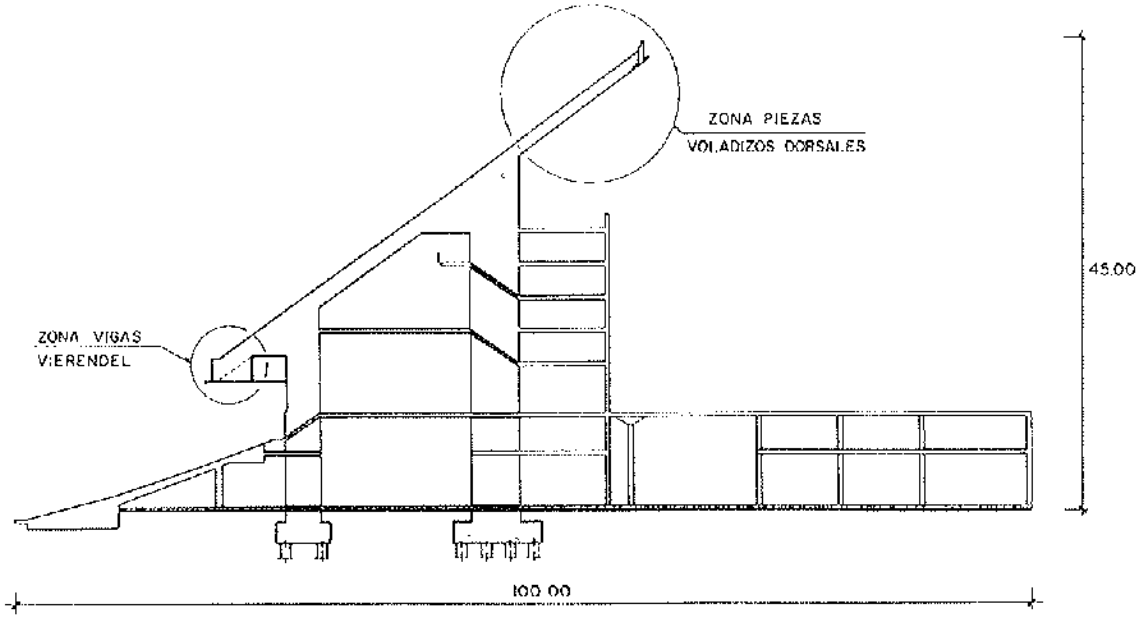
# Estructura del Estadio de Atletismo de la Comunidad de Madrid

**Julio Martínez Calzón**
**Dr. Ingeniero de Caminos**
**(MC-2 Estudio de Ingeniería. Madrid)**

El nuevo Estadio de Atletismo de la Comunidad de Madrid, en Canillejas, próximo al Aeropuerto de Barajas, posee una imponente estructura en hormigón armado que, prácticamente, configura la arquitectura del conjunto del edificio: y su tratamiento global se realizó con las premisas de lograr un hormigón de calidad, próximo a un tratamiento visto, aunque por las grandes dimensiones de las piezas, las difíciles condiciones de sus intersecciones, y el reducido coste del presupuesto, esto solo fue parcialmente posible.

El edificio está planteado como un complejo sistema de galerías, comunicaciones y espacios de uso múltiple (público y privado: squash; pistas de calentamiento; etc.) ubicados bajo el graderío de la tribuna principal, capaz para veinte mil espectadores. Esta gran tribuna, aunque durante un tiempo permanecerá descubierta, está preparada para incorporar, en el futuro, una cobertura de tipo marquesina para la práctica totalidad de las localidades.

Este gran complejo presenta, aparte de los elementos tradicionales de este tipo de estructuras (Fig. nº 1): grandes pórticos de tipo radial; losas de hormigón de 15 x 14 m; grandes losas en voladizos externos; altas galerías de columnas; etc.: una serie de elementos estructurales especiales, entre los cuales se han elegido, para esta presentación, a los dos más representativos de las peculiaridades y singularidades de la estructura, y que pueden ofrecer aspectos y juicios de interés para el caso de otras realizaciones.

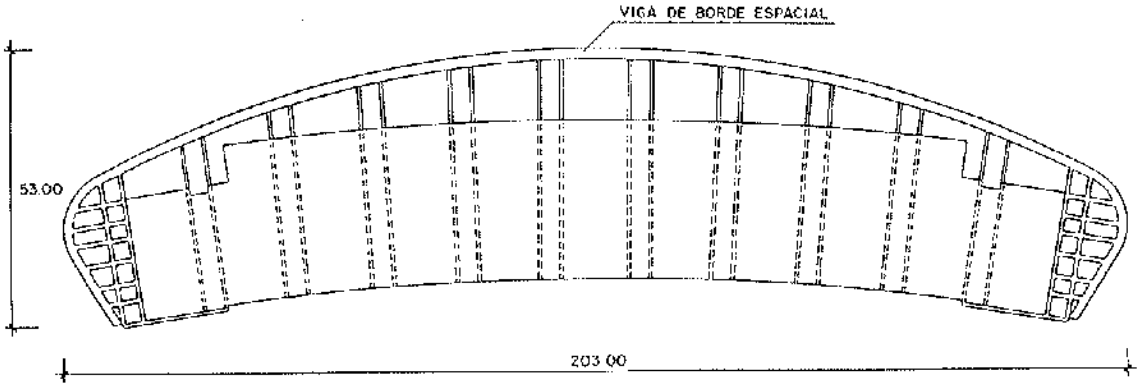



SECCION TRANSVERSAL GENERAL

Fig. 1.



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



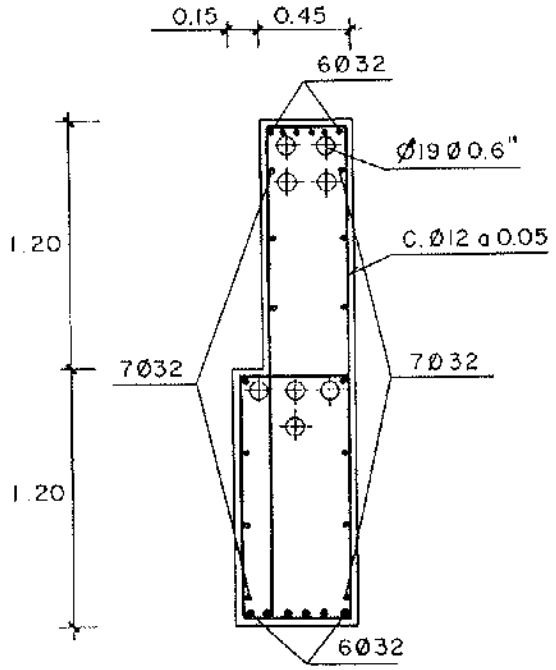

PLANTA GRADERIO SUPERIOR

Fig. 2.

En primer lugar, se muestran las grandes vigas en voladizo, de hormigón pretensado que, empotrándose en los pórticos principales, sobresalen dorsalmente del cuerpo-fachada del edificio, generando la imagen principal del conjunto, especialmente al estar rematadas en su extremo por una enorme viga curva espacial que une a todas las piezas y cierra el gran abanico que forma el graderío volado (Fig. nº 2).

Estas piezas ofrecen una complejidad específica, al presentar una doble asimetría en los planos longitudinal y transversal, motivada por la integración de estas piezas estructurales en el esquema funcional y estético del edificio.

Así, en sentido longitudinal (Fig. nº 3) la viga presenta una fuerte discontinuidad, motivada por




SECCION PIEZA DE VOLADIZO

Fig. 3.

su encaje en la disposición del graderío, acogiendo en la zona de mayor canto los vomitorios de acceso superior, pero obligada después a reducir su canto para integrarse en el graderío dorsal.

Transversalmente, su sección es disimétrica (Figs. nºs 4A y 4B) también con una justificación funcional; en la zona de máximo canto presenta una superposición de dos rectángulos, de espesor muy estricto y diferente, con el fin de lograr un escalón de apoyo al graderío situado en uno de los lados, mientras que en el opuesto, en el que se sitúan los vomitorios, su cara es plana, recogiendo únicamente en una parte piezas de tipo parasol, para dar continuidad y cierre visual al conjunto.

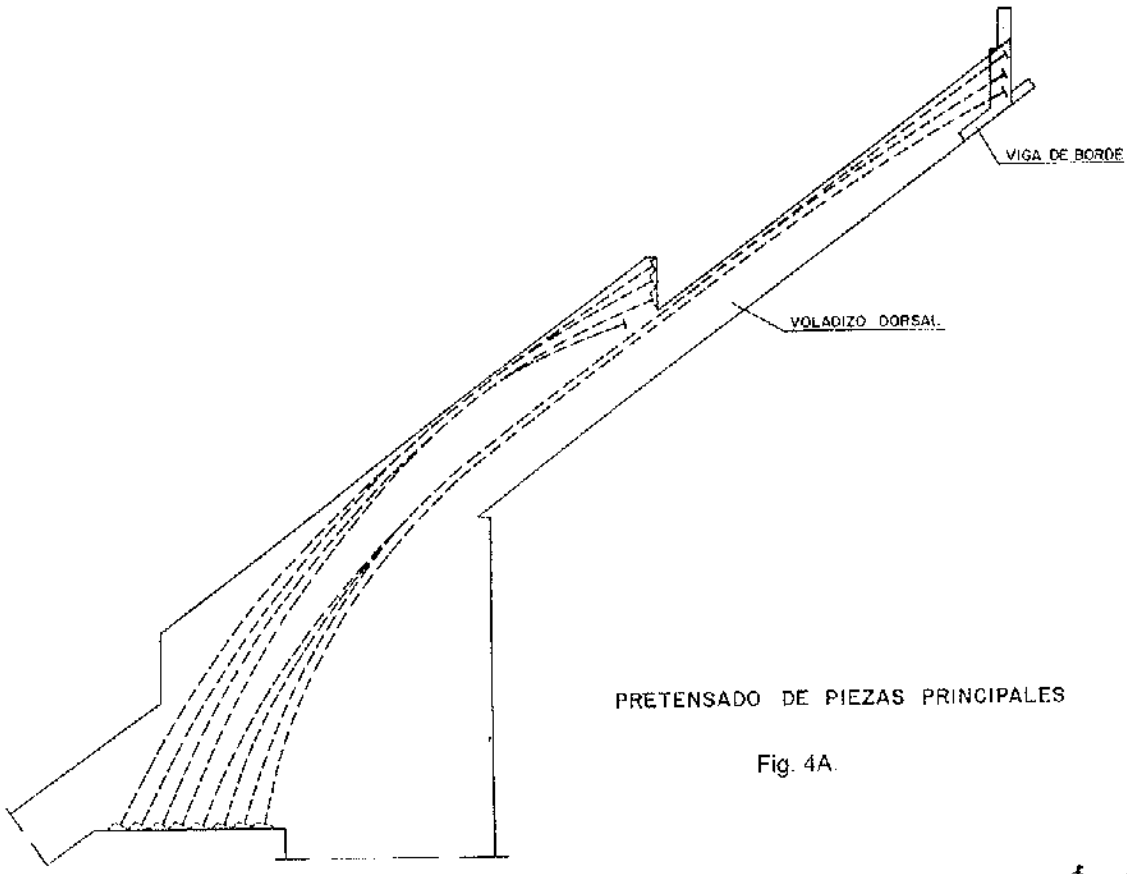
Estas discontinuidades y disimetrías se tratan de reducir al mínimo empleando un tesado que tiende a dar una gran continuidad tensional a las zonas, minimizando las componentes de rasante y verticales entre zonas que el sistema geométrico tiende a provocar.

Para ello, en el análisis se adoptaron condiciones en los pretensados para que, bajo las solicitaciones permanentes y máximas, los estados de tensiones en la sección de discontinuidad fueran del tipo indicado en la Fig. nº 5 prácticamente coincidentes en la mitad inferior, a un lado y otro de la sección, con lo que se presentan óptimas condiciones de todo el sistema.

La ejecución de estas piezas –tras haberse planteado procesos constructivos muy diversos: prefabricación total o quasi total; prefabricación de dinteles huecos en U completados in situ; elevación de unidades mediante gatos; sistemas mixtos de acero y hormigón; etc.– debido a múltiples aspectos de interacción con el resto de la estructura, y la estimación de costes, fue llevada a cabo, por decisión final del constructor, mediante un sistema convencional con una gran cimbra que, debido a su altura y la importancia de las cargas de peso propio de elementos, interactuaba de forma importante, a causa de sus deformaciones, con la propia estructura, por lo cual los esquemas

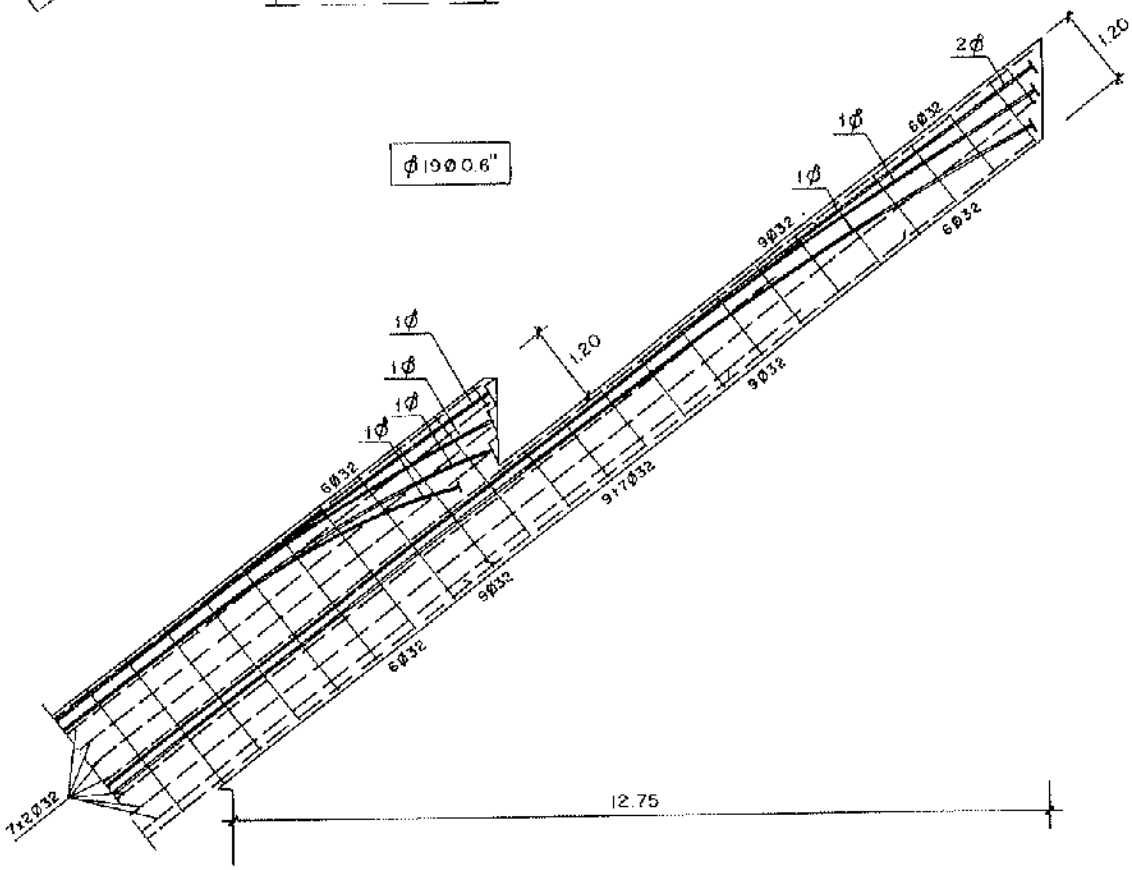


Documento descargado de www.e-ache.com el 04/12/2025




PRETENSADO DE PIEZAS PRINCIPALES

Fig. 4A.

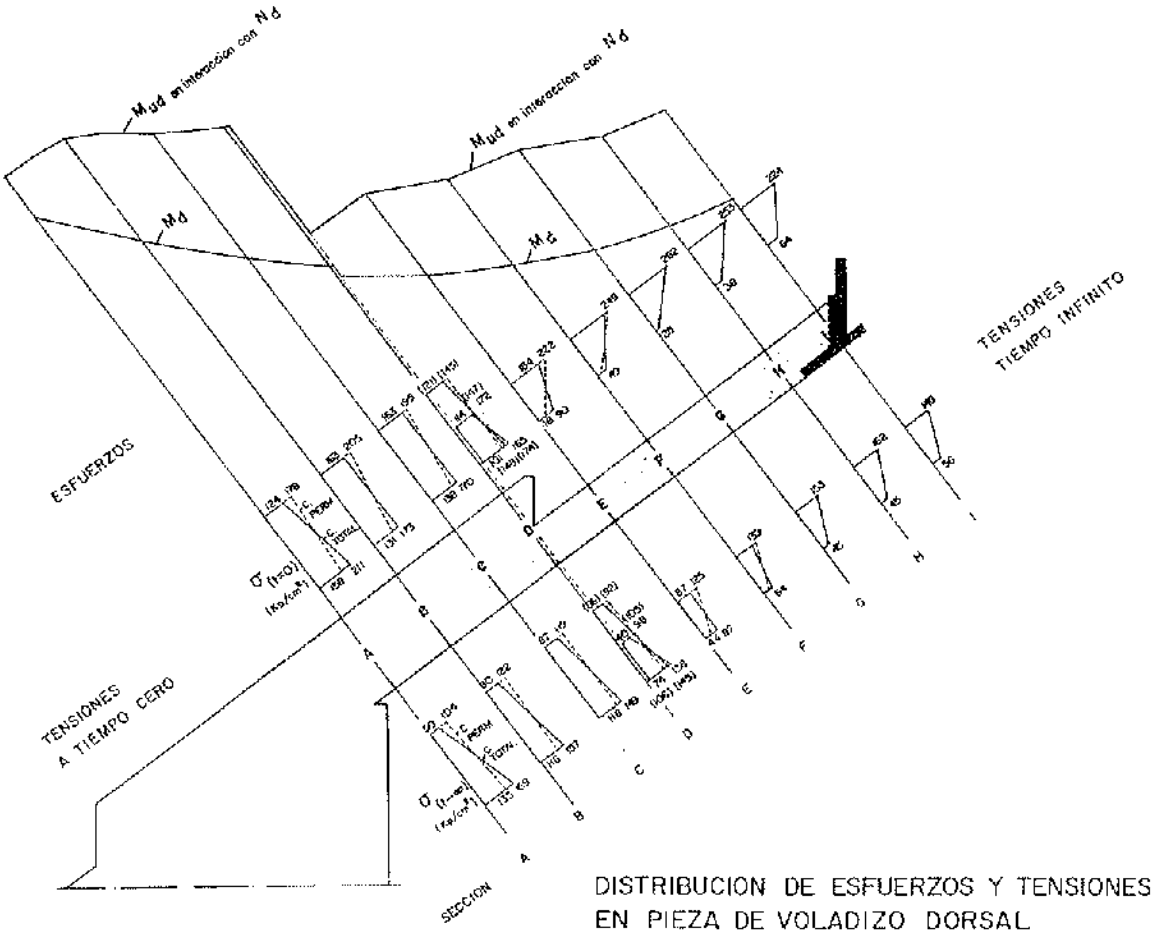



DISTRIBUCION DE ARMADURAS ACTIVAS Y PASIVAS
EN PIEZA DE VOLADIZO DORSAL

Fig. 4B.



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




DISTRIBUCION DE ESFUERZOS Y TENSIONES EN PIEZA DE VOLADIZO DORSAL

Fig. 5.

y secuencias de ejecución de los elementos, su tesado y puesta en carga, así como su definitiva vinculación con la gran viga dorsal de cierre en hormigón armado, realizada con la misma cimbra, por supuesto, hubieron de ser cuidadosamente considerados y analizados.

Los tesados se efectuaron exclusivamente desde el borde inferior, para evitar dificultades de armado e interacción con la pieza de cierre y su ejecución en fases.

A pesar de efectuarse un cuidadoso replanteo –tanto teórico como real– de las armaduras activas y pasivas que se realizaba exteriormente para luego incorporarse de una vez al encofrado, se consideró necesario, aprovechando que debió de cambiarse, por razones de seguridad funcional, el ángulo de inclinación del graderío, incrementar la anchura de las secciones a partir de la zona de remate del fuste del pórtico, una vez cumplida la continuidad total de las caras de este elemento; además de ello, se dejaron cánulas de inyección de morteros de alta resistencia en los lugares más complicados de cruces de armaduras y vainas, conos de anclajes, etc. para su inyección posterior, que en algunos puntos aislados fue requerida.

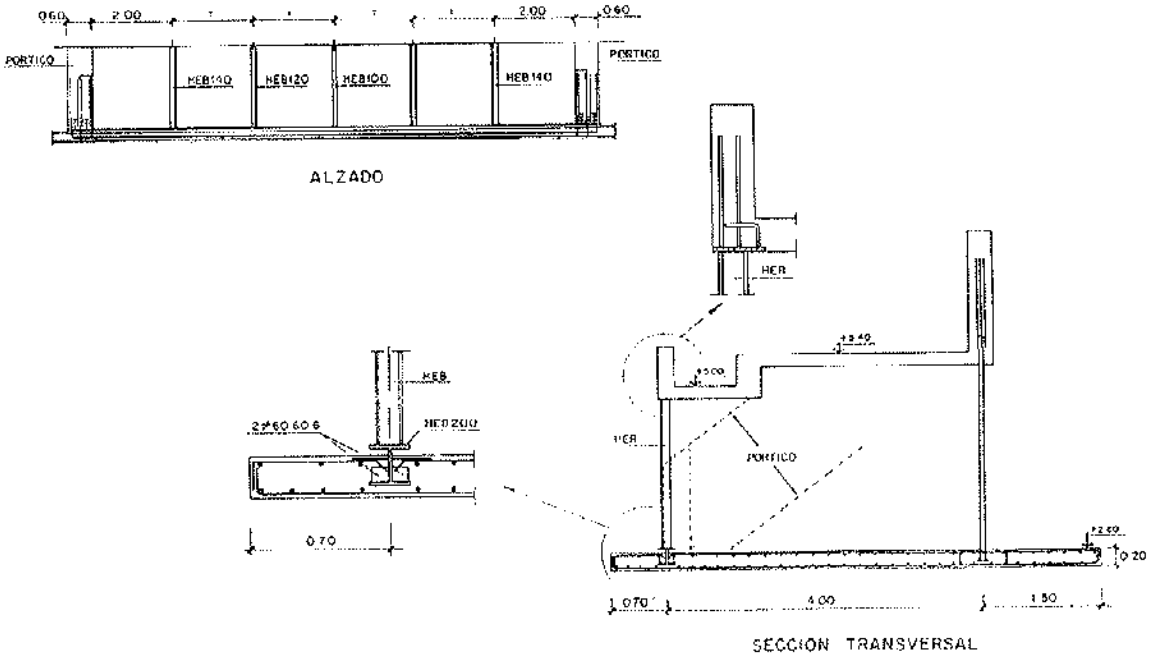
Todos estos cambios requirieron, lógicamente, un nuevo análisis de los elementos para adaptarlos a estas nuevas condiciones.

La enseñanza de todo ello, que no por menos conocida no deba ser nuevamente reseñada, puede consistir en que las peticiones arquitectónicas –aunque se debe estar bien dispuesto para plantear y resolver aquéllos puntos complejos que los edificios presentan– han de ser claramente limitadas a términos y condiciones apropiadas, porque de otra forma la obra, la realidad, no acepta las soluciones ideales teóricas y como resultado de ello exige cambios a veces importantes, duplicación de cálculos y trabajos, discusiones de costes, etc. La primigenia y obscura sentencia de Anaximandro tiene aquí una explicación clara: "De donde las cosas tienen su origen, hacia allá tienen que perecer también, según la necesidad, pues tienen que pagar pena y ser juzgadas por su injusticia, de acuerdo con el orden del tiempo".

El segundo elemento que se presenta consiste en una viga VIERENDEL mixta, (Fig. nº 6) teñida también por análogos condicionantes o exigencias de mínimas dimensiones para solventar los problemas funcionales del complejo. En este caso no fueron necesarios cambios porque el sistema mixto es mucho más compacto en dimensiones en las zonas de concentración de esfuerzos y acepta en mejor forma las realidades de la ejecución.



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




VIGA VIERENDEL ZONA CABINAS

Fig. 6.

De hecho, en los voladizos, como se ha indicado previamente, se plantearon también sistemas mixtos recubiertos, para lograr una solución semejante a la empleada por el autor en el Coliseo de La Coruña, que podrían haber solventado muy adecuadamente los problemas de espacio y montaje, pero que no entraban en el estilo de ejecución de la presente estructura.

La viga se forma mediante montantes metálicos vinculados a piezas de hormigón armado en su cordón superior, básicamente flexocomprimido, y mixtos con perfil recubierto por el hormigón en el cordón inferior flexotraccionado, aprovechándose en la mejor manera posible todas las dimensiones y rigideces de forma permitidas por la disposición funcional en sus diversos elementos.

## RESUMEN


La gran estructura de hormigón de la tribuna principal y del inmenso espacio ubicado bajo la misma, que alberga toda la compleja serie de recintos que requiere el funcionamiento y seguridad de este complejo, presenta algunas subestructuras parciales, de interés estructural, entre las que merecen citarse:

- Las grandes vigas en voladizo, de hormigón pretensado, discontinuas y con sección transversal asimétrica, que sustentan las zonas dorsales de la enorme plataforma que constituye el graderío superior, rematadas por una gran viga balcón espacial que forma el remate periférico.
- Los sistemas Vierendel mixtos, de gran esbeltez, necesarios para poder intercalar, con cantos mínimos, las cabinas y locutorios de radio y televisión colgados en el espacio existente entre el pasillo de acceso al graderío bajo y el borde inferior del graderío superior.


## SUMMARY


The big traditional reinforced concrete structure of the main grandstand and the large space existing under it that shelter a complex set of functional and security areas, includes interesting ancillary substructures such as:

- Large prestressed concrete cantilever girders with asymmetrical and discontinuous cross sections that support the rear areas of the upper stand, crowned by a large spatial balcony girder as a peripherical finish.
- Very slender Vierendel composite girders that allow the insertion, with minimum depth, of broadcast and TV cabins, hanged from the lower side of the principal stand frames.





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

# JORNADAS sobre TECNICAS DEL HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO EN CENTRALES NUCLEARES

**EDITADO POR:**

asociación técnica
española del pretensado

**Precio del ejemplar: 3.000 ptas.**

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

591-1-50

# Estructuras prefabricadas, de nudos rígidos, para edificios de varias plantas

**Manuel Burón Maestro**
**David Fernández-Ordóñez Hernández**
**Luis Gómez Sanz**
**Ingenieros de Caminos**
**Departamento Técnico de PACADAR**

La prefabricación de elementos estructurales para edificios singulares y comerciales es más frecuente cada día. Las exigencias de plazos breves de construcción, alta calidad y aseguramiento de la misma, sobrecargas de uso elevadas, gran superficie de los edificios que se tienen que construir, diseño singularizado, acabados muy cuidadosos, y una gran preocupación estética, son los valores que aporta la prefabricación que desarrollamos en PACADAR, entendida como una tecnología abierta y coordinable con el resto de las que integran el proceso constructivo global.

En el caso concreto de grandes Centros Comerciales (Figura 1), las fuertes condiciones de seguridad frente al fuego se suman a los valores anteriormente mencionados y hacen del material hormigón un elemento insustituible. Por ello, la estructura de hormigón armado y pretensado es la solución más eficaz y económica para este tipo de edificios. Las fuertes exigencias de aseguramiento de calidad y el breve plazo de construcción deseable para la puesta en marcha del Centro Comercial, hacen que la prefabricación de la estructura mediante elementos de hormigón armado y pre-

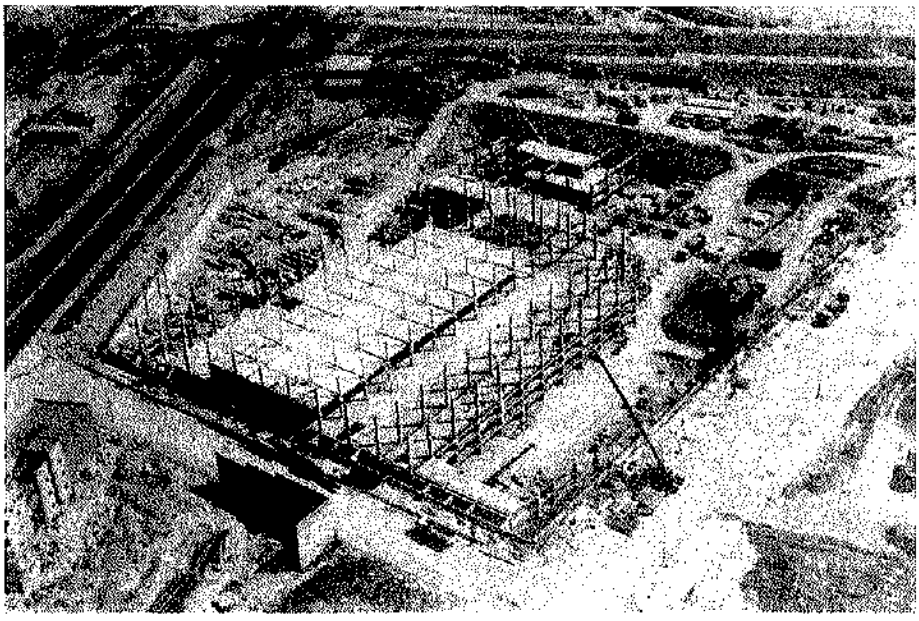


Fig. 1



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

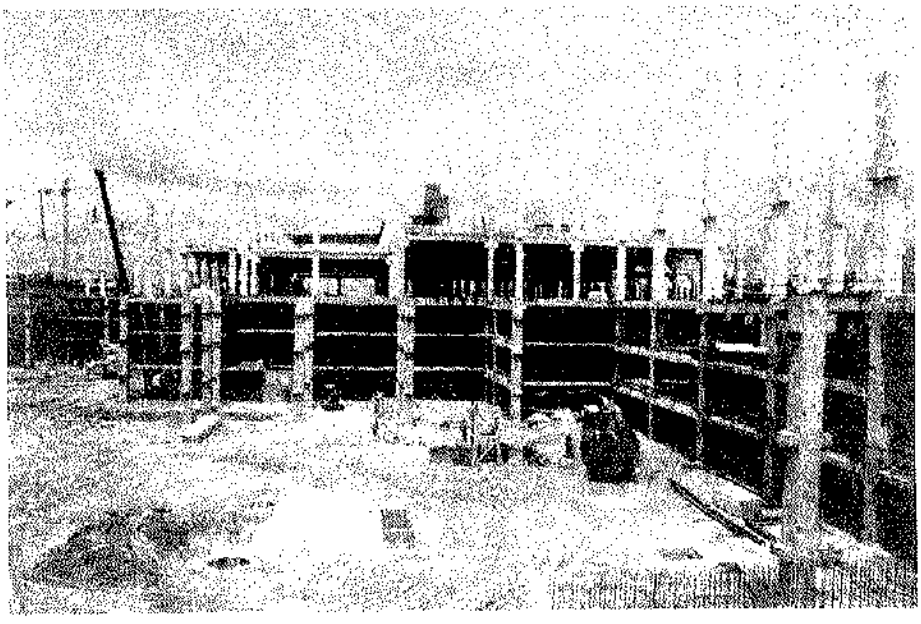


Fig. 2

tensado sea el mejor modo de construir este tipo de edificios.

En ellos, la existencia de sobrecargas de uso elevadas (1.000 kg/m² en áreas de ventas y 2.000 kg/m² en zonas de almacén y muelles de carga y descarga) y la necesidad funcional de disponer de un módulo estructural mínimo de 8 x 8 m en zonas de aparcamiento y de 8 x 16 m en áreas de ventas, hace que los forjados, jácenas y pilares estén muy fuertemente solicitados.

Por otra parte, el carácter urbano de los Centros Comerciales propicia que se desarrollen como edificios en altura, obedeciendo a un esquema funcional típico, consistente en varias plantas de sótano dedicados a aparcamiento, una planta baja, que es la principal, dedicada a área de ventas y varias plantas sobre rasante dedicadas a diversos usos comerciales.

Este esquema funcional, unido a las condiciones volumétricas que imponen las ordenanzas de tipo urbanístico, obliga a que la estructura se mantenga dentro de cantos y escuadrías estrictas que encuentran solución en los elementos de hormigón pretensado. Asimismo, el esquema funcional citado y la diafanidad que se establece en los núcleos de comunicación verticales entre las diferentes plantas, mediante cintas transportadoras o escaleras mecánicas alojadas en grandes huecos que, sin paredes laterales, inter-relacionan funcionalmente las diferentes plantas del edificio, hacen que no se puedan crear núcleos verticales rígidos, en el término estructural de la palabra.

La gran superficie que cada planta tiene, obliga a disponer juntas de dilatación, por lo que tampoco se puede contar con algún elemento rígido (tipo pantalla) que se pudiera disponer en algún borde o en alguna esquina del edificio, ya que su efecto se interrumpe en las juntas de dilatación. (Figura 2).

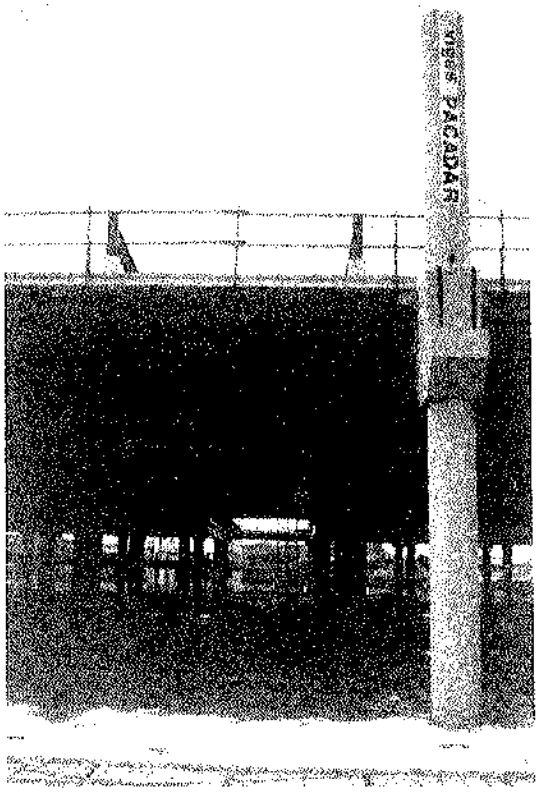


Fig. 3

La existencia de varias plantas sobre rasante (Figura 3), hace que la estructura esté sometida a esfuerzos horizontales no despreciables. Además, las luces y sobrecargas anteriormente citadas, originan grandes esfuerzos axiles sobre los pilares, de modo que el control de la longitud de pandeo de éstos es determinante para su dimensionamiento. Por tanto, es muy importante el grado de translacionalidad de la estructura.

Dado que no se puede contar con núcleos verti-



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

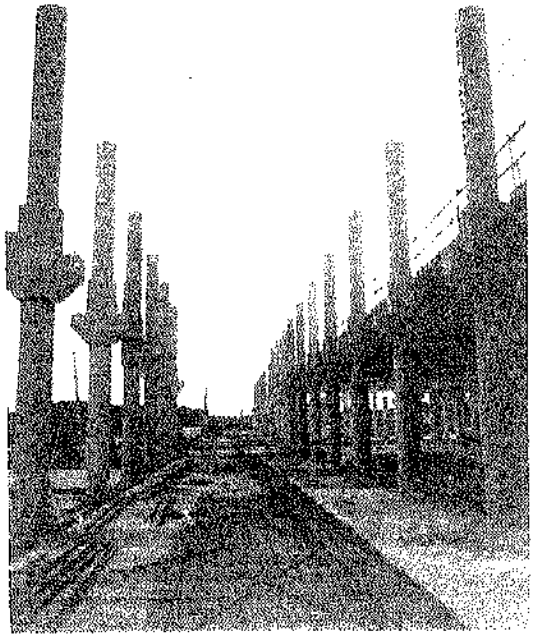


Fig. 4

cales rígidos que aseguren la intranslacionalidad de la estructura y que el esquema habitual de las estructuras prefabricadas sencillas, con pilares empotrados en la cimentación y nudo pilar-jácena rotulado, determina luces de pandeo de los pilares, inabordables dentro de las escuadrías requeridas, se necesita conseguir un esquema estructural de pórticos de nudos rígidos, como el que habitualmente se obtiene en las estructuras que se construyen "in situ".

La estructura prefabricada del Centro Comercial Continente, de Aluche, en Madrid, es un ejemplo de estructura prefabricada con nudos rígidos. Este Centro Comercial es un edificio de cinco plantas, tres de ellas bajo rasante, con una superficie de forjados igual a 70.000 m². El montaje de esta estructura se ha realizado en 5 meses y se han llegado a montar 20.000 m²/mes.

Los elementos prefabricados han sido pilares, jácenas, zunchos perimetrales y placas de forjado. Los pilares de sección rectangular o circular en el área de ventas, son piezas de hormigón armado.

Las jácenas en forma de T invertida son piezas de hormigón armado o pretensado según el rango de luces y sobrecargas correspondiente. Han sido comprobadas en servicio bajo la condición de flecha máxima igual a 1/700 de la luz del vano en el área de ventas y 1/500 de la luz del vano en el resto del edificio.

Los zunchos perimetrales de hormigón armado sirven de apoyo al cerramiento. Las placas de forjado son losas aligeradas, mediante alvéolos, de hormigón pretensado. Son piezas prefabricadas pretensadas que completan su sección resistente mediante el hormigonado "in situ" de la capa de compresión, de espesor variable de 5 a 8 cm, según la zona del edificio.

La capa de compresión hormigonada "in situ", contiene la armadura de continuidad de las jácenas y de las placas de forjado (Figura 4). La continuidad de la sección de hormigón se consigue, en el caso de las placas de forjado, con el propio hormigón de la capa de compresión que también completa el alma de las jácenas prefabricadas y, en el caso de las jácenas, hormigonando la junta entre éstas y el pilar con un mortero especial de alta resistencia y sin retracción, obtenido con cemento especial, áridos finos seleccionados y aditivos adecuados.

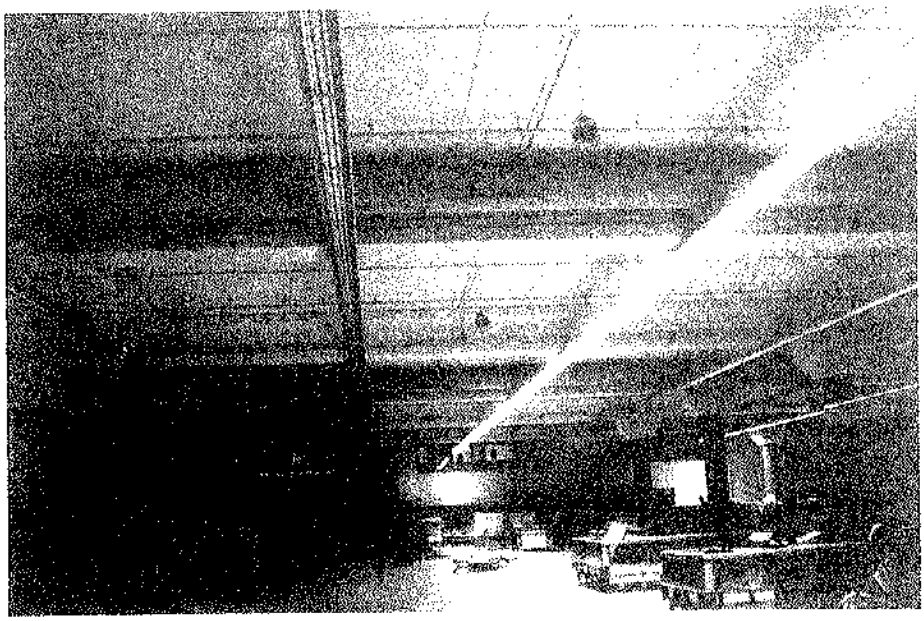


Fig. 5



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

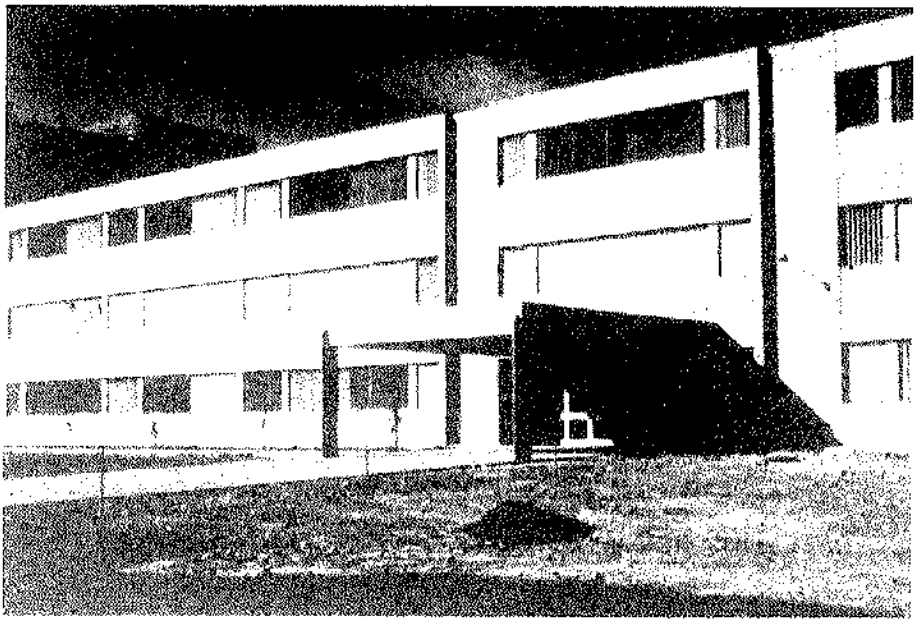


Fig. 6

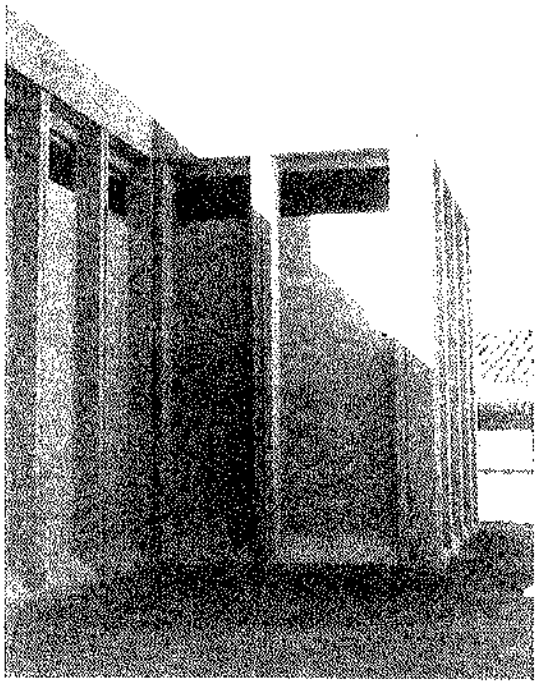


Fig. 7

Dada la alternancia de signo del momento flector que se produce en el nudo pilar-jácena y pilar-forjado, la continuidad hay que obtenerla también para momentos flectores de signo positivo. Para ello se dispone armadura en los extremos del forjado y de las jácenas, antes de hormigonar la capa de compresión.

El nudo pilar-jácena-forjado así obtenido se convierte en un nudo rígido. El montaje de este tipo de edificios es complejo y debe estar perfectamente coordinado. El edificio se construye por crujías completas en toda la altura del edificio, y la construcción de 20.000 m²/mes refleja la eficacia del sistema. No se necesita ningún tipo de apeo y cada planta se mantiene permanentemente diáfana y cómodamente transitable desde el primer momento de su montaje, pudiéndose solapar los diferentes trabajos del proceso constructivo global, del modo que se estime más conveniente. (Figura 5).

En el caso de este edificio, la ejecución de la capa de compresión del forjado de planta baja lleva el ritmo del montaje de la estructura prefabricada, siendo la ejecución de los demás adaptada al plan de obra general del modo más conveniente, ya que no condicionaban las condiciones estructurales que dimensionaban los pilares. Estos se prefabricaron en dos tramos, con juntas sobre el forjado de la planta baja.

El sistema estructural de nudos rígidos utilizado en este edificio, junto a los sistemas basados en la existencia de núcleos rígidos (Figura 6 y 7) y aquéllos puramente isostáticos (Figura 8 y 9), permiten dar solución prefabricada a cualquier tipo de estructura dentro del campo de la edificación, si bien la solución prefabricada será tanto más interesante cuato mayor sea la exigencia de calidad, menor el plazo de ejecución necesario, más elevadas las condiciones de seguridad precisas y mayor la superficie que se va a construir.



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

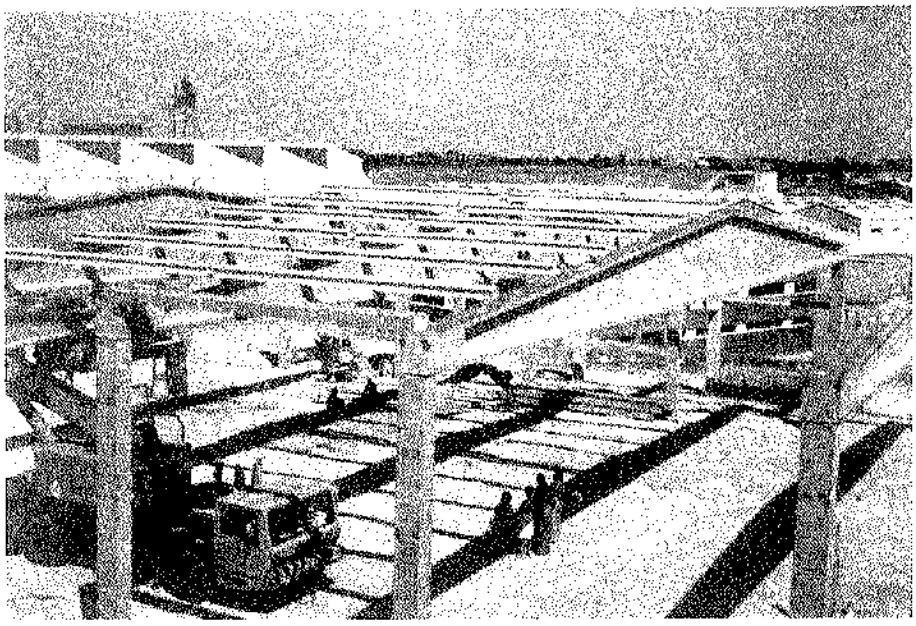


Fig. 8

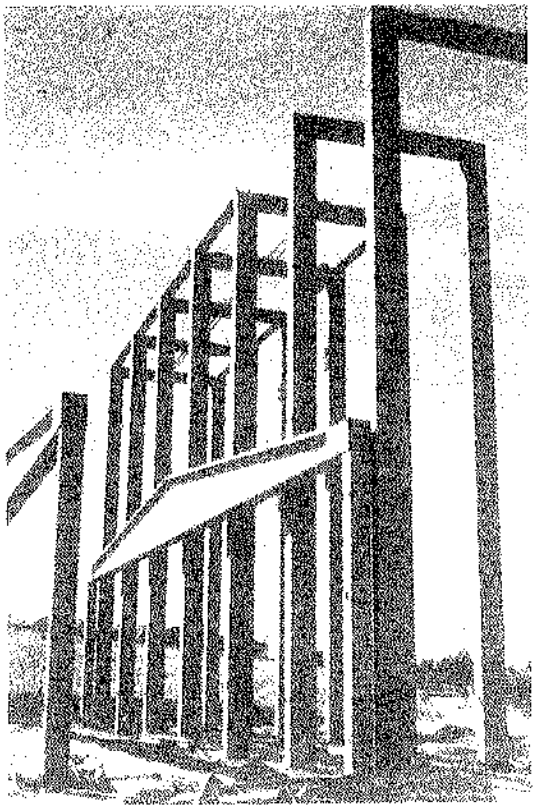


Fig. 9


## RESUMEN

Se muestra la realización de la estructura prefabricada, para un edificio de seis plantas, mediante elementos de hormigón armado o pretensado, prefabricados en factoría (pilares, jácenas y placas de forjado) y unidos durante el proceso de montaje en obra, para formar auténticos pórticos de nudos rígidos.

Se obtiene de este modo una estructura formada por pórticos de nudos rígidos, autosuficiente frente a acciones horizontales, que permite prescindir de la existencia de núcleos rígidos en el edificio.

## SUMMARY

It is shown an example of a structure of six levels built with reinforced concrete and prestressed concrete elements, precast in the factory (beams, columns and deck slabs), placed and fixed together on site to form real rigid joint frames.

It is achieved thus a rigid joint frame structure, able to resist horizontal forces. This permits us to avoid the construction of shear walls in the building.





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

## NUEVA PUBLICACION
## MANUAL H.P.7-92

## RECOMENDACIONES PARA LA CONSERVACION DE PUENTES PRETENSADOS

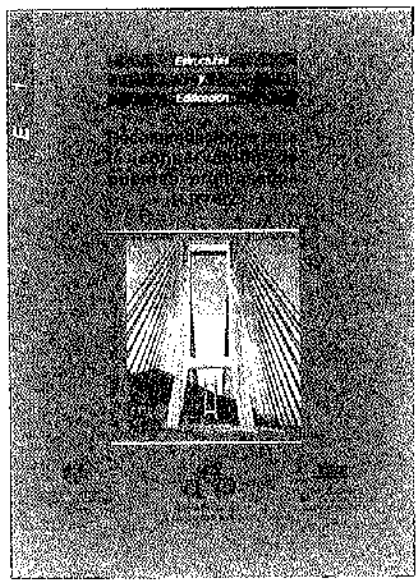
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, se ha editado ahora el Manual H.P. 7-92, con el título "Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados".

La necesidad de la conservación de las obras, cualquiera que sea su tipo y el material utilizado en su construcción, nace del inevitable deterioro que sufren en el transcurso del tiempo, y de las propias deficiencias inherentes, tanto a su proyecto como a su construcción, que se ponen de manifiesto, así mismo, a lo largo del tiempo. Por otra parte, la conservación permite también evitar la progresión de los daños hasta situaciones en que puede llegar a ser muy costosa, o incluso imposible, la reparación de la obra.

Pero no es esto sólo. Ocurre, además, que la conservación, tomada en su más amplio sentido, es fuente importantísima de enseñanzas para el proyecto, la construcción y la propia conservación de las futuras obras, evitando la repetición de errores.

Por todo ello, y a falta de una normativa oficial específica sobre el tema, se ha considerado de la mayor importancia preparar este Manual, con las recomendaciones necesarias para conseguir una buena conservación de los puentes pretensados, salvándose así la laguna hasta ahora existente en nuestro país en relación con este problema que en la actualidad tanto preocupa a todas las naciones del mundo, como lo demuestra la numerosa bibliografía existente sobre el particular y el que, en diversas Organizaciones y Reuniones Internacionales, la conservación de estas construcciones se haya elegido como tema fundamental de estudio.

Por otra parte, se ha estimado también interesante recoger en este Manual las oportunas recomendaciones para la mejor



aplicación de la técnica del pretensado en la realización de reparaciones y refuerzos de puentes.

Es evidente que, en numerosas ocasiones, se recurre a este tipo de actuaciones como a una operación más de la conservación. Y también lo es que la utilización del pretensado en estos casos, constituye uno de los medios más eficaces y de más creciente uso, con amplias aplicaciones en estructuras construidas con toda clase de materiales.

El precio de este Manual, de 166 páginas, tamaño DIN-A 4, con numerosas fotografías y tablas, es de DOS MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido, (VEINTIUN DOLARES USA, para el extranjero). No obstante, como siempre, a los Miembros de la A.T.E.P. se les concede un sensible descuento y podrán adquirir cuantos ejemplares deseen, al precio especial de MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido, (TRECE DOLARES USA, para el extranjero) cada uno.

Los pedidos deben dirigirse a esta Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19002, 28080 Madrid.

Debe tenerse en cuenta que,de conformidad con las normas al efecto establecidas, sólo podrán ser atendidas aquellas peticiones que vengan acompañadas, bien de cheque extendido a nombre de la Asociación por el importe total del pedido formulado, o bien de copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta que la A.T.E.P. tiene abierta, con el número 1560/271, en la sucursal de Potosí, calle Bolivia nº 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito.

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

# La estructura de las torres "Puerta de Europa"

**José E. Bofill de la Cierva**
**Ing. Caminos C. y P.**
**Jesús J. Mateos Hernández-Briz**
**Ing. Caminos C. y P.**
**Servicios Técnicos-Fomento de Construcciones y Contratas**

## 1. INTRODUCCION

El complejo "Puerta de Europa" (Madrid) (Fig. 1) está formado por dos torres inclinadas, para oficinas, de 24 plantas útiles más planta técnica, cubierta y helipuerto, con una superficie aproximada por planta de 1.200 m$^2$, 115 m de altura sobre rasante y una inclinación de 14,3°, lo cual produce un desfase total entre planta baja y cubierta de aproximadamente 30 metros.

Bajo rasante dispone de tres sótanos para aparcamientos, cuartos técnicos y de servicios.

El diseño de arquitectura es obra del arquitecto estadounidense John Burgee. El diseño y dimensionamiento estructural fue realizado por la ingeniería Leslie E. Robertson Asociates que desarrolló la documentación necesaria para la realización del proyecto de ejecución de obra que fue desarrollado por la empresa constructora.

## 2. DESCRIPCION ESTRUCTURAL

La complejidad propia del proyecto de cual-

Fig. 1. Vista estructura terminada.



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

quier edificio en altura, se incrementa extraordinariamente en el caso que nos ocupa, debido a la inclinación, que provoca efectos laterales de vuelco ante cargas verticales, efectos que se superponen a los habituales de viento y sismo.

El diseño estructural está concebido como un sistema tridimensional en el que todos los elementos están interrelacionados entre sí para, en mayor o menor grado, colaborar en la transmisión de las fuerzas verticales y horizontales que generan las cargas exteriores.

Para la descripción del sistema estructural seguiremos el mismo orden que el camino que siguen las cargas y que se resume en: forjados de planta, megaestructura y cimentación.

Los forjados de planta reciben y transmiten las cargas verticales gravitatorias a los pilares, produciéndose en los mismos, como veremos más adelante, debido a la inclinación de la torre, la aparición de fuerzas horizontales que producen la flexión hacia el lado de la inclinación.

La megaestructura es el conjunto de mecanismos estructurales específicos para soportar estas cargas horizontales debidas a la inclinación, además de las usuales de viento y sismo.

Todo este sistema estructural transmite la carga a la cimentación que cumple un doble objetivo: la transmisión de cargas al terreno y proporcionar la suficiente estabilidad al vuelco de la torre por la disposición de un gran contrapeso.

## 2.1. Forjados de planta

Los forjados de planta, como elementos resistentes para soportar las cargas verticales y transmitirlas a los pilares, están diseñados como forjado unidireccional, con chapa metálica galvanizada que actúa como encofrado perdido y como armadura inferior del forjado (chapa adherente colaborante), y una losa de hormigón de árido ligero (arlita) con mallazo de retracción y armadura de negativos.

Este forjado se apoya, con luces de aproximadamente 2,50 m, sobre una estructura mixta conformada por perfiles metálicos laminados y una cabeza de compresión de hormigón que es la misma losa del forjado.

La conexión a rasante de los perfiles metálicos con el hormigón, se consigue mediante pernos conectadores con cabeza, soldados a las vigas, a través de la chapa.

Como se ha dicho, estos forjados transmiten la carga vertical a los pilares como si fuera un forjado de un edificio convencional. La peculiaridad consiste en que parte de esos pilares son inclinados, por lo que al cargar verticalmente sobre ellos aparece una reacción horizontal sobre el forjado para compensar la inclinación de los mismos. (Fig. 2).

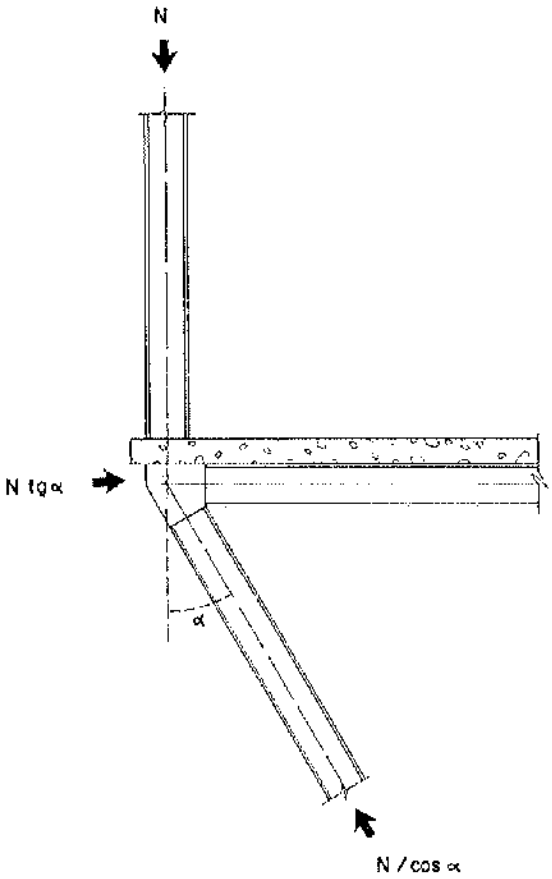



Fig. 2. Transmisión de carga a pilares inclinados.

A su vez, parte de los pilares verticales no continúan hasta cimentación y se ven interrumpidos por pilares inclinados por los que deben continuar las cargas hasta abajo, con la consiguiente aparición de cargas horizontales al nivel del forjado.

Todas estas cargas horizontales producidas en los pilares, se transmiten por los forjados, que actúan como diafragmas horizontales, hasta los elementos resistentes a cargas horizontales, que se describen a continuación.

Tanto las uniones entre vigas como las de éstas con pilares se resuelven mediante tornillos de alta resistencia, con arandela deformable de control (sistema mucho más fiable que el de control de par de apriete). Las uniones de continuidad entre pilares se resuelven mediante contacto directo de superficies mecanizadas y cordones de soldadura perimetrales mínimos (penetración parcial).

## 2.2. Megaestructura

Como se describió anteriormente, el efecto de la inclinación de la torre se traduce, a nivel estruc-



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

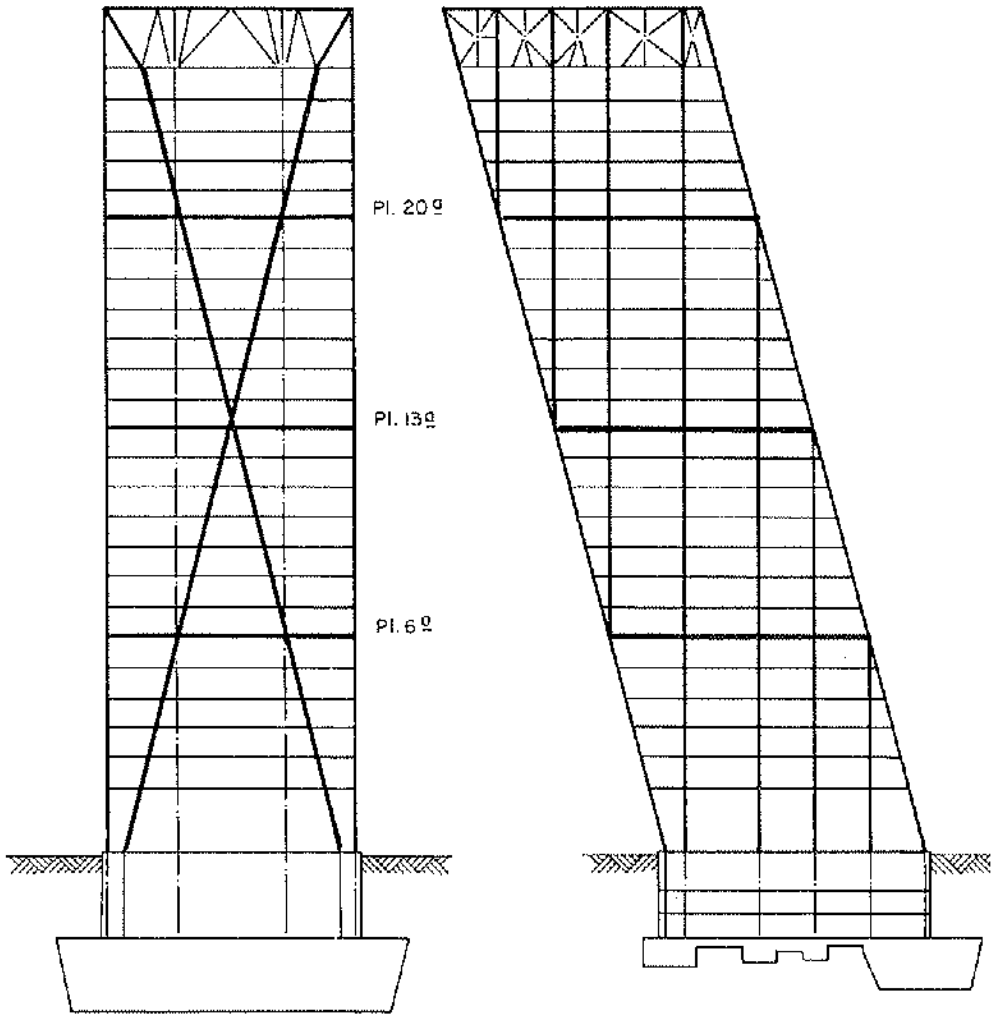



Fig. 3. Esquema de estructuras de fachadas.

tural, en la aparición a nivel de los distintos forjados, de cargas horizontales que producen la flexión de la estructura hacia el lado de la inclinación.

Para soportar y contrarrestar estas cargas así como el resto de cargas horizontales (viento, sismo, etc.) que actúan sobre la estructura, se disponen los siguientes mecanismos estructurales:

- Configuración triangulada de la estructura metálica.
- Núcleo de servicios de hormigón, concebido como viga en ménsula.
- Postesado de la estructura de la fachada trasera.
- Coronación rígida del edificio (cerchas de cubierta) para transmisión de esfuerzos de postesado y rigidización de cabezas de pilares.

Como se observa en los alzados de estructura de fachada (Fig. 3) y sección central (Fig. 4), la disposición de pilares verticales, pilares inclinados y jácenas de planta configura una estructura triangulada que posee una capacidad de absorber esfuerzos horizontales y transmitirlos hasta planta baja. Esta triangulación se conforma entre plantas baja, 6ª, 13ª, 20ª y cubierta, donde se producen los nudos de encuentro entre pilares verticales e inclinados.

Para esfuerzos horizontales transversales (exclusivamente viento y sismo), la disposición en las fachadas principal y trasera de los pilares en "X" configura a su vez una estructura triangulada resistente.

Los importantes esfuerzos horizontales que se producen en los puntos en los que hay cambio de directriz de pilares (corte de pilares verticales por fachadas y quiebros de pilares en "X" en planta baja) se transmiten por la estructura mediante tirantes de chapa laminada de gran espesor. Donde estos tirantes interceptan muros de hormigón se disponen cables postesados para la transmisión de cargas evitando así la fisuración del hormigón. (Plantas baja y 13ª).



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

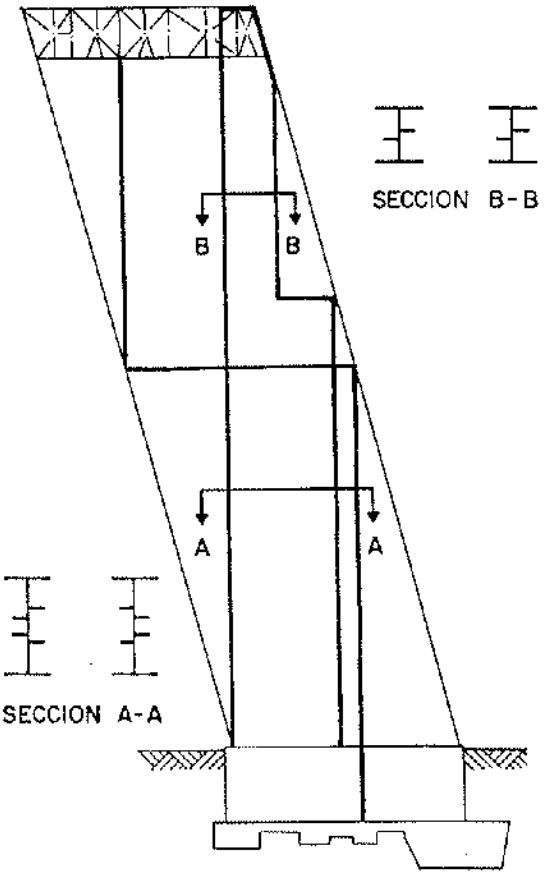



Fig. 4. Sección por núcleo.

El segundo mecanismo citado, el núcleo de servicios, se puede considerar que trabaja, frente a las cargas horizontales, como una viga en ménsula (Fig. 4). El importante canto de esta viga (14.40 m en base) le confiere una gran rigidez, de forma que soporta la mayor parte de los esfuerzos horizontales (80% frente al 20% absorbido por la estructura metálica bastante más flexible) que se transmiten a él a través de los forjados de planta actuando como diafragmas. Está formado por muros de hormigón armado, de espesor variable, que conforman los espacios para las baterías de ascensores y las verticales de ventilación, constituyendo dos vigas "doble T", paralelas, con nervaduras centrales.

La conexión de la estructura metálica con estos muros se realiza mediante placas embebidas en el hormigón, conectándose los forjados mediante llaves en el muro y esperas con manguito acoplador para las armaduras.

El postesado trasero de la estructura (Fig. 5) al ser inclinado produce una reacción horizontal en cabeza y por tanto una flexión en la torre, contraria a la de la inclinación, que actúa con dos objetivos paralelos; por una parte, reduce los esfuerzos de flexión en el núcleo disminuyendo la cuantía de armadura en servicio y por otra parte, contrarresta las deformaciones de la estructura debidas a carga muerta, volviendo el edificio a su posición "vertical" al final de la construcción. Este postesado sirve a su vez como elemento de conexión con el contrapeso de cimentación.

Las cerchas situadas en coronación del edificio forman un conjunto extraordinariamente rígido, que a la vez que transmite las cargas inducidas por el postesado obliga a una deformación paralela a las cabezas de los pilares, rigidizando la estructura y reduciendo por tanto los movimientos del edificio.

### 2.3. Cimentación

El diseño estructural descrito entre planta baja y cubierta, se completa con la estructura de sótanos (ya vertical) y la cimentación propiamente dicha.

El quiebro producido a nivel de planta baja, anula todas las cargas horizontales debidas a car-

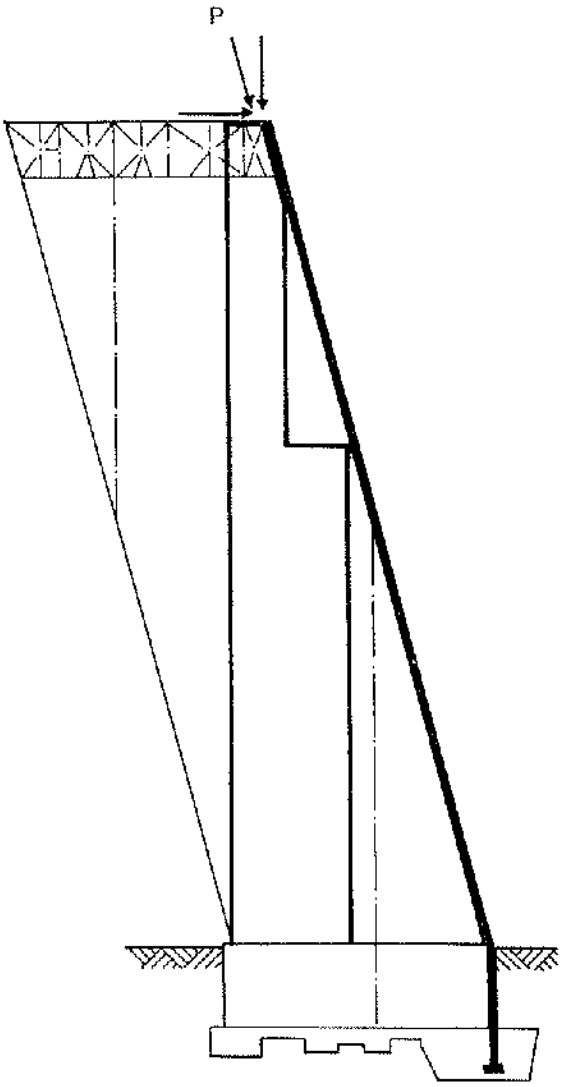



Fig. 5. Esquema postesado.



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

gas gravitatorias, por lo que la estructura, por debajo de esta planta, sólo soporta cargas verticales importantes y las cargas horizontales debidas exclusivamente a viento, sismo y empujes de tierras. (Fig. 6).

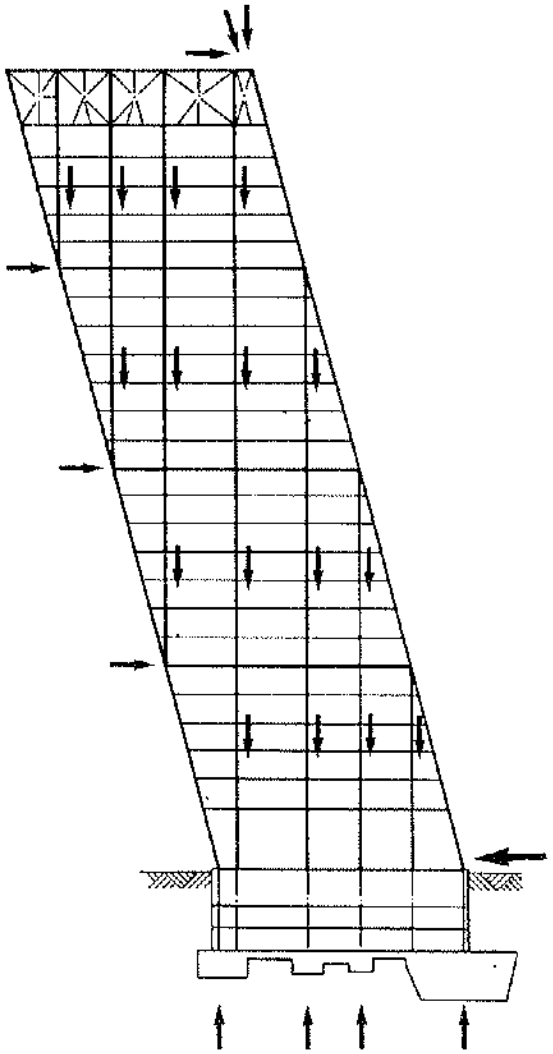


Fig. 6. Balance de cargas horizontales.

Esta estructura de sótanos es una estructura mixta de pilares metálicos embebidos en muros de hormigón, con forjados de losa maciza sobre vigas mixtas.

La cimentación propiamente dicha se compone de encepados sobre pilotes rectangulares de 3 x 1 m (módulos de pantalla) con dos elementos singulares: el encepado del núcleo de 18 x 18 x 4 m apoyado sobre 28 Uds. de pilote y el gran contrapeso de 15.000 t situado en la parte trasera y en el que ancla el postesado trasero, que proporciona la estabilidad necesaria a la torre.

## 3. PROCESO CONSTRUCTIVO

La complejidad propia del sistema estructural utilizado ha condicionado de una forma muy importante el proceso constructivo.

Por una parte, la necesidad de completar los esquemas estructurales de la megaestructura (Plantas 6, 13, 20 y 25) obligaba a una secuencia de hormigonado de plantas tal que para poder hormigonar una planta debía estar hormigonada la planta de megaestructura inmediatamente superior. (Por ejemplo, para hormigonar las plantas 14 a 19 debía estar hormigonada previamente la planta 20). Esto, unido al decalaje normal entre montaje de estructura y hormigonado de plantas, llevaba a que se llegaban a tener hasta 10 plantas de estructura metálica sin forjados hormigonados. Dado que el diafragma rigidizador lo constituye el hormigón, la estructura metálica por sí sola no es estable y fue necesario disponer un importante sistema de arriostramientos mediante perfil metálico que asegurara la posición de la estructura hasta el momento del hormigonado de cada planta.

Por otra parte, y con objeto de buscar un equilibrio entre las cargas introducidas y el postesado que las compensa, éste hubo de realizarse por fases, intercalado con la disposición de pesos sobre la estructura.

El esquema del proceso constructivo seguido ha sido el siguiente: (Figs. 7, 8 y 9).

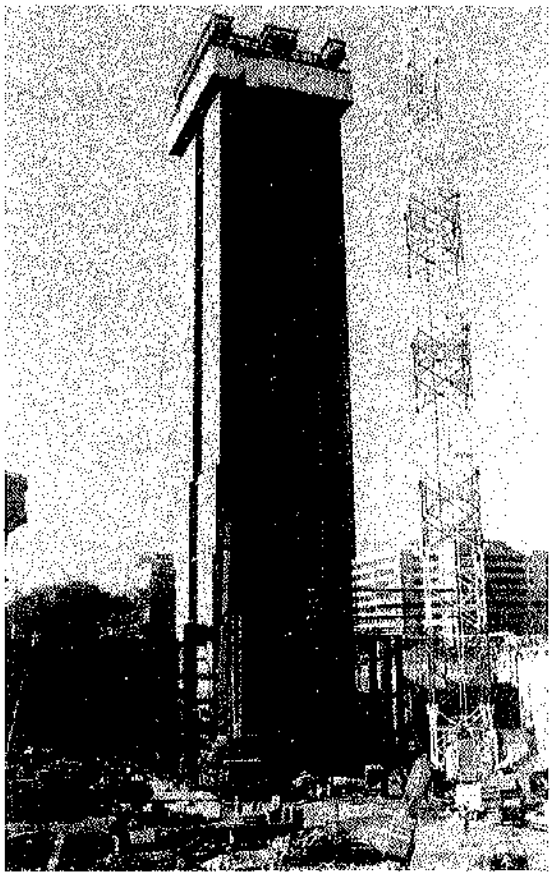


Fig. 7. Núcleo de hormigón y estructura metálica sótanos.



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

Fig. 8. Montaje estructura metálica.

- Cimentación.
- Núcleo de servicios, mediante encofrado deslizante, hasta Pl. 25.
- Estructura metálica, hasta planta baja.
- Muros y losas, hasta planta baja.
- Montaje de estructura metálica hasta Pl. 25 y hormigonado de forjados hasta Pl. 20, retrasados con respecto al montaje de estructura metálica.
- Montaje de cerchas de cubierta.
- Hormigonado de Pl. 25 y muros de coronación de núcleo.
- Primera fase de postesado vertical.
- Hormigonado resto plantas altas.
- Construcción de helipuerto y elevación de maquinaria de cubierta.
- Segunda fase de postesado vertical.
- Terminación de fachadas y acabados interiores.
- Ultima fase de postesado (regulación).

El diseño estructural ha previsto una reserva de cuatro cables dotados de cabeza de anclaje regulable mediante rosca, de forma que una vez completo el edificio se dispusiera de una capacidad adicional de tesado para la regulación de los movimientos de cabeza del mismo.

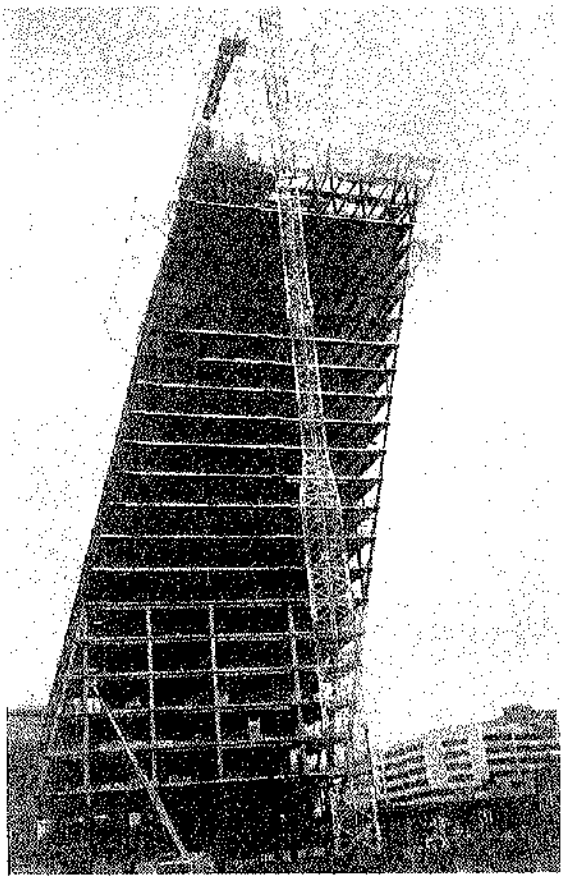


Fig. 9. Montaje cerchas de cubierta.



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

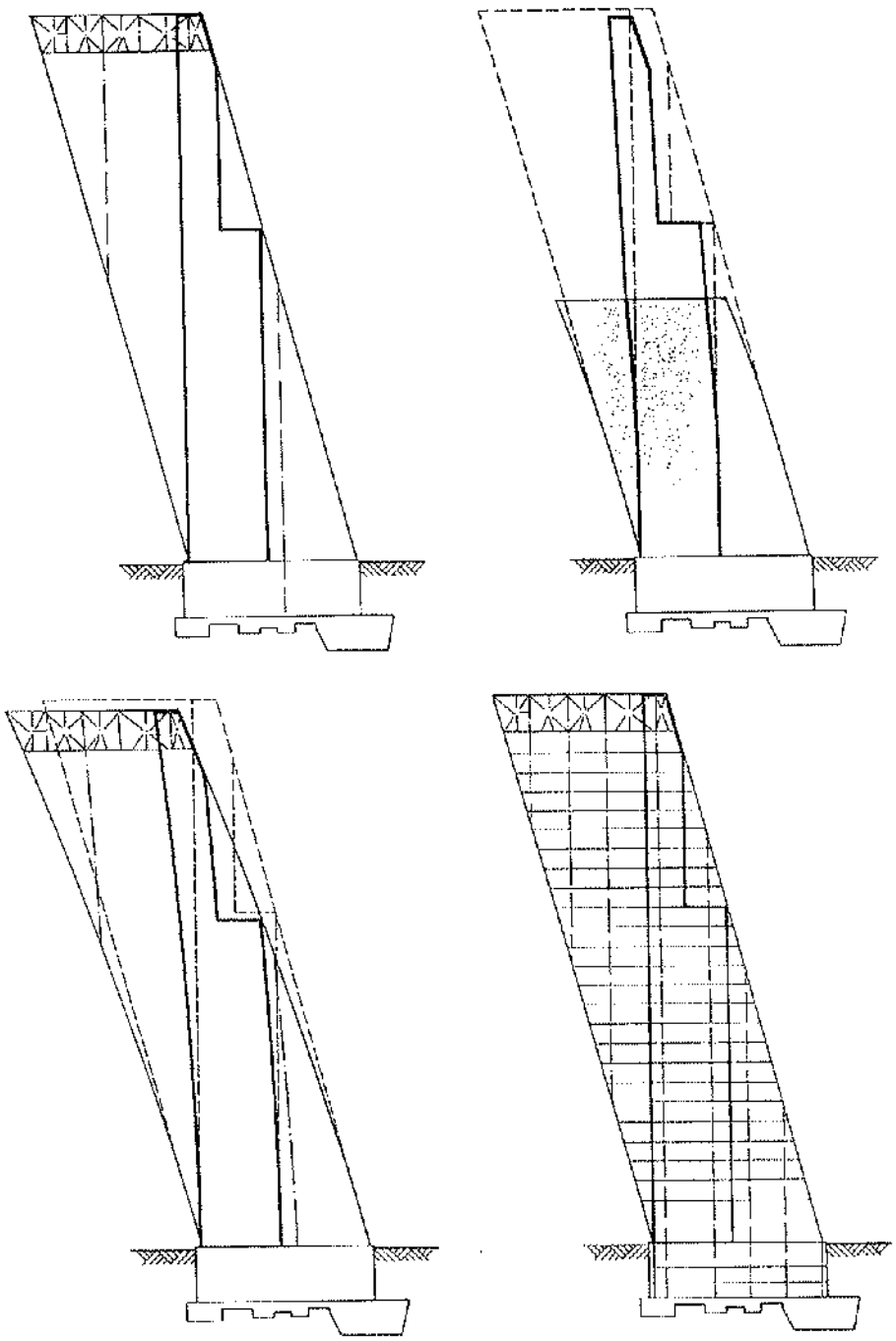


Fig. 10. Secuencia deformaciones ejecución-postesado.

Otra peculiaridad importante de la ejecución de esta estructura es el replanteo topográfico de la misma, ya que la propia deformación producida durante la ejecución por cargas muertas, se debe acompañar montando la estructura "deformada", para después recuperar la deformación completa con el postesado. (Fig. 10). Esto es, las líneas de pilares verticales no se montaban como tal sino que debían montarse paralelas al núcleo central con la deformación que éste tuviera en cada momento.

Para ello, se trazó un sistema de referencias por plantas en los paramentos del núcleo, antes del inicio del montaje de la estructura, de forma que para cada tramo de pilares el replanteo se ejecutaba con referencia relativa al núcleo en esa planta que se encontraría deformado en función de las cargas ya introducidas hasta ese momento.

No eran de aplicación directa, por tanto, en esta obra, sistemas de referencia absoluta (bases a nivel de calle), ya que las deformaciones totales son de una magnitud muy superior a las tolerancias de montaje (125 mm de deformación antes de postesado, frente a 15 mm de tolerancia de monta-



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

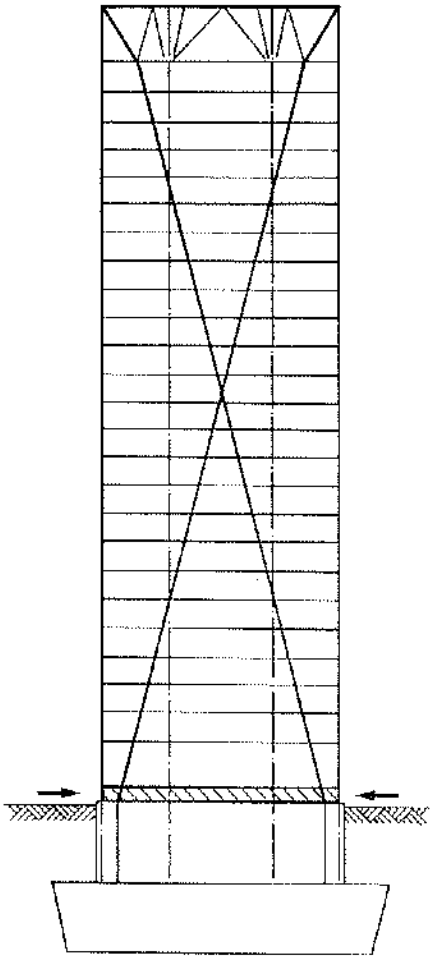


Fig. 11. Postesado horizontal planta baja.

je). Estas referencias absolutas se utilizaron para el trazado inicial de referencias del núcleo y para el control de "verticalidad" de la torre durante el montaje y control de las operaciones de postesado.

## 4. UTILIZACION DE TECNICAS DE POSTESADO

Como se ha mencionado anteriormente, el presente proyecto utiliza técnicas de postesado (no usuales en obras de edificación) en diferentes puntos de la obra.

Por una parte, en aquellos puntos en los que se producen concentraciones de esfuerzos de tracción sobre elementos de hormigón, se han dispuesto postesados de cable que compensen estos esfuerzos. Estos puntos son:

- Postesado horizontal de planta baja, que compensa las importantes tracciones producidas en el muro frontal del núcleo por el quiebro de los pilares en "X" de la fachada principal. Está formado por 3 cables de 19 ϕ 0,6", de 34 m de longitud. Su tesado se realizó en dos etapas para ir equilibrando las cargas existentes con el postesado introducido. (Fig. 11).
- Postesado horizontal en planta 13, que transmite, a través de las almas del núcleo de servicios, los esfuerzos producidos por la interrupción de los pilares interiores. Está formado por cables de 6 ϕ 0,5", de 14,40 m de longitud. (Fig. 12).

Por otra parte, y como aplicación fundamental del postesado en esta obra, está el postesado "vertical" de la fachada trasera.

Este postesado "vertical" está constituido por 24 torones de 19 ϕ 0,6", de una longitud total de aproximadamente 135 m, anclados en su extremo inferior al fondo del contrapeso mediante anclajes pasivos. En su extremo superior se anclan, mediante anclajes activos, a la coronación de la estructura metálica, sobre grandes nudos de chapa diseñados al efecto. (Fig. 13).

Con objeto de reducir la longitud de tesado y por tanto las pérdidas por rozamiento, se dispusieron a nivel de solera y sótano 1°, anclajes de continuidad que permiten tesar el tramo inferior y por tanto los anclajes pasivos, al 100% de la carga de diseño de los cables. Desde estos anclajes los cables discurren por vaina rígida fijada a la

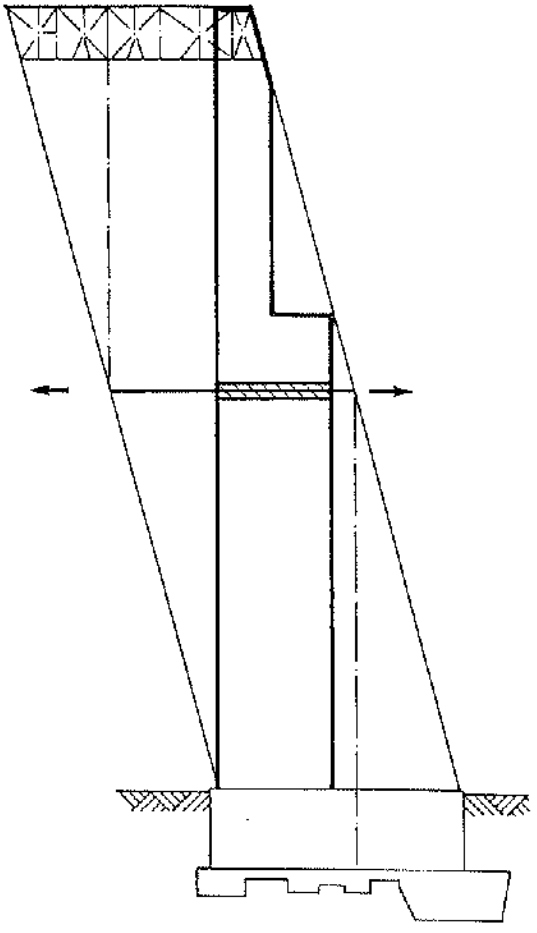


Fig. 12. Postesado horizontal planta 13.



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

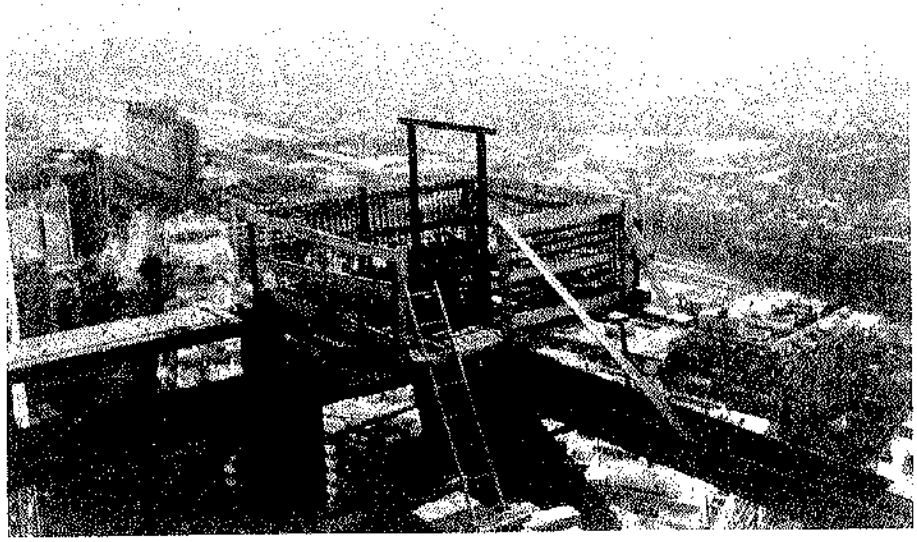


Fig. 13. Anclajes de postesado en coronación.

estructura hasta su anclaje en coronación del edificio.

El tesado se efectuó desde coronación, mediante cuatro gatos, para mantener simetrías de carga, y por etapas según el proceso constructivo.

Como se ha mencionado, el objetivo de este postesado es doble: reducir el nivel de esfuerzos de flexión en el núcleo y compensar las deformaciones laterales debidas a cargas permanentes.

Este segundo aspecto de compensación de deformaciones laterales tiene bastante importancia de cara a la funcionalidad del edificio, principalmente fachada y ascensores, debido a la magnitud de dichos desplazamientos que alcanzan valores de aproximadamente 200 mm en cabeza, para carga permanente sin postesado.

Por esta razón, el criterio de proyecto para la definición de la cuantía de postesado que había que aplicar en cada fase, fue un criterio de deformaciones y no de cargas, estableciéndose unos rangos de deformación admisible, para cada etapa de postesado marcada en el proceso constructivo. De esta forma se busca que la posición de la coronación del edificio, a lo largo de la construcción y futura vida útil del mismo, "oscile" alrededor de su posición teórica, dentro de un rango admisible, sin importar tanto la cuantía de fuerza de pretensado, siempre que ésta supere un mínimo de cálculo establecido en el 75% de los cables tesados a su carga de servicio.

Dado que el control en sí de la operación de postesado sería difícil de realizar basado exclusivamente en los movimientos de cabeza del edificio, al estar estos influenciados por efectos de temperatura y soleamiento, se optó por, con el tesado de los primeros cables, establecer la efectividad real del postesado en términos de desplazamiento de la cabeza por cable tesado, y con este dato definir las distintas fases de tesado con los criterios usuales de número de cables que había que tesar a su carga de servicio (75% de la carga de rotura).

La efectividad real medida (y que se mantuvo muy constante a lo largo de los distintos tesados) fue de 9 mm de desplazamiento horizontal por cada cable tesado, con lo que se establecieron las siguientes fases de tesado:

Fase 1 - 16 cables a su carga de servicio.

Fase 2 - 4 cables a su carga de servicio.

Fase 3 - 4 cables a su carga de servicio (fase de regulación).

Durante las operaciones de tesado se controlaron alargamiento, presiones en gato y deformaciones del edificio, así como otra serie de parámetros (giros, nivelaciones, etc.) instrumentados en distintos puntos de la estructura para conocer la respuesta real de ésta ante la introducción de las cargas de postesado, en cada una de las fases, y verificar las previsiones realizadas.

En el cuadro adjunto se reflejan los datos de posición de la cabeza del edificio antes y después de cada una de las dos primeras fases de tesado. Dado que en este momento aún no se han completado los trabajos de fachadas y acabados interiores, no se ha definido todavía el tesado que habrá que aplicar en la tercera fase (Fase de regulación).

| | N° Cables 19 ϕ 0,6" | Posición de cabeza de edif. (mm) | |
|---|---|---|---|
| | | Antes de tesado | Después de tesar |
| FASE 1 | 16 | + 125 | – 20 |
| FASE 2 | 4 | – 8 | – 45 |



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

## RESUMEN DE MEDICIONES POR TORRE

| | |
|---|---|
| ESTRUCTURA METALICA | 5.000 t. |
| HORMIGON EN CIMENTACION Y SOTANOS | 26.000 m³ |
| HORMIGON EN NUCLEO | 4.200 m³ |
| HORMIGON EN FORJADOS | 3.600 m³ |
| ACERO PASIVO | 4.000 t |
| ACERO ACTIVO | 75.000 kg |


## RESUMEN

El complejo "Puerta de Europa", de Madrid, está formado por dos torres inclinadas, para oficinas, de 115 m de altura sobre rasante y una inclinación de 14,3°, lo cual produce un desfase total, entre planta baja y cubierta, de aproximadamente 30 m.

La estructura está formada por un núcleo de servicios, de hormigón armado, y un entramado de vigas y pilares metálicos que, debido a la inclinación, conforman una estructura triangulada que, junto con el núcleo de servicios como viga en ménsula, confieren la rigidez necesaria para contrarrestar los efectos de las cargas horizontales y de la propia inclinación.

Para disminuir los esfuerzos de flexión debidos a la inclinación, se ha dispuesto un postesado a lo largo de toda la fachada trasera que, actuando sobre la cabeza del edificio, recupera las deformaciones horizontales de flexión.



## SUMMARY

The project "Puerta de Europa", in Madrid, is composed by two sloped towers 115 m in height above ground level. They have a slope of 14,3°, that produces a displacement from ground level to roof of 30 m aproximately.

The structure is composed by a concrete services core and a system of steel beams and columns that due to the slope acts as a triangulated braced frame. The concrete core acting as a cantilever and the steel braced frame together, are the primary lateral force resisting system for both lateral wind forces and those due to the slope.

To control bending stresses a postensioning system has been built along back façade that acting on the top of the building reduces the lateral displacements.


* * *

# III CONGRESO IBEROAMERICANO DE PATOLOGIA DE LA CONSTRUCCION. V DE CONTROL DE CALIDAD (CON. PAT 95)

## 17 al 20 de Octubre 1995. Varadero - CUBA

### TEMARIO:

Influencia de los materiales en la Patología de la Construcción.

Patología de sistemas estructurales de edificaciones.

Patología de elementos de cierre y terminaciones.

Patología de obras viales y de comunicación.

Patología en obras hidráulicas y marítimas.

Control de calidad y otros aspectos relacionados.

### INFORMACION:

**CUBA:**

CON. PAT 95.
Unión Nacional de Arquitectos e Ingenieros de la Construcción de Cuba. (UNAICC).
Humbolt nº 104, esq. Infanta.
Vedado Zona 4, C. P. 10400
Ciudad de La Habana - CUBA

**ESPAÑA:**

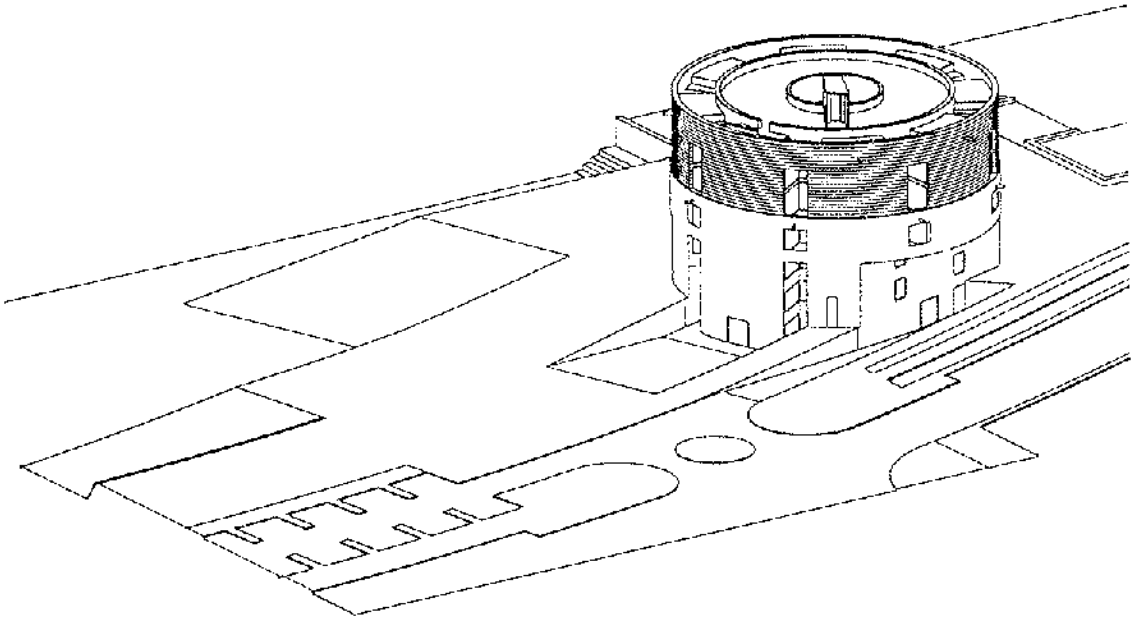
Departamento de Ingeniería Civil-Construcción.
E.T.S.I. de Caminos, Canales y Puertos.
Ciudad Universitaria, s/n.
Tel.: (91) 336 67 18
28040 MADRID




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

# Edificio para sede del Servicio de Meteorología y la Delegación de costas del MOPT, en el Puerto Olímpico de Barcelona

**José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.**
**Alvaro Siza Vieira y Juan Falgueras**
**Arquitectos**



**CARACTERISTICAS:**

| | |
|---|---|
| Superficie total: | 4.177,60 m2 construidos |
| Plantas: | 4 sobre rasante, baja y sótano |
| Dimensiones en planta: | Diámetro exterior 33,00 m e interior 9,00 m |
| Altura total: | 22,30 m |
| Esquema estructural: | Forjados y pilares de hormigón armado; muro de fachada colgado de vigas pretensadas situadas en cubierta |



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

## DESCRIPCION GENERAL

El edificio se encuentra ubicado en el ángulo nordeste del Puerto Olímpico, en el espacio determinado por la intersección del dique norte con el Paseo Litoral.

El programa de este edificio corresponde a las instalaciones para el Servicio de Meteorología y la Delegación de Costas del MOPT, y se distribuye en sótano, planta baja y cuatro plantas de piso.

La forma volumétrica del edificio resulta de un cilindro de 33 metros de diámetro, en el que se inscribe un patio interior cilíndrico de 9 metros de diámetro. Por debajo de la planta segunda, el cilindro es seccionado para permitir el paso, de acuerdo con los perfiles de las vías peatonales y rodadas que lo envuelven.

El acceso al Servicio de Meteorología se produce en Planta Baja en la fachada S.E. y en Planta Sótano a partir de una rampa situada en la parte central del Paseo Litoral. Una segunda rampa, paralela a ésta y tangente al edificio, permite el acceso al estacionamiento y servicios anejos. El servicio propiamente dicho ocupa las plantas tercera, cuarta y cubierta (observatorio), y se conecta verticalmente (escalera y ascensor), a través de las plantas primera y segunda, con las superficies de acceso y servicios de apoyo descritas en las plantas inferiores.

El acceso al MOPT se produce en Planta Baja en la fachada S.O. y ocupa parcialmente sótano y planta baja y la totalidad de las plantas primera y segunda, con la excepción de las columnas (escalera y ascensor) de acceso al servicio de meteorología.

## DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

La estructura del edificio, que consta de siete plantas incluyendo sótano y cubierta, es de planta anular, de 33,00 m de diámetro exterior y 9,00 m de diámetro interior, entre la planta de cubierta y la planta segunda; y entre ésta y la planta sótano resulta la misma planta anular truncada por dos planos paralelos distantes 11,74 m del centro del círculo.

La cimentación, a nivel de planta sótano (+ 3,70), es una losa maciza de hormigón armado, de espesor 0,70 a 1,20 m, de planta anular truncada, de diámetros 34,00 m exterior, 6,00 m interior y planos paralelos distantes 12,24 m del centro del círculo. (Figs. 1 y 2).

De ella arrancan: el muro perimetral de fachada, de hormigón armado, con 0,20 m de espesor, distante 0,50 m del borde exterior de la losa de cimentación; un eje circular de pilares intermedios en el radio 11,65 m, con separación angular alternante de 25°–20°, formando un total de 16 pilares de hormigón armado y sección trapecial de aproximadamente 0,70 x 0,40 m; y un eje circular de pilares interiores en el radio 4,75 m, con separación angular constante de 45°, según ejes situados en las bisectrices de cada dos de los anteriores situados a 20°, formando un total de 8 pilares de hormigón armado, de sección doblemente trapecial, de aproximadamente 0,50 x 0,50 m.

Los forjados de planta baja (+ 6,70) y primera (+ 10,20), son una losa maciza de hormigón armado y 0,30 m de espesor, de planta anular truncada, de radios 16,50 m exterior, 4,50 m interior y planos paralelos distantes 11,74 m del centro, empotrada en el muro perimetral de fachada, pilares

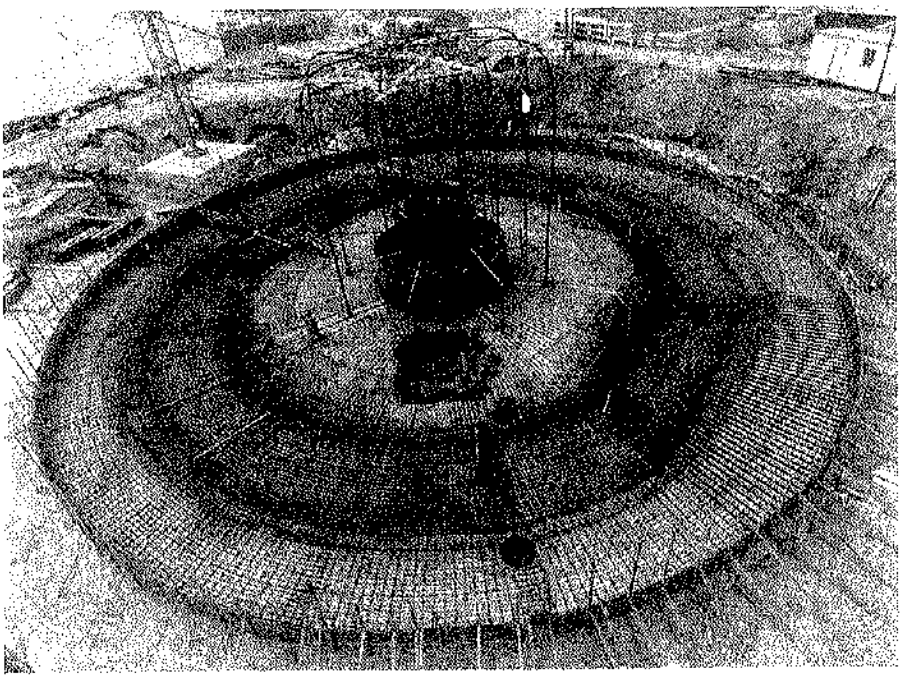


Fig. 1. Vista aérea de la losa de cimentación y el pretensado de los pilares interiores.



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

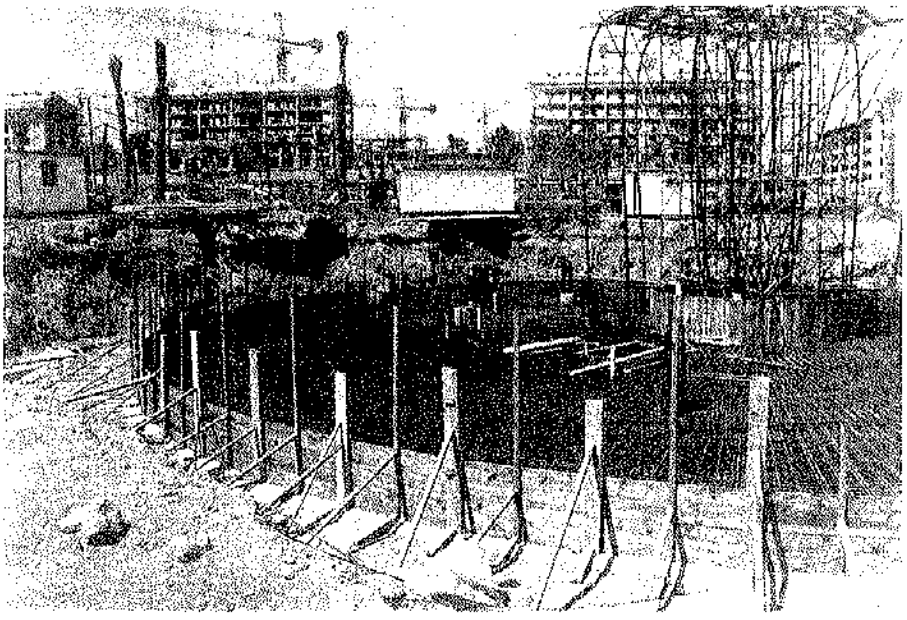


Fig. 2. Detalle de la armadura de la losa de cimentación.

intermedios y pilares interiores. Sobre éstos, a través de un peto corrido de 1,90 m de canto y 0,20 m de espesor.

El forjado de planta segunda (+ 13,70) es una losa maciza de hormigón armado y 0,30 m de espesor, de planta anular completa, con radios de 16,50 m exterior y 4,50 m interior. Se encuentra empotrada en el muro perimetral de fachada, –que vuela sobre el de planta primera hasta 4,76 m y se suspende de las vigas de cubierta–, pilares intermedios y pilares interiores a través del peto corrido. (Fig. 3).

El forjado de planta tercera (+ 17,20) es una losa maciza de hormigón armado y 0,30 m de espesor, de planta anular completa, con radios de 16,50 m exterior y 4,50 m interior, empotrada en el muro perimetral de fachada, pilares intermedios y pilares interiores. A nivel de este forjado el muro exterior de fachada, de radio 16,50 m, se retranquea 0,30 m quedando con radio 16,20 m hasta su coronación, y queda suspendido, mediante tendones de pretensado, de las vigas de cubierta. Cada tendón está formado por 3 $\phi$ 0,6"; la separación entre tendones varía entre 0,42 m y 0,85 m.

El forjado de planta cuarta (+ 20,70) es una losa maciza de hormigón armado y 0,30 m de espesor, de planta anular completa, con radios 16,20 m exterior y 4,50 m interior, igualmente empotrada en el muro perimetral de fachada, pilares intermedios y pilares interiores.

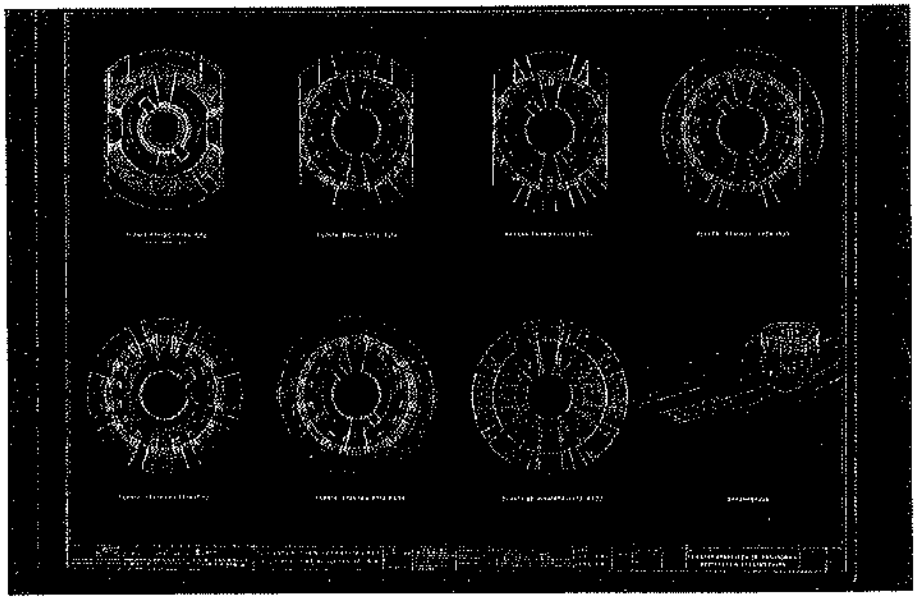


Fig. 3. Plantas de armadura de los forjados y perspectiva general.



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

La planta de cubierta (+ 24,20) esta formada por una losa maciza de hormigón armado y 0,30 m de espesor, de planta anular, con radios de 16,20 m exterior y 4,50 m interior, de la que sobresalen unas vigas de hormigón pretensado, solidarias con ella, de 1,00 m de canto total. Estas vigas se disponen en planta por parejas en forma de V, empotradas en el pilar interior y en los pilares intermedios separados 20°. El pretensado de cada viga está formado por cuatro tendones. Cada tendón dispone de 12 ϕ 0,6" o 10 ϕ 0,6", según la situación de la viga. A partir de este forjado, el muro perimetral de fachada aumenta su espesor interiormente a 0,40 m, hasta su coronación (+ 26,00). El peto corrido sobre los pilares interiores se prolonga, con espesor de 0,20 m, hasta la misma cota. Dichos pilares se pretensan en toda su altura, mediante un tendón compuesto por 8 ϕ 0,6". (Fig. 4).

El muro de fachada exterior presenta aberturas rectangulares, a modo de grandes ventanales para iluminación, afectando algunas veces a los forjados, quedando en estos casos unos huecos trapeciales junto a la fachada. (Fig. 5).

En el interior del edificio existen dos núcleos diferentes de escalera principal y ascensor: uno en el lado SW, de planta baja a planta segunda, y otro en el lado NE, de planta sótano a planta cuarta y cubierta. En ambos, el hueco del ascensor, de

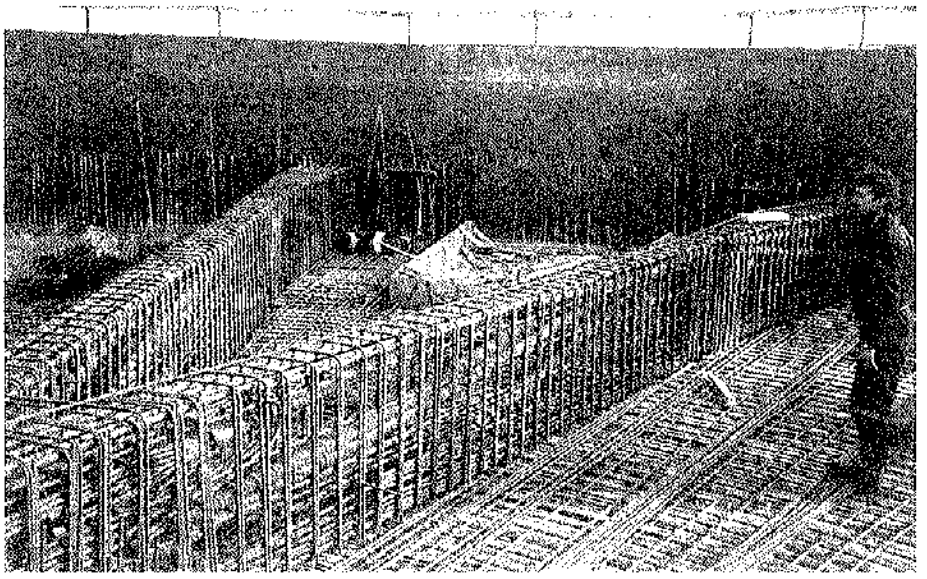


Fig. 4. Detalle de armadura de las vigas postensadas de cubierta.

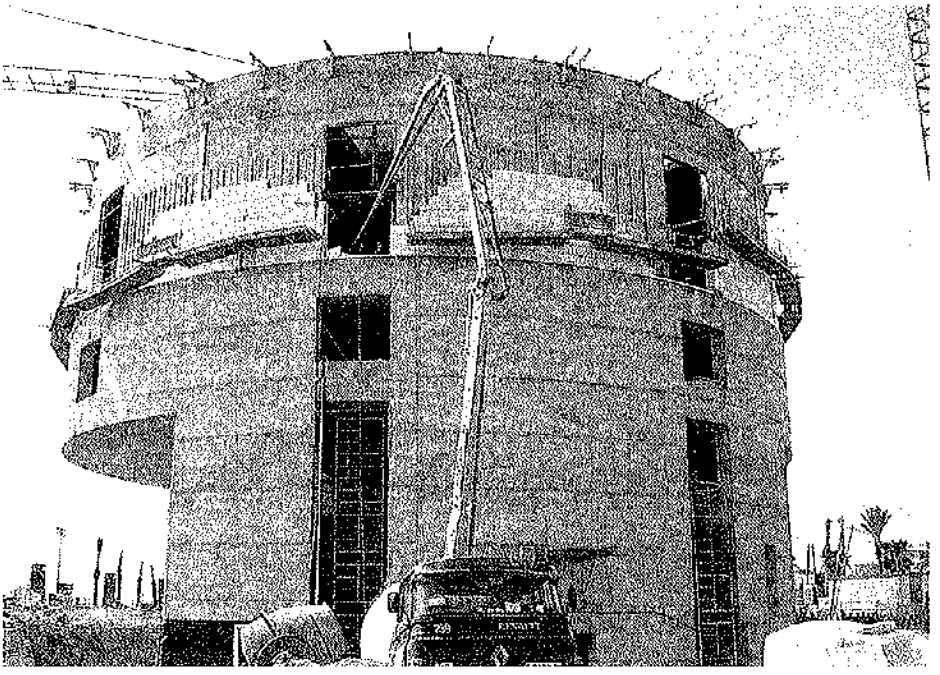


Fig. 5. Montaje del revestimiento de mármol.



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

1,81 x 2,48 m, está formado por muros de hormigón armado de 0,15 m de espesor, empotrados en los forjados. La escalera está delimitada por dos muros radiales de hormigón armado de 0,20 m de espesor, y el muro del patio interior, de radio 4,50 m. Las rampas son de hormigón armado, de 0,26 m de espesor, empotradas en muros y forjados.

Además, existen otras dos escaleras en el interior del edificio, una de planta sótano a planta baja y otra de planta cuarta a cubierta. Ambas son de hormigón armado.

Los accesos a la planta sótano del edificio desde el exterior (+ 6,65) se efectúan mediante dos rampas formadas con muros de hormigón armado. Entre ellas se dispone una zona para maquinaria e instalaciones. (Fig. 6).

## OTROS DATOS

Fecha de construcción: 1991 - 1992.

Administración del Proyecto y de la obra: Vila Olímpica, S.A. (VOSA).

Constructor: Cubiertas y MZOV.

Asistencia Técnica y Control: José A. Torroja, Oficina Técnica, S.A.

Materiales empleados: Hormigón: H-250, forjados, muros, pilares: 2.824,85 m³. H-300, vigas de cubierta: 104,50 m³. Acero activo: $f_{máx}$ = 180 kp/mm²: 11.305,00 kg. Acero pasivo: AEH-400 N ó F: 422.643,90 kg.

## RESUMEN

El edificio se encuentra ubicado en el Puerto Olímpico de Barcelona, y se destina a uso del Servicio de Meteorología y la Delegación de Costas del MOPT. Su forma volumétrica es un cilindro de 33 m de diámetro, seccionado en su mitad inferior por dos planos verticales.

La estructura del edificio, que consta de siete plantas incluyendo sótano y cubierta, es de planta anular, de 33 m de diámetro exterior y 9 m de diámetro interior. Está formada por forjados de losa maciza de hormigón armado, apoyados sobre muro estructural de fachada, una corona de pilares intermedios y una corona de pilares interiores. Además, el muro de fachada cuelga del forjado de cubierta, que a su vez dispone de unas vigas pretensadas, ancladas también mediante pretensado a los pilares interiores, hasta la cimentación, que es una losa maciza sobre columnas de jet-grouting.

## SUMMARY

The building is located at the Olimpic Harbour in Barcelona, and it is occupied by the meteorological Service and by MOPT's Coast Delegation. Its volumetric shape is a cylinder 33 m diameter, cut by two vertical planes at its lower midle.

The structure of the building, which has seven floors including basement and roof, consists in an annular plan of 33 m external diameter and 9 m internal diameter. It is composed by flat reinforced concrete slabs supported by a structural concrete front wall, a circular line of inner columns and a circular line of internal columns. Besides, the front wall is hanged form the top roof by several prestressed beams, which are anchored, also by prestressing, to the internal columns and down to the foundation, that is a continuous slab over jet-grouting columns.

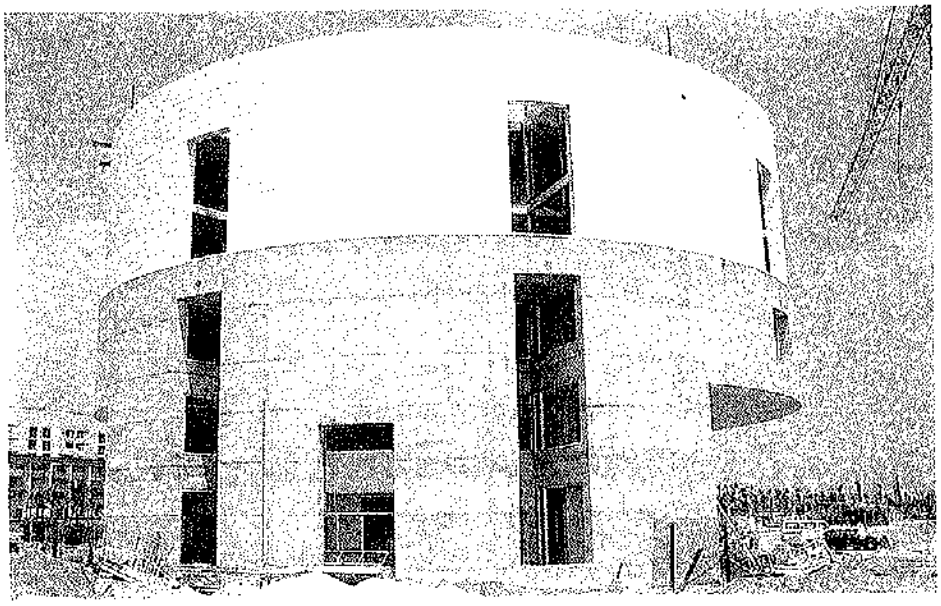


Fig. 6. Vista general del edificio terminado.



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

CSIC

# BASES DE DATOS

Consejo Superior de Investigaciones Científicas

• **CIRBIC:** Catálogo colectivo de Libros y Revistas existentes en las bibliotecas del CSIC. Su temática es multidisciplinar.

**Volumen Libros:** 317.652 **Volumen Revistas:** 36.183 Referencias

• **ISOC:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 1.600 revistas españolas relativas a Humanidades y Ciencias Sociales. Se subdivide, según las distintas áreas temáticas en:

- ECOSOC (Economía-Sociología-Política)
- ISOC-ARTE (Bellas Artes)
- ISOC-DC (Documentación Científica)
- HISTORIA (Historia-Ciencias Auxiliares
- JURIDOC (Ciencias Jurídicas)
- LIN-LIT (Lingüística y Literatura)
- PSEDISOC (Psicología-CC. Educación)
- URBISOC (Urbanismo-Geografía)

**Volumen:** 202.630 Referencias **Crecimiento Anual:** 18.300 Referencias

• **IME:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 330 revistas médicas españolas.

**Volumen:** 149.339 Referencias **Crecimiento Anual:** 10.500 Referencias

• **ICYT:** Base de datos referencial que recoge y analiza más de 600 publicaciones periódicas españolas, dentro de los campos de la Ciencia y la Tecnología.

**Volumen:** 78.409 Referencias **Crecimiento Anual:** 18.300 Referencias

• **AMÉRICA LATINA**

**Volumen:** 13.724 Referencias **Crecimiento Anual:** 1.500 Referencias

• **Datos enero 1994**

**Para información y suscripciones: CENTRO DE INFORMACIÓN Y DOCUMENTACIÓN CIENTÍFICA (CINDOC)**
**SERVICIO DE DISTRIBUCIÓN DE BASES DE DATOS**
Joaquín Costa, 22
28002 MADRID
Teléfono: (91) 562 14 62
Fax: (91) 564 26 44




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

591-1-53

# Edificio Mapfre-Vía Augusta, en Barcelona

**José Antonio Llombart**
**Ingeniero de Caminos**
**Jordi Revoltós**
**Ingeniero de Caminos**
**Estudio de Ingeniería y Proyectos (EIPSA), Madrid**

## 1. DESCRIPCION Y DIMENSIONES FUNDAMENTALES

El Edificio Mapfre-Vía Augusta, de Barcelona, está situado en un solar de planta triangular, limitado por Vía Augusta y las calles General Mitre y Ganduxer (Figura 1).

El edificio dispone de cinco plantas subterráneas destinadas a aparcamiento. Sobre el nivel de planta baja se levantan dos torres gemelas destinadas a locales comerciales y oficinas (Figura 2). Los forjados de las torres, cada uno con una superficie aproximada de 1.400 metros cuadrados, están constituidos por losas aligeradas, habiéndose dispuesto postesado mediante tendones no adherentes.

Existen, en total, ocho forjados postesados en cada una de las torres, cuyas dimensiones en planta son 38,76 x 36,36 m. La separación de pilares, con luces máximas de 13,35 m entre ejes, y la limitación del espesor de los forjados (40 centímetros), han motivado la resolución de la estructura resistente mediante el sistema que se describe a continuación.

Fig. 1. Vista general del Edificio Mapfre, Vía Augusta, en Barcelona, en la fase de terminación de la estructura.



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

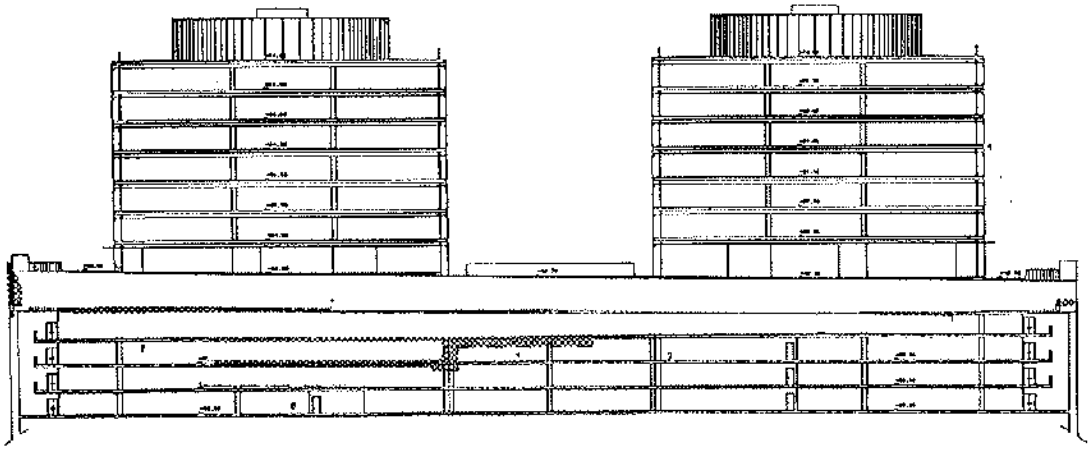


Fig. 2. Estructura del edificio. Sección.

## 2. PLANTEAMIENTO GENERAL DEL PROYECTO DE LA ESTRUCTURA

En el edificio MAPFRE concurren una serie de exigencias funcionales, derivadas del proyecto general de Arquitectura, que han sido determinantes para la adopción del tipo de estructura llevado a la práctica. He aquí un resumen de los aspectos de mayor importancia tenidos en cuenta en el proyecto:

- Creación de espacios de gran diafanidad en las plantas de las dos torres gemelas. Necesidad de resolver forjados con separación entre ejes de pilares, dispuestos ortogonalmente, de 13,35 x 12,45 m. Los vanos de máxima luz se encuentran en las zonas del edificio más próximas a las fachadas.
- Limitación del espesor del forjado, al objeto de disponer el máximo número de plantas, de forma compatible con la altura del edificio, limitada por las Ordenanzas. Disposición de forjados, sin vigas, con un espesor de 40 centímetros.
- Sobrecargas de uso: 700 kg/m² en planta baja, apta para locales comerciales, 400 kg/m² en plantas de oficinas y 1.000 kg/m² en gran parte de la planta de cubierta, para montaje de instalaciones.
- Cargas muertas en el borde exterior de los forjados, debidas al peso propio de las fachadas constituidas por elementos prefabricados.
- Disposición de grandes huecos en la superficie de forjados, para paso de escaleras de servicio, ascensores, escaleras mecánicas y conducciones para instalaciones. Algunos de los citados huecos están situados en las inmediaciones de los pilares más solicitados por cargas verticales (Figura 3).

Además de las exigencias resistentes de la estructura, deben añadirse los requisitos referentes a la limitación de la flexibilidad de los forjados, preceptiva para toda obra de edificación.

Una vez analizado el conjunto de condicionantes, se decidió constituir los forjados mediante losas aligeradas de hormigón, provistas con postesado no adherente, considerándose dicha solución como la única que permitía resolver la estructura de una forma técnicamente satisfactoria (Figura 4).

## 3. TIPOLOGIA ESTRUCTURAL DEL CONJUNTO

Sobre el nivel de rasante, el edificio está constituido por dos torres independientes, cuyos elementos verticales de soporte arrancan de la zona de sótano. En cada una de las dos torres, existe un total de ocho plantas, caracterizadas por la diafanidad interior y la distancia existente entre ejes de pilares.

La magnitud de las cargas verticales que actúan sobre los pilares que soportan la torre, han determinado sus dimensiones transversales aparentemente robustas, si se considera únicamente que se trata de un edificio con ocho forjados sobre rasante. Sin embargo, si se tiene en cuenta que el peso propio de un forjado postesado es notablemente superior al de un forjado reticular de luces medias y que la separación entre ejes de pilares en las dos dimensiones perpendiculares representa el doble de las habituales en otro tipo de edificios, puede deducirse fácilmente que la magnitud de la carga vertical, por pilar, es del orden de seis o siete veces la que resultaría en el caso de haberse dispuesto una estructura convencional. Por tal moti-



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

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

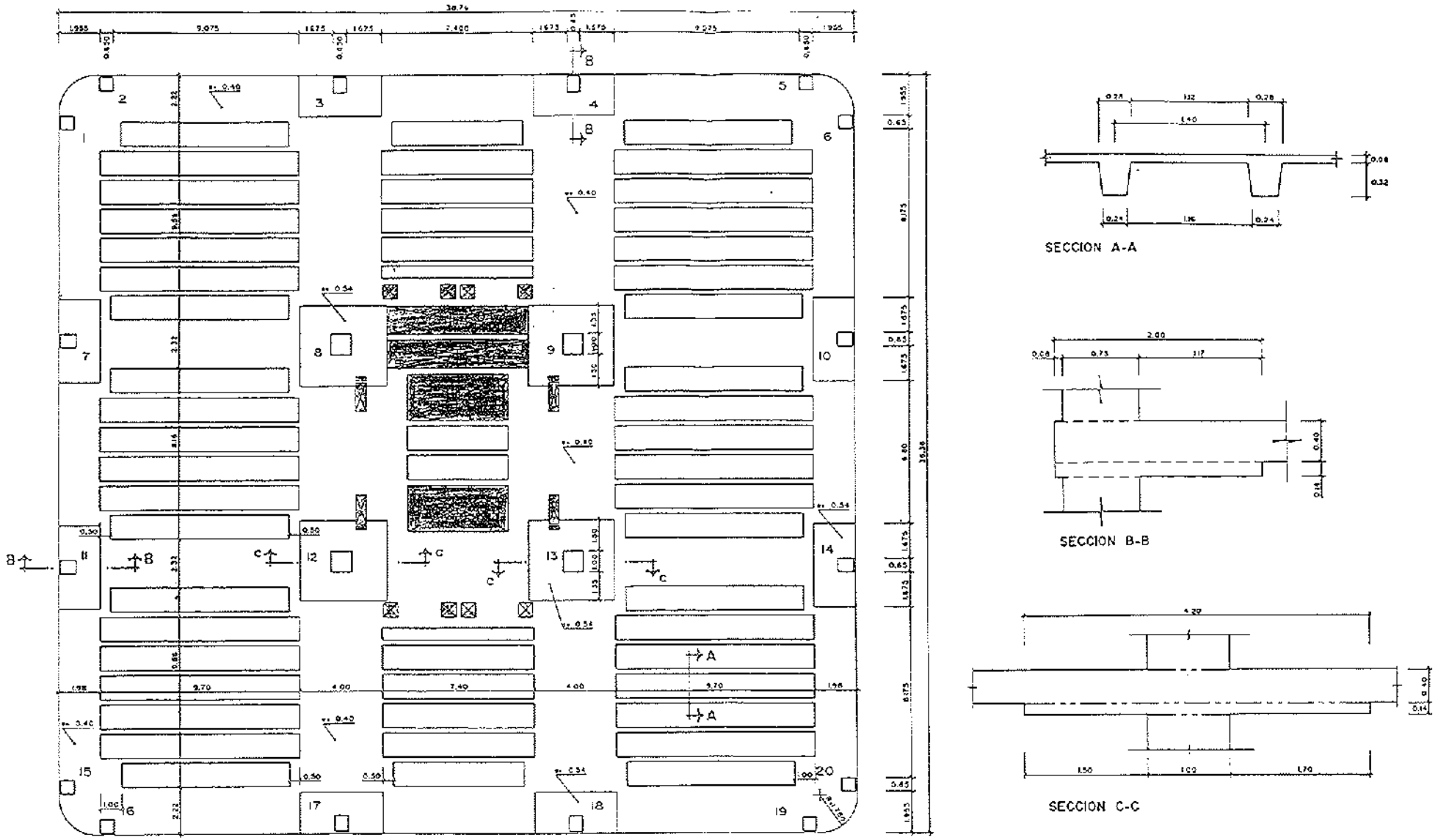



Fig. 3. Planta tipo. Definición geométrica.

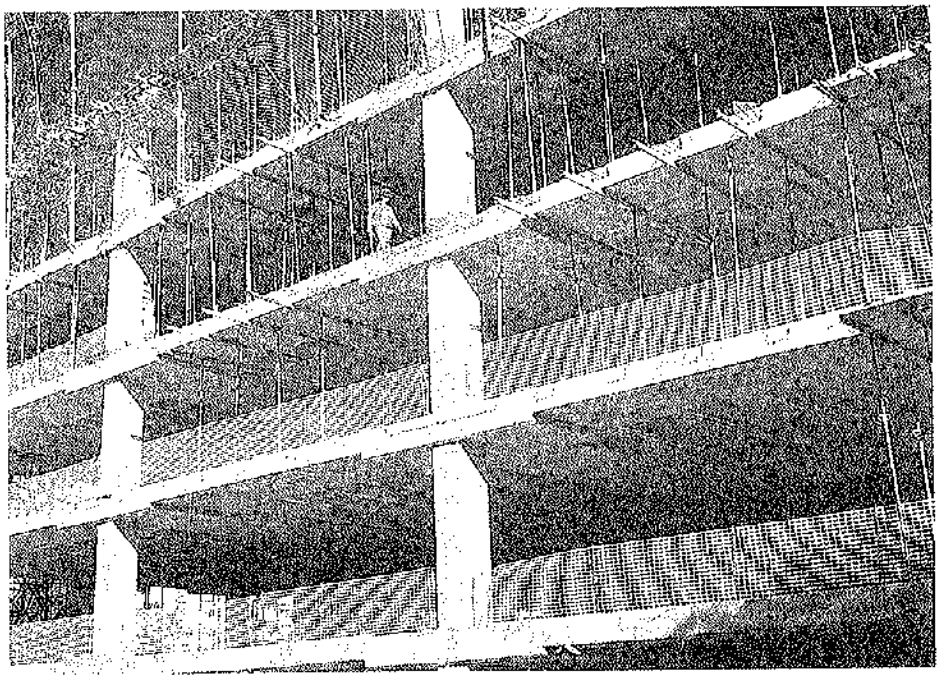


Fig. 4.

vo, los pilares principales del Edificio Mapfre están capacitados para soportar una carga vertical propia de un edificio de 50 plantas. La carga vertical de servicio de dichos pilares, a nivel de cimentación, alcanza un valor de 2.200 toneladas.

Las obligadas dimensiones transversales de los pilares por motivos resistentes, traen consigo la consecuencia de poseer una gran rigidez y tal consideración ha representado una de las mayores dificultades para resolver adecuadamente el esquema estructural de las dos torres (Figura 5).

La coacción ejercida por los pilares frente al giro y al desplazamiento horizontal, suele ser despreciable en la mayor parte de los edificios resueltos con forjados postesados; la magnitud del acortamiento elástico producido por la acción del pretensado es compatible con la flexibilidad de los pilares, sin representar esfuerzos parásitos de consideración. Sin embargo, en el Edificio Mapfre, el efecto causado por la rigidez de los pilares tiene gran importancia y, por tal motivo, ha sido objeto de consideración rigurosa en el cálculo estructural y al mismo tiempo ha precisado una especial disposición en la planta baja, más influenciada por dicho efecto: Dicho forjado no está unido monolíticamente a los pilares inferiores del contorno, habiéndose dispuesto apoyos intermedios de neopreno que permiten liberar, tanto el giro, como el desplazamiento horizontal (Figura 6).

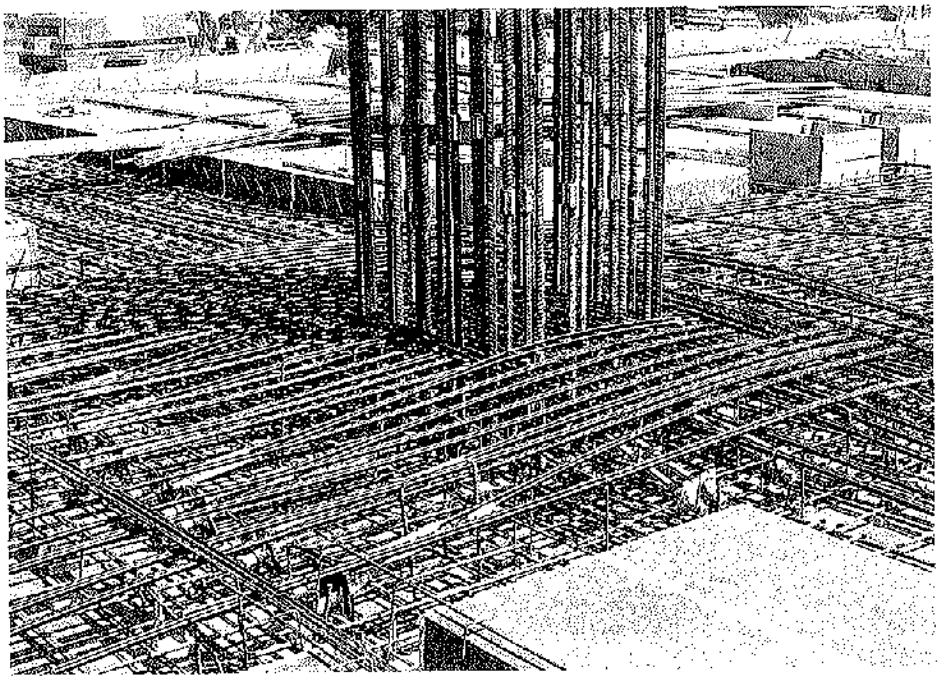


Fig. 5.



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

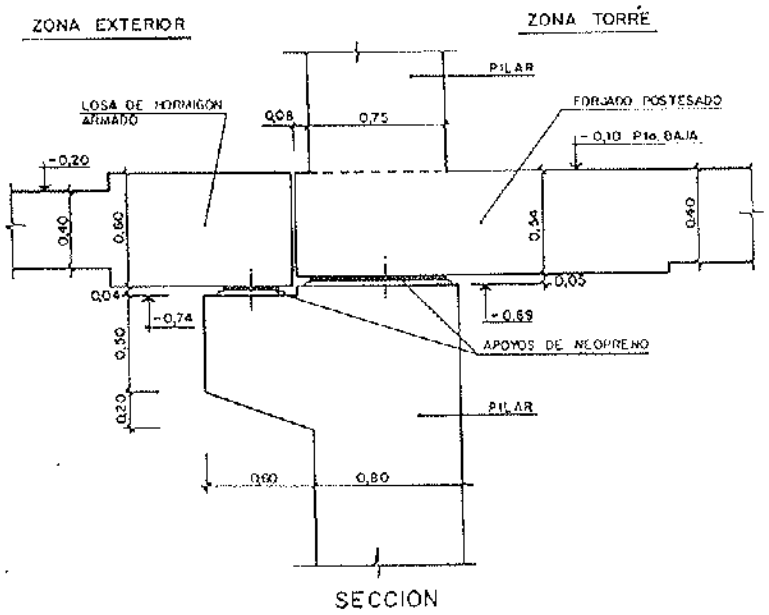



Fig. 6. Detalle de la zona de apoyo de pilares de planta baja.

La rigidez y estabilidad del conjunto de cada una de las torres frente a la acción de cargas horizontales, no resulta afectada por tal disposición, debido a la existencia de unos elementos apantallados dispuestos en el núcleo de ascensores y que, partiendo de la cimentación, quedan interrumpidos a nivel del forjado de la planta primera. A partir de dicha planta, todos los pilares están rígidamente empotrados en las losas de forjado y constituyen en su conjunto un adecuado sistema estructural en lo referente a estabilidad frente a acciones horizontales.

Las dimensiones transversales de los pilares están limitadas inferiormente por condicionantes de punzonamiento de los forjados que soportan, y superiormente, para evitar un exceso de rigidez. Por tal motivo, la escuadría de los pilares permanece constante a lo largo de toda la altura de las torres, al objeto de mantener la superficie de apoyo en el contacto con las losas y por tanto, la seguridad frente al punzonamiento. Dicha condición alcanza su máxima exigencia en el forjado de la última planta, cuya sobrecarga de uso es superior a la del resto de los forjados.

Con el objeto de mejorar la seguridad frente al punzonamiento, se han dispuesto ábacos sobre los pilares más solicitados, que constituyen un descuelgue de 14 centímetros, en relación con el paramento inferior de los forjados (Figura 4).

## 4. POSTESADO NO ADHERENTE. DISPOSICION Y CARACTERISTICAS

El postesado se ha realizado mediante tendones constituidos, cada uno, por un cordón de 0.6", engrasado y envuelto en vaina de polietileno. Los elementos de anclaje son independientes para cada tendón, habiéndose dispuesto anclajes activos, únicamente en el contorno exterior del forjado (Figuras 7 y 8). Existen anclajes pasivos en el interior de las losas: en las inmediaciones de los pilares centrales (Figura 9), así como en los paramentos de huecos intermedios. En este último caso, se trata de anclajes idénticos a los activos situados en el contorno, si bien no se ejerce tesado por el extremo interior.

La mayor parte del acero activo se encuentra concentrado en unas franjas en que se ha macizado la losa y cuyas alineaciones en las dos direcciones perpendiculares están determinadas por la posición de los pilares principales (véanse figuras 10 y 11). En las zonas intermedias limitadas por dichas franjas, se ha distribuido uniformemente un postesado secundario unidireccional, que discurre por los nervios situados entre los aligeramientos. Esta disposición permite resolver fácilmente el cruce con los tendones de las calles principales (Figura 12).

La necesaria concentración de armadura activa en las zonas situadas sobre los pilares (Figura 13) y en los bordes de los grandes huecos (Figura 14), exigió un detallado estudio, tanto a nivel de proyecto, por motivos de orden estructural y de encaje geométrico, como durante la ejecución de la obra, habiendo sido necesario planificar con todo detalle el orden de colocación de los distintos tendones. La colocación de los tendones se llevó a cabo cumpliéndose unos estrictos criterios de tolerancias en la posición y en el trazado, debido a la influencia que podrían causar posibles desviaciones que, aún siendo pequeñas en valor absoluto, podrían tener importancia dado el reducido canto de las losas. Asimismo, se consideró de



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

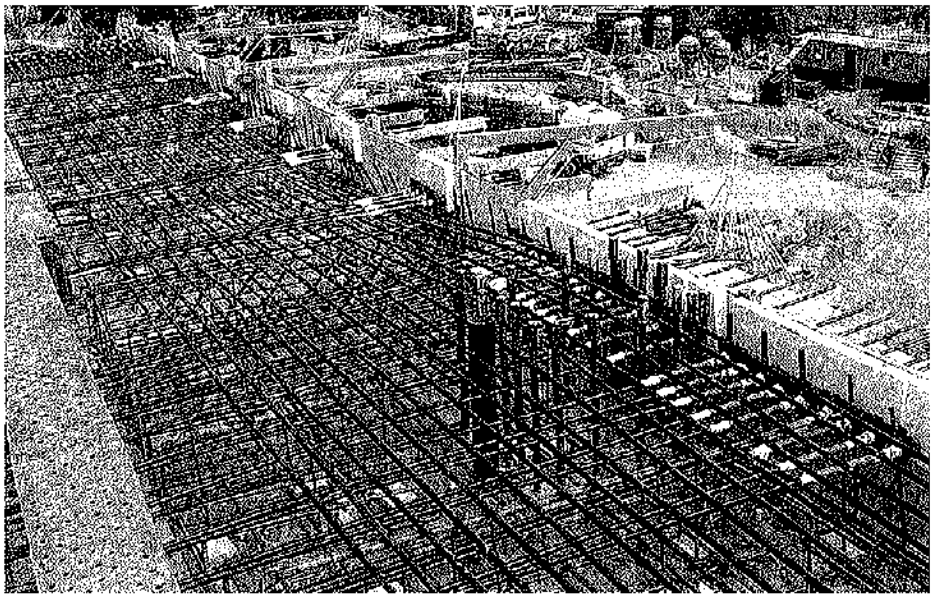


Fig. 7.

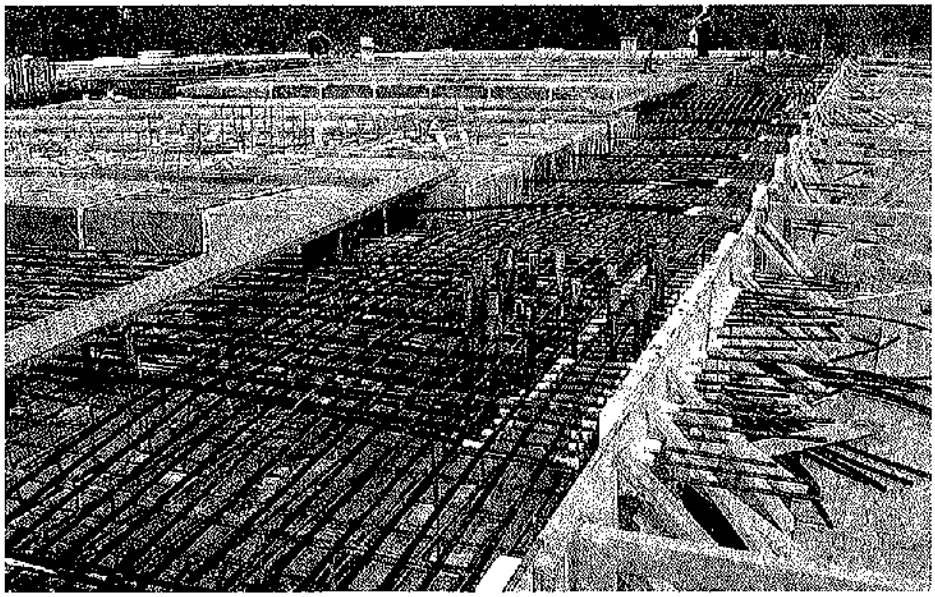


Fig. 8.

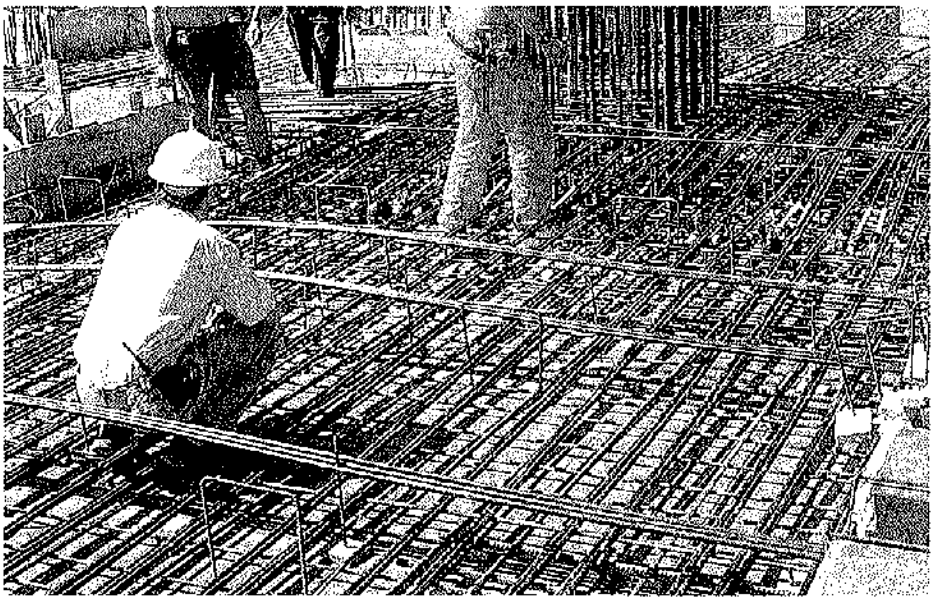
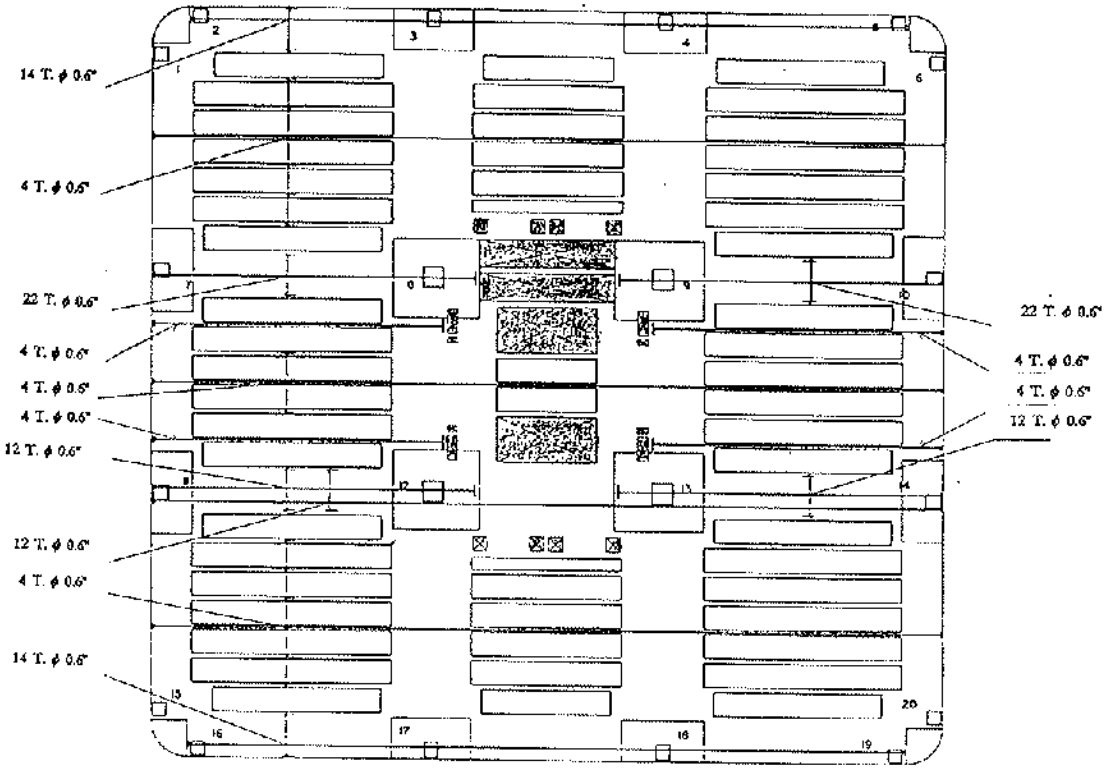


Fig. 9.



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



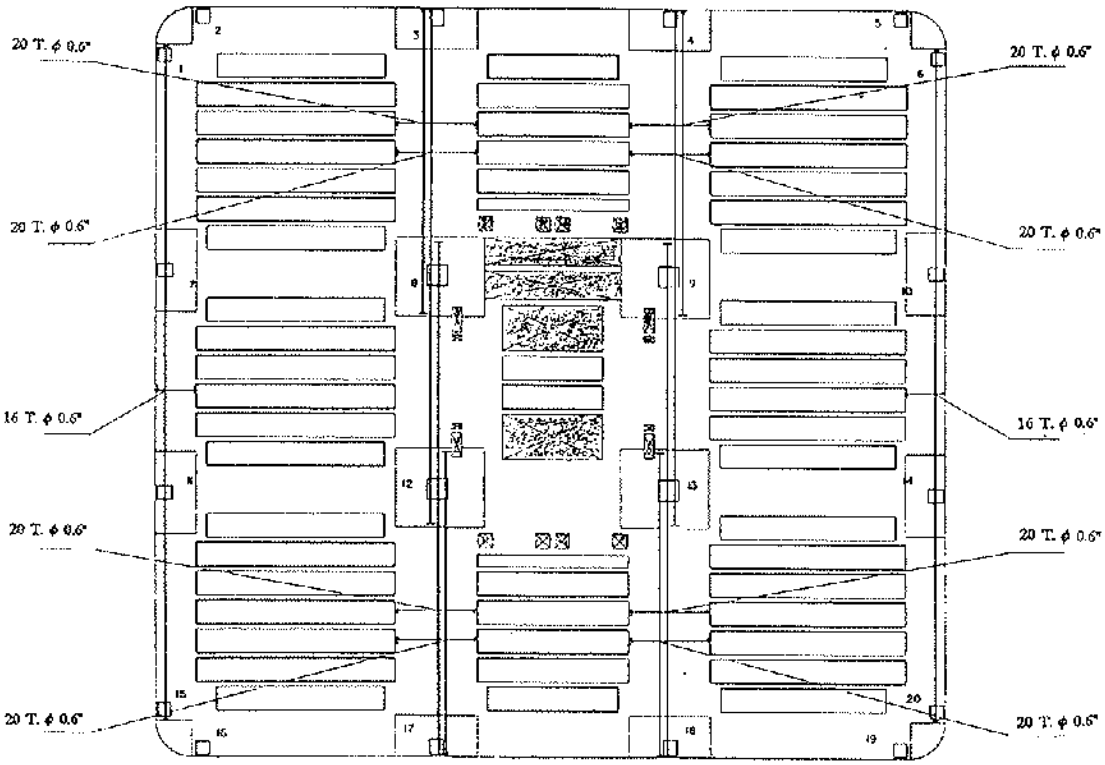




Fig. 10. Planta tipo. Trazado de pretensado en las direcciones "X" e "Y".



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

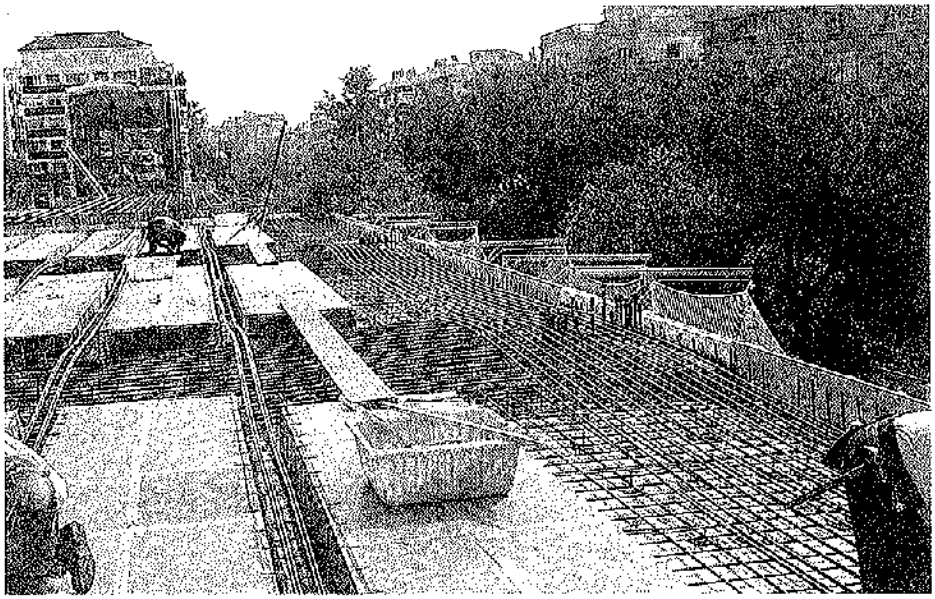


Fig. 11.

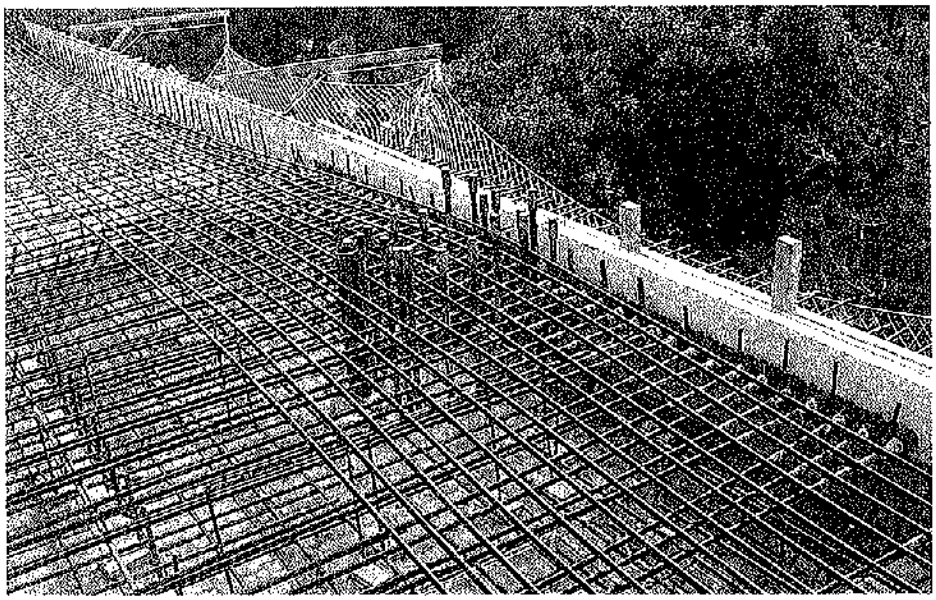


Fig. 12.

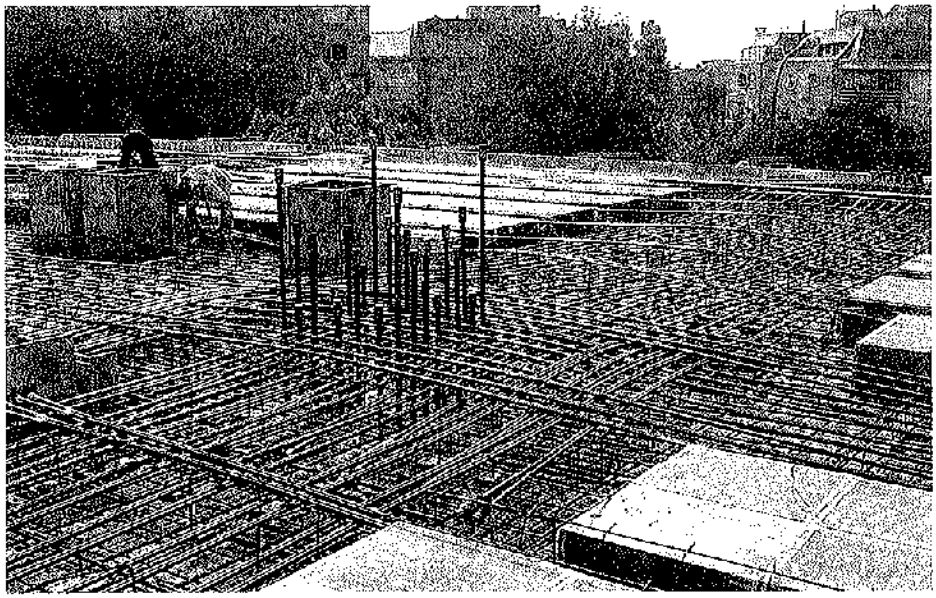


Fig. 13.



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

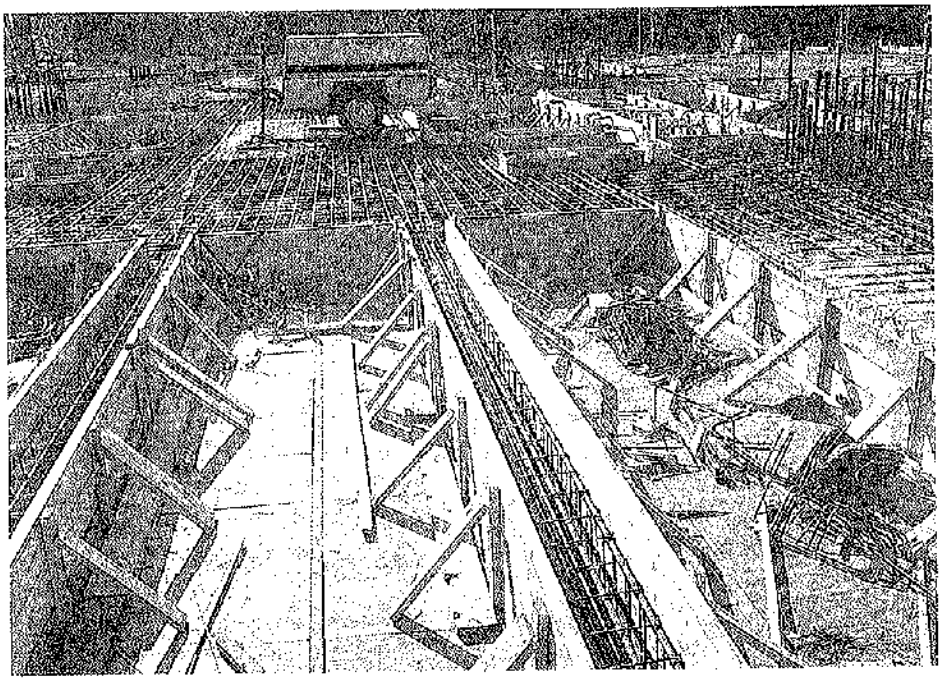


Fig. 14.

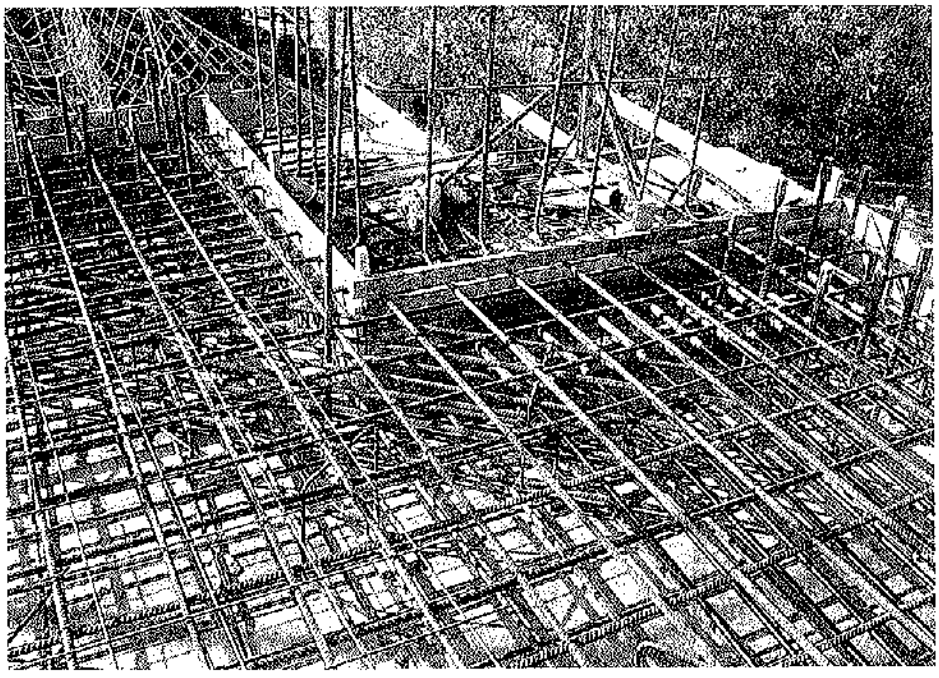


Fig. 15.

gran importancia la limitación de la distancia comprendida entre los puntos de fijación de los tendones, cuyo valor máximo figuró como una especificación del proyecto a fin de evitar el "efecto guirnalda", cuya consecuencia podría haberse manifestado en un aumento de las pérdidas por rozamiento previstas en el proyecto.

Los alargamientos registrados durante el tesado de tendones resultaron homogéneos en toda la obra y con una mínima dispersión. Los valores de rozamiento, deducido a partir de los alargamientos reales de obra resultaron muy reducidos: Coeficiente de rozamiento en curva ($\mu$) = 0,04 y coeficiente de rozamiento parásito (k) = 0,002.

El efecto del pretensado dispuesto compensaba las cargas debidas al peso propio, de tal forma que una vez finalizadas las operaciones de tesado, el forjado quedaba ligeramente despegado de la cimbra en el centro de los vanos; 3 milímetros aproximadamente. Posteriormente, y para poder soportar el peso propio del forjado superior en proceso de hormigonado, fué preciso proceder al recimbrado, dado el considerable peso propio, que superaba el valor de las sobrecargas de uso previstas en el cálculo.

## 5. ANALISIS ESTRUCTURAL

Cada uno de los forjados, que constituyen una planta, fué estudiado con todo detalle, discretizán-



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

dose como estructura espacial, en la que estaban integrados los pilares y en la que se tuvo en cuenta la existencia de huecos y aligeramientos. El efecto del pretensado fué considerado con todo rigor, ya que el sistema informático empleado permitía introducir en el modelo estructural y en su posición exacta, cada familia de tendones mediante un conjunto de cargas equivalentes en el espacio, deducidas de la geometría real, con sus cambios de curvatura, pérdidas por rozamiento, introducción de cuñas de anclaje, etc. Con ello, los efectos debidos al acortamiento elástico como consecuencia de la compresión del pretensado, quedaban integrados dentro del proceso de cálculo.

El procedimiento empleado permitió determinar la distribución más apropiada del acero activo en fase de proyecto, ya que durante todo el proceso de cálculo se dispuso de una detallada información en cualquier punto de la estructura (esfuerzos unitarios en losa de forjado, tensiones longitudinales en cualquier dirección, desplazamientos, esfuerzos resultantes en pilares, etc.). El método utilizado hizo posible eliminar el riesgo de las consecuencias de esfuerzos parásitos producidos en las inmediaciones de puntos singulares, tales como encuentros de pilares con las losas, bordes de grandes huecos, esquinas, cambios bruscos de espesor, etc. La adición de armadura pasiva se estimó necesaria en dichos puntos (Figuras 15, 16 y 17), debido al grado de incertidumbre que normalmente implican los resultados derivados de una modelización estructural, por muy detallada

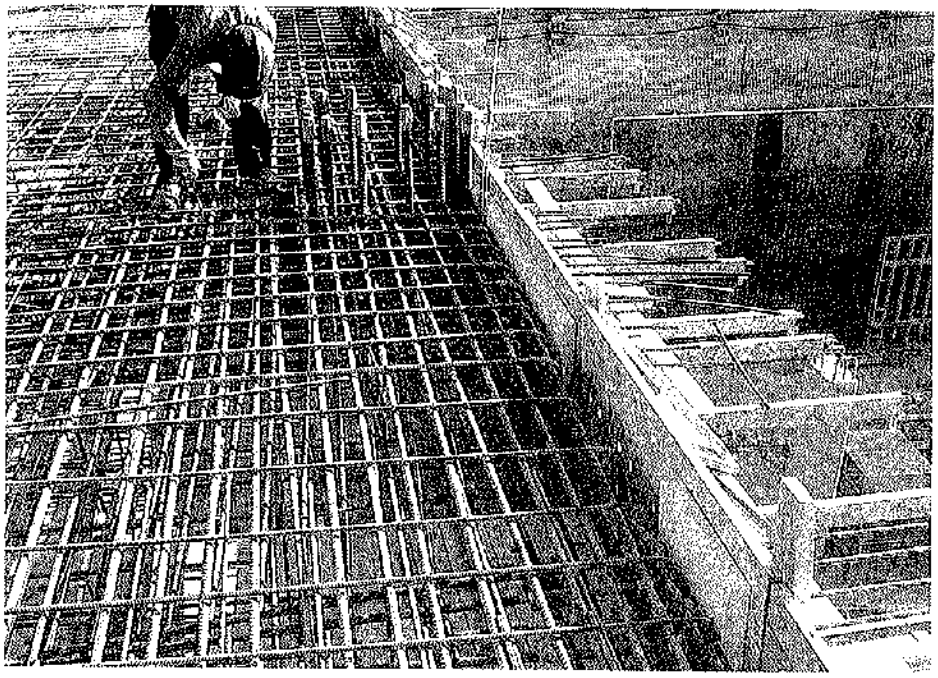


Fig. 16.

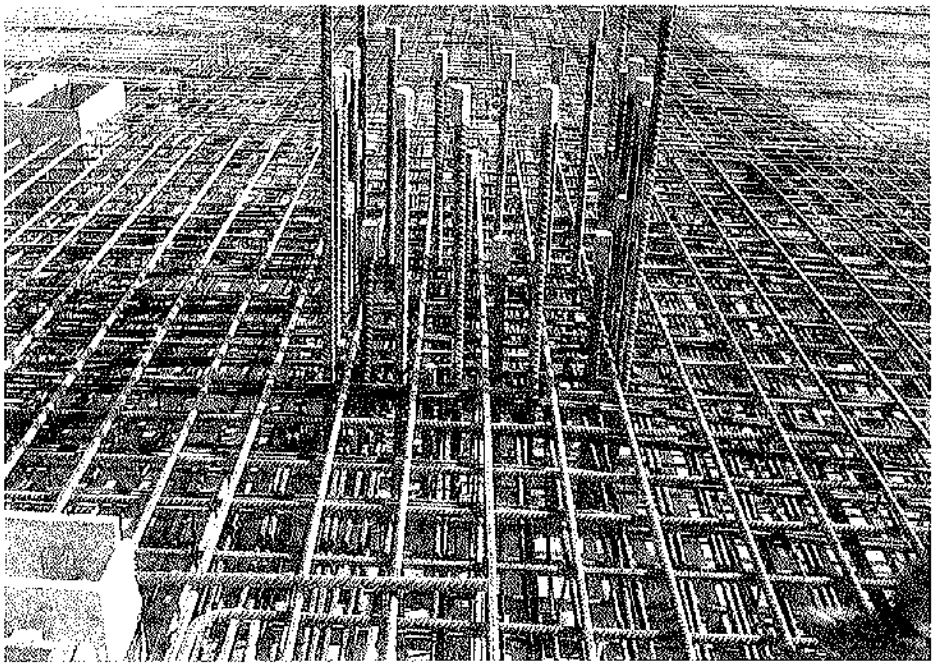


Fig. 17.



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

que sea; si bien pudo realizarse con relativa tranquilidad, habida cuenta de tener el control, en lo fundamental, del estado tensional de la totalidad de la estructura.

Una de las consecuencias de la labor realizada en lo referente al análisis estructural, fué la optimización de la cantidad de acero de pretensado puesto en obra. A pesar de la gran concentración de armadura activa, existente en puntos singulares, el valor medio resultante fué moderado, ya que representó 7,8 kg., por metro cuadrado de forjado.

El comportamiento de la estructura construida respondió a las previsiones deducidas del cálculo. Posteriormente al descimbrado de cada planta, se procedió a una cuidadosa inspección de las superficies de hormigón, no habiéndose observado fisura alguna de carácter estructural.

## 6. CONSTRUCCION

La profusión de especificaciones, imprescindibles por la complejidad de la obra, tuvo por resultado la simplificación de las operaciones fundamentales y la reducción del plazo de ejecución, en relación con las previsiones iniciales.

En lo referente a la colocación de tendones para el postesado, se elaboró previamente un detallado estudio, determinándose el orden de puesta en obra para evitar interferencias y enhebrados de dificultosa ejecución. Los tendones, con sus correspondientes anclajes, se formaron en taller, y para cada planta se agruparon en diversas familias, identificadas con señales de diversos colores. Gracias a la labor de preparación, junto con el grado de dedicación y conocimiento de los operarios, la colocación de los tendones de cada planta, en número superior a los 300 y con un ajuste geométrico sometido a una estricta tolerancia, se llevó a cabo durante una jornada de trabajo.

En cuanto al conjunto de la obra, se consiguió, asimismo, un rendimiento digno de mención. Se efectuó el ciclo de construcción completo de cada uno de los forjados de ambas torres (de 1.400 m² de superficie) en el intervalo de tiempo de nueve días naturales; es decir, con un ritmo real de avance, de 2.800 m² de forjado completo cada nueve días. (Las figuras 18 y 19 muestran, respectivamente, imágenes del hormigonado de un forjado y tesado de un tendón).

## 7. CONSIDERACIONES GENERALES ACERCA DEL EMPLEO DEL POSTESADO MEDIANTE TENDONES NO ADHERENTES EN EDIFICACION Y CONCLUSIONES DERIVADAS DEL PROYECTO Y CONSTRUCCION DEL EDIFICIO MAPFRE, EN BARCELONA

En las piezas de hormigón armado, tales como las losas de forjado, la fisuración del material debida a la existencia de tensiones de tracción concentradas en las armaduras es una consecuencia natural de los estados de flexión inducidos por las cargas verticales y de la propia naturaleza del hormigón.

En las losas postesadas, si bien no se eliminan en su totalidad las tensiones de tracción, quedan notablemente reducidas y por tanto, la fisuración.

Fig. 18.



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

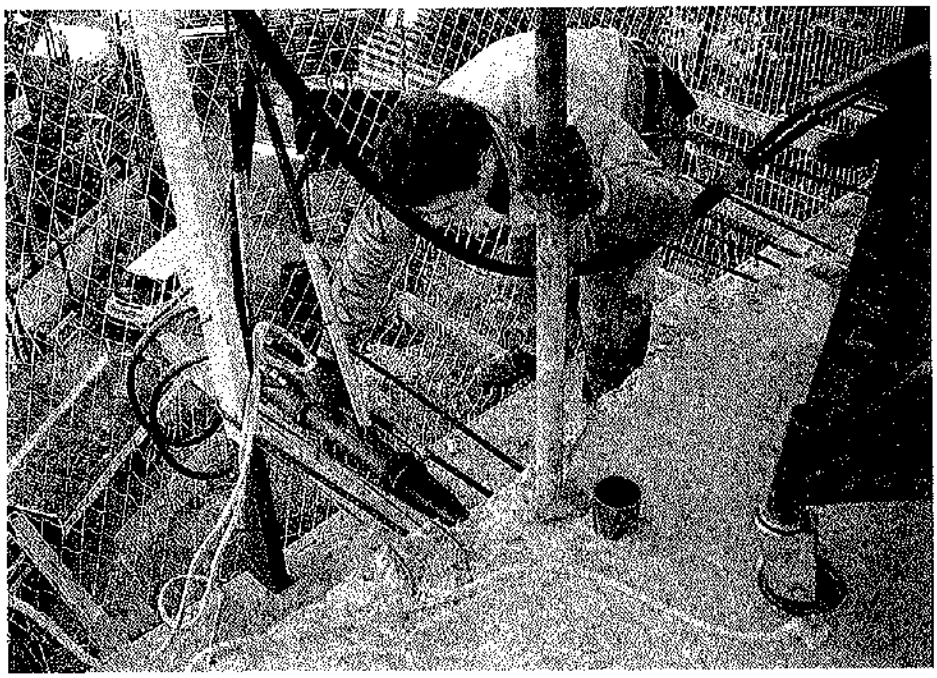


Fig. 19.

Ello trae como consecuencia, un aumento de la resistencia global, frente a la flexión y esfuerzo cortante, junto con un aumento de la rigidez, por lo que el espesor de las piezas puede ser menor que en las losas simplemente armadas.

A ello hay que añadir el efecto causado por el trazado curvo de los tendones y su disposición excéntrica en relación con el centro de gravedad de la losa. Las fuerzas de desviación, debidas al pretensado, actúan en dirección opuesta a las cargas verticales de peso propio, de tal forma que en la práctica pueden llegar a neutralizarse mutuamente, a efectos de la flecha resultante en el centro de los vanos. Consecuentemente, la flecha vertical diferida motivada por la fluencia queda totalmente eliminada.

En resumen, las ventajas fundamentales de tipo estructural pueden resumirse en los siguientes conceptos: a) Aumento de la resistencia, b) Aumento de la rigidez y c) Disminución o eliminación de la flecha vertical, instantánea y diferida, debida a la acción de las cargas muertas.

Esta última característica tiene una gran importancia en el proyecto de edificios, para los que para conseguir el máximo aprovechamiento del espacio interior, resulta de gran utilidad la disposición de forjados sin vigas y con un espesor lo más reducido posible.

En los forjados de hormigón armado, aparte de los condicionantes de tipo económico y constructivo, la consideración de la seguridad estructural no es suficiente para determinar el mínimo espesor que hay que disponer en un proyecto. La limitación de la flexibilidad suele representar el aspecto crítico que condiciona, en la mayor parte de las ocasiones, la magnitud del espesor de la estructura que constituye los entrepisos.

En el caso de tratarse de piezas de hormigón armado, la determinación de la flexibilidad y, por tanto, la cuantificación de la deflexión en el centro de los vanos debe hacerse teniendo en cuenta, necesariamente, la circunstancia de la fisuración como pieza flectada. La fisuración reduce notablemente la rigidez, cuyo valor depende de la inercia fisurada, mucho menor que la que se deduciría geométricamente de la sección bruta. El cálculo de la flecha, en cualquier caso, sólo puede realizarse de una forma aproximada, debido a la incertidumbre existente en el conocimiento de la fisuración, especialmente si se trata de piezas de una cierta complejidad estructural.

Las cargas permanentes debidas a la acción conjunta del peso propio más la carga muerta de solados, rellenos y tabiques, producen un incremento gradual de la flecha instantánea, debido a la fluencia, de tal forma que la deformación total, incluida la adicional diferida, resulta ser del orden de 3,5 veces la instantánea en climas secos y 2,5 veces en climas húmedos.

En los forjados de edificación, normalmente, el valor de las cargas permanentes (peso propio más carga muerta), suele ser superior al de las sobrecargas de uso. Por tal motivo, la consideración de los criterios antedichos, aplicados al cálculo de la flecha total debida a la carga permanente, son determinantes para la elección del espesor de los forjados, al objeto del cumplimiento de Normas, por una parte, y para evitar, además, el riesgo de patología y grietas en la tabiquería, que a menudo suelen producirse durante los años siguientes a la



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

entrada en servicio de edificios con forjados de hormigón armado, sin vigas, de una determinada esbeltez.

En el caso de forjados postesados, la consideración de la flexibilidad requiere un tratamiento totalmente distinto, ya que se suelen proyectar de tal forma que existen tensiones de compresión en la totalidad de la pieza bajo la acción de cargas permanentes. La inercia de la sección (Inercia bruta) deducida directamente de las dimensiones exteriores, puede ser aplicada en los cálculos de la flecha, sin descontar zona fisurada alguna. La rigidez, y por tanto la flecha, pueden ser determinadas con razonable precisión, conociendo el módulo de deformación del hormigón.

Además de la ventaja relativa a la rigidez, mucho mayor en un forjado postesado que en el armado, debe añadirse la característica fundamental y más importante, derivada de las fuerzas de desviación del postesado: la flecha debida a las cargas permanentes puede reducirse o anularse por completo, en función del diseño estructural efectuado por el Proyectista.

En resumen, en un forjado postesado, sea cual fuere el espesor, puede proyectarse la estructura de forma que, bajo la acción de las cargas permanentes, la flecha instantánea y la diferida sean nulas. Unicamente deberá valorarse la flecha debida a las sobrecargas, que, en cualquier caso, será mucho menor que la que resultaría en un forjado de hormigón armado de idénticas dimensiones exteriores.

Por tal motivo, la consideración de la flexibilidad no suele resultar crítica en los proyectos de edificios con forjados postesados, y de ahí, una de las ventajas funcionales de mayor importancia.

En lo referente a las posibilidades de diseño estructural, el empleo de postesado no adherente ofrece magníficos recursos, aportando ventajas en el proyecto general de Arquitectura, en relación con soluciones convencionales de hormigón armado, que suelen hacerse patentes cuando se trata de conseguir grandes espacios diáfanos, soportar fuertes sobrecargas de uso y conseguir al mismo tiempo reducidos espesores de forjado, que pueden optimizarse mediante la disposición de capiteles o ábacos en la coronación de pilares. Las limitaciones en el diseño suelen responder, normalmente, a motivos económicos o requisitos derivados de resistencia estructural, pudiéndose disponer en los casos normales y sin grandes problemas, relaciones de espesor/luz comprendidas entre 1/30 y 1/40.

Las posibilidades aportadas por la tecnología del postesado no adherente, aplicadas a la edificación exigen, al mismo tiempo, una cuidadosa puesta a punto de los sistemas de diseño y análisis estructural, especialmente cuando se trata de edificios con disposiciones de pilares poco moduladas, peculiaridades motivadas por los huecos de instalaciones, escaleras, etc.; todo ello de gran importancia para trazar adecuadamente los tendones de pretensado y, por tanto, las fuerzas de desviación que deben estar dimensionadas y ajustadas de acuerdo con las características geométricas del forjado. Contrariamente a lo que ocurre con las armaduras pasivas, un exceso en la armadura activa y por tanto en las fuerzas de pretensado, podría acarrear serias consecuencias negativas de tipo estructural.

En lo referente a la construcción, los forjados postesados aportan una notable ventaja en lo relativo a la rapidez de puesta en obra. El descimbrado de las losas, consecuencia del tesado de tendones, puede realizarse a muy temprana edad del hormigón y, por tanto, el avance de la obra no está tan condicionado como en los forjados de hormigón armado.

La colocación de los tendones de postesado y su correcto posicionado implican a menudo un esfuerzo de organización para el constructor y una cuidadosa planificación de actividades, en la que difícilmente cabe la improvisación. El ajuste de la obra a las especificaciones requiere mayores exigencias, si cabe, que en los forjados de hormigón armado, debido a la repercusión que cualquier modificación podría tener en las fuerzas debidas al pretensado.

Los resultados derivados de la ejecución de la obra del Edificio MAPFRE, en Barcelona, caracterizado por la magnitud de las luces y sobrecargas, así como por la disposición de grandes huecos, permiten deducir la conveniencia de adoptar el postesado con tendones no adherentes. El sistema ofrece la posibilidad de resolver satisfactoriamente estructuras de cierta importancia que requieran crear espacios diáfanos, sin los inconvenientes derivados de la flexibilidad de los forjados y la necesidad de precisar grandes espesores de losas, o jácenas de gran canto. A ello hay que añadir, como ventajas fundamentales, la economía obtenida en la cantidad de materiales estructurales necesarios y las posibilidades de rapidez de ejecución.

La tecnología, suficientemente desarrollada, apoyada por las posibilidades del análisis estructural con los medios de que se dispone hoy en día, permiten vislumbrar una perspectiva de futuro en España, donde esperamos haya ocasión de nuevas realizaciones en los próximos años.

## 8. REALIZACION DEL PROYECTO Y OBRA

El Proyecto del edificio ha sido desarrollado en el Estudio PV-13, de los Arquitectos D. Iñigo Ortiz y D. Enrique León.



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

La parte de Proyecto correspondiente a la estructura, así como la asistencia técnica durante el desarrollo de la obra, ha sido realizada, en el Estudio de Ingeniería y Proyectos (EIPSA), por los autores del presente artículo.

Constructor: O C P

Sistema de postesado no adherente: McKano 4


## RESUMEN

El Artículo describe los principales aspectos de proyecto y construcción de la estructura del Edificio Mapfre-Vía Augusta, en Barcelona.

El edificio dispone de cinco plantas subterráneas destinadas a aparcamiento. Sobre el nivel de planta baja se levantan dos torres gemelas destinadas a locales comerciales y oficinas. Los forjados de las torres, cada uno con una superficie aproximada de 1.400 metros cuadrados, están constituidos por losas aligeradas, habiéndose dispuesto postesado mediante tendones no adherentes.

Existen, en total, ocho forjados postesados en cada una de las torres, cuyas dimensiones en planta son 38,76 x 36,36 m. La separación de pilares, con luces máximas de 13,35 m entre ejes, y la limitación del espesor de los forjados (40 centímetros), han motivado la resolución de la estructura resistente mediante el sistema que se describe en el Artículo.

El Artículo incluye, además, unas consideraciones generales relativas a las características fundamentales de los forjados postesados y se establecen comparaciones con soluciones convencionales de forjados de hormigón armado.



## SUMMARY

The article describes the main aspects of design and construction of the structure of the Mapfre Building, on Vía Augusta, Barcelona.

The building has five underground levels for parking. Rising above the ground floor level are two twin towers providing commercial and office space. The floor slabs of the towers, each with an area of 1.400 square meters, are made of slabs with a post tensioning provided by unbonded tendons.

There are a total of eight slabs, each with an area of 38.76 m x 36.36 m. The column separation, with maximum clearance of 13.35 between axis, and the limited thickness of the slabs (40 cm) are the reasons that justify the resolution of the resisting structure by means of the system described in the Article.

The article includes, in addition, some conside rations about the main characteristics of the post-tensioned flat-slabs and establishes comparisons between them and the conventional reinforced concrete floors.



INFORMACION DIRECTA PARA SU EMPRESA

A través de este teléfono le informamos puntualmente sobre ayudas de la Administración y creación de empresas, y le facilitamos el acceso a las bases de datos del IMPI:

- Ayudas públicas.
- Concursos públicos.
- Empresas subcontratistas.
- Empresas industriales.
- Oferta tecnológica española.
- Laboratorios de ensayo.
- Ferias y Exposiciones.
- Empresas de servicio.

900-190092

IMPI AL HABLA

Paseo de la Castellana, 141, planta 2ª 28071 MADRID
Fax: (91) 582 93 99

IMPI
INSTITUTO DE LA PEQUEÑA Y MEDIANA EMPRESA INDUSTRIAL
MINISTERIO DE INDUSTRIA COMERCIO Y TURISMO





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

591-2-280

# Ampliación de las luces de 15 pasos superiores continuos postesados, para conseguir el ensanchamiento a seis carriles de la autopista A-7 Barcelona-La Junquera. Tramo: Hostalric-Maçanet

**Julio Martínez Calzón**
**Dr. Ingeniero de Caminos**
**(MC-2 Estudio de Ingeniería. Madrid)**

## 1. PLANTEAMIENTO

El modelo tipo de paso superior correspondiente a 9 de los puentes, presentaba cuatro luces de 12,50-15,25-15,25-12,50, que requerían la ampliación de 3,55 m en los dos vanos centrales, para poder incluir, en cada uno de ellos, tres carriles y el arcén exterior, incrementando un carril y sin reducir la seguridad de la autopista (Fig. nº 1). En otros tres casos debían llevarse a cabo soluciones irregulares.

El **objetivo** del proceso se centraba en tres aspectos fundamentalmente:

1. Rapidez y garantía de la operación, sin alteración de los tráficos viarios, tanto de la Autopista como de los pasos superiores.
2. Mantenimiento de los ajustados gálibos existentes y logro de un aspecto estético final de elevada dignidad.
3. Coste y plazos de ejecución mínimos.

Las dificultades fundamentales para cubrir dichos objetivos, se producían por la gran esbeltez de los pasos, con cantos comprendidos entre L/20 y L/23, y el afinado proyecto con el que fueron construidos, que permitían márgenes de maniobra mínimos, reducidos a nada, o incluso en defecto, al desear ACESA y la Administración del MOPT adecuar los pasos ampliados a la Normativa de Acciones hoy en día vigente, y no a la anteriormente existente, con la cual se habían realizado tales proyectos.

La **clave** de la solución proyectada –elegida frente a otros de pretensado exterior; esquemas atirantados o combinaciones– radicó en lograr que el nuevo tablero quedara con *idénticos* esfuerzos permanentes a los del tablero inicial (sin modificarse en absoluto por la traslación de pilas), y lograr a la vez que las envolventes máximas, considerando las sobrecargas de la Instrucción actual, se mantuvieran dentro de los diagramas de esfuerzos máximos admisibles en las diferentes secciones del tablero construido.

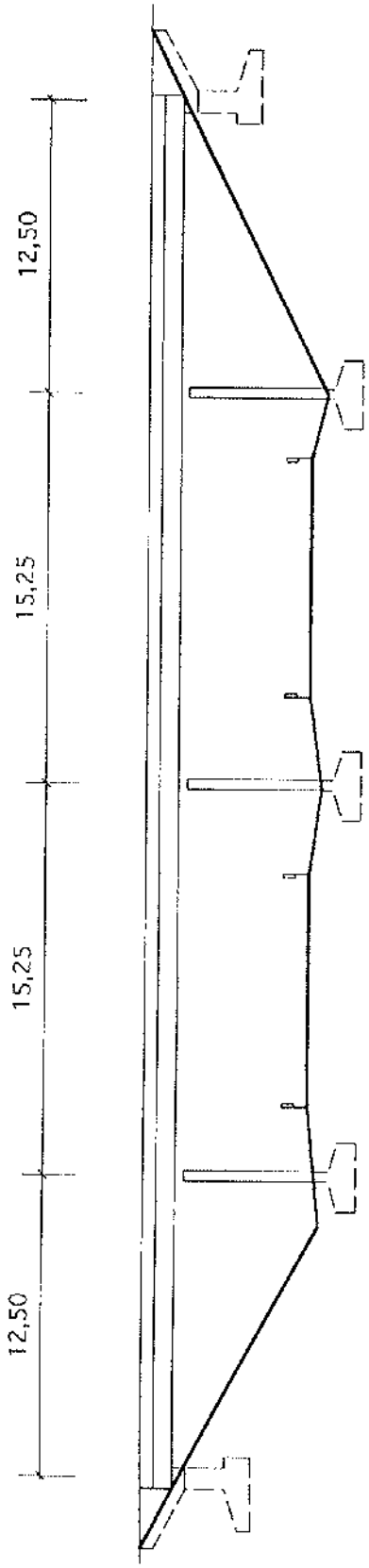
El **procedimiento** empleado se basa en incorporar a ambos lados de las losas aligeradas de hormigón pretensado, bajo los voladizos de las mismas, dos vigas cajón metálicas, romboidales, de canto estricto (Fig. nº 2), apoyadas en la nueva secuencia de pilas ensanchadas, permitiendo dos operaciones básicas:

1ª. Recoger de manera autónoma (desvinculadas del tablero de hormigón) las reacciones de las pilas que se iban a demoler y trasladarlas a la nueva secuencia de pilas sin alterar la deformada del tablero de hormigón –y por consiguiente sin cambio de sus esfuerzos–. La deformación de las vigas, ajena al sistema de hormigón (con un concepto semejante a como la deformación de las armaduras activas en el pretensado no incide en el sistema) se compensa con adecuadas contraflechas geométricas de ejecución.

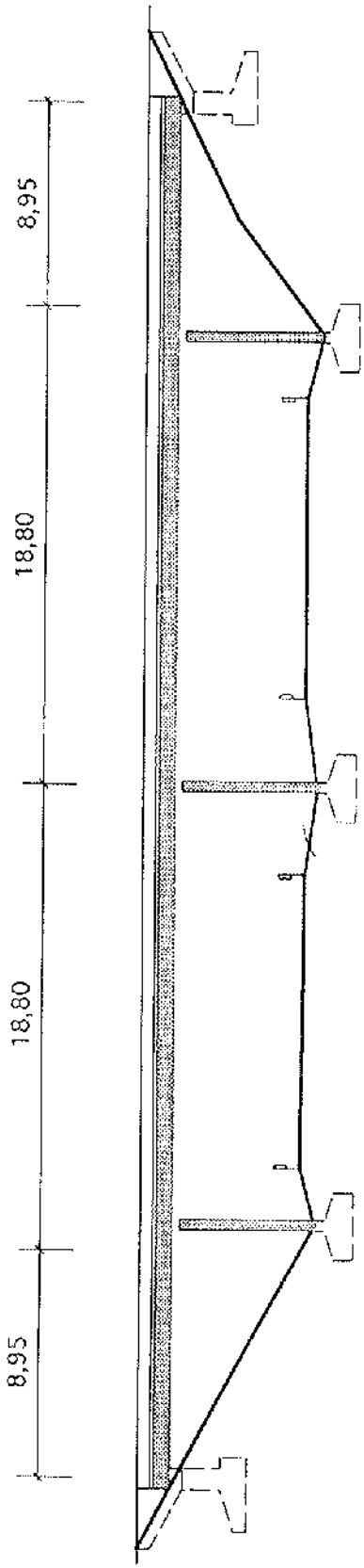
2ª. Colaborar en la fase definitiva, de forma conjunta (vinculadas al tablero de hormi-



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




SITUACION INICIAL




SITUACION FINAL

Fig. 1.



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

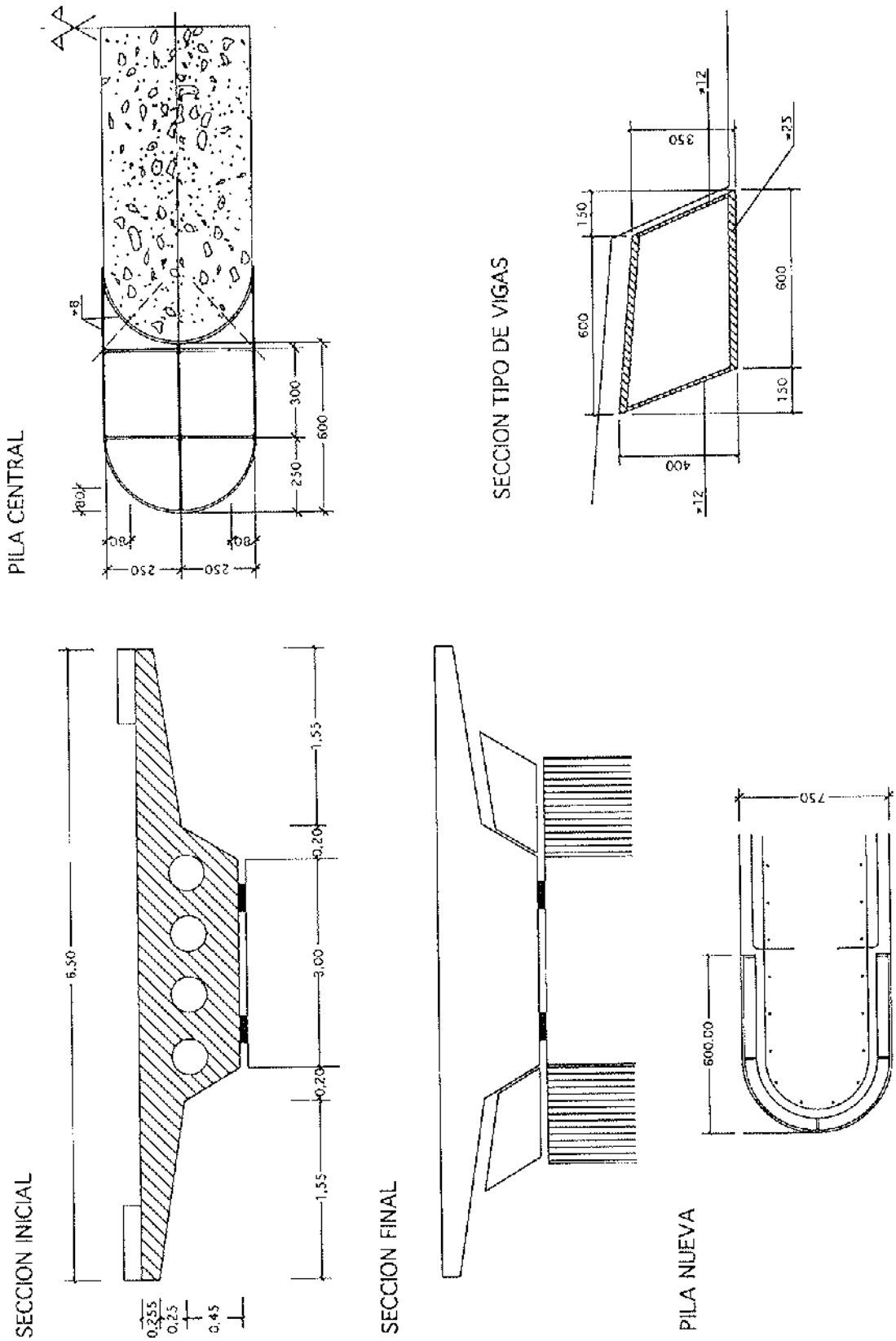



Fig. 2.



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

gón), en la resistencia frente a las sobrecargas de uso.

Y para mejorar esta segunda condición, tratando de igualar las respuestas del sistema de hormigón y de las vigas metálicas, el apoyo de la losa en las pilas nuevas se efectúa mediante apoyos elásticos, con un coeficiente de muelle regulado de forma que el pico de momentos negativos mayorados en dicha sección no supere el momento último de la misma, relativamente pequeño, ya que al estar bastante desplazada del antiguo apoyo, presenta una reducida excentricidad del pretensado.

## 2. DESCRIPCION DEL CONCEPTO DE TRANSFERENCIA DE REACCIONES

Consiste, básicamente, en sustituir el juego de acciones y reacciones tablero-pila de la pieza que se va a eliminar, por otro tablero-vigas metálicas, prácticamente en la misma sección transversal y sin alterar la posición vertical de dicha sección (Fig. nº 3).

Para ello, el proceso consta de dos fases:

1ª Puesta en carga de las vigas

2ª Acoplamiento vigas-tablero

### 2.1. Puesta en carga

Este proceso se lleva a cabo mediante un juego de dos pórticos de transferencia, situados a ambos lados de la pila, lo más próximos posible a la misma, cada uno de los cuales incluye dos gatos y dos marcos de suspensión.

La gradual acción de los gatos *pone en carga* las vigas, reduciendo paulatinamente las acciones y reacciones existentes entre tablero y pila (Fig. nº 4).

En el tablero tan solo se producen ligeras deformaciones locales, al pasar las dos reacciones de pila a distribuirse en los cuatro apoyos producidos por los gatos (Fig. nº 5).

Los movimientos de la viga anulan las contraflechas geométricas previstas (Fig. nº 6) de manera que los bordes inferiores del tablero y las vigas coincidan prácticamente. La rigidez de las piezas metálicas se ajusta precisamente para permitir esta circunstancia, en base a optimizar el canto de dichas vigas y lograr la condición base $h_s + \delta \approx h_c$.

En el instante en que el conjunto de gatos iguala la reacción del tablero en la pila, se culmina esta fase.

Los valores de estas reacciones se midieron previamente en obra, mediante gatos y fleximetros, obteniéndose la curva del proceso de reparto

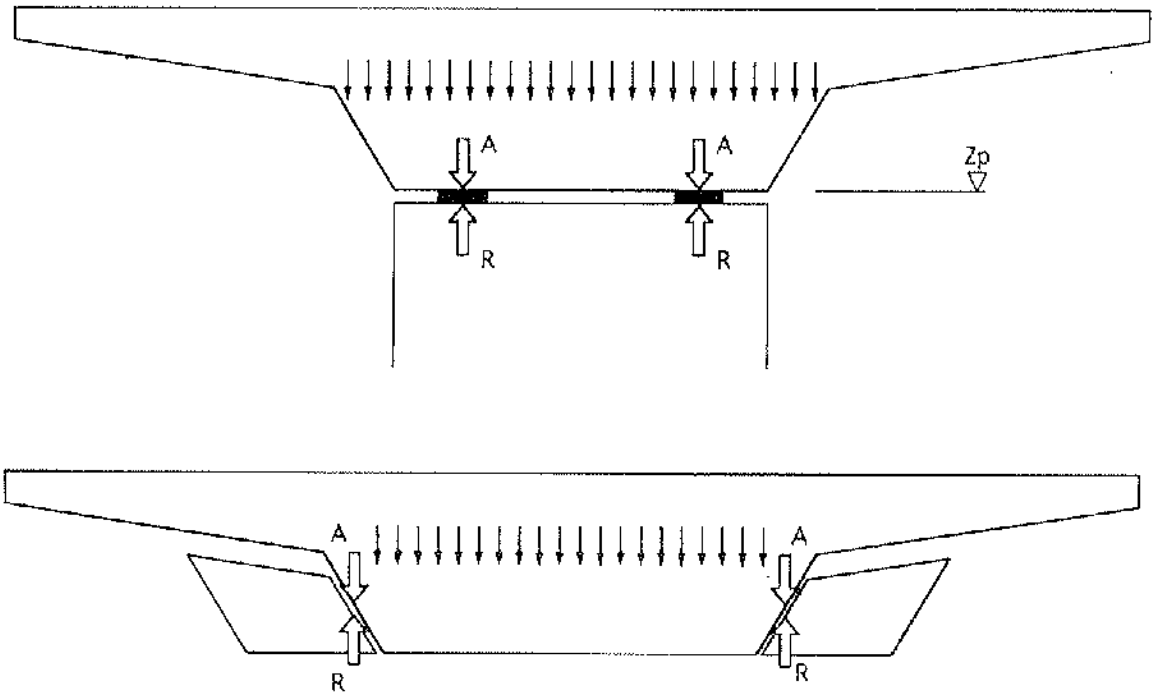



Fig. 3.



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

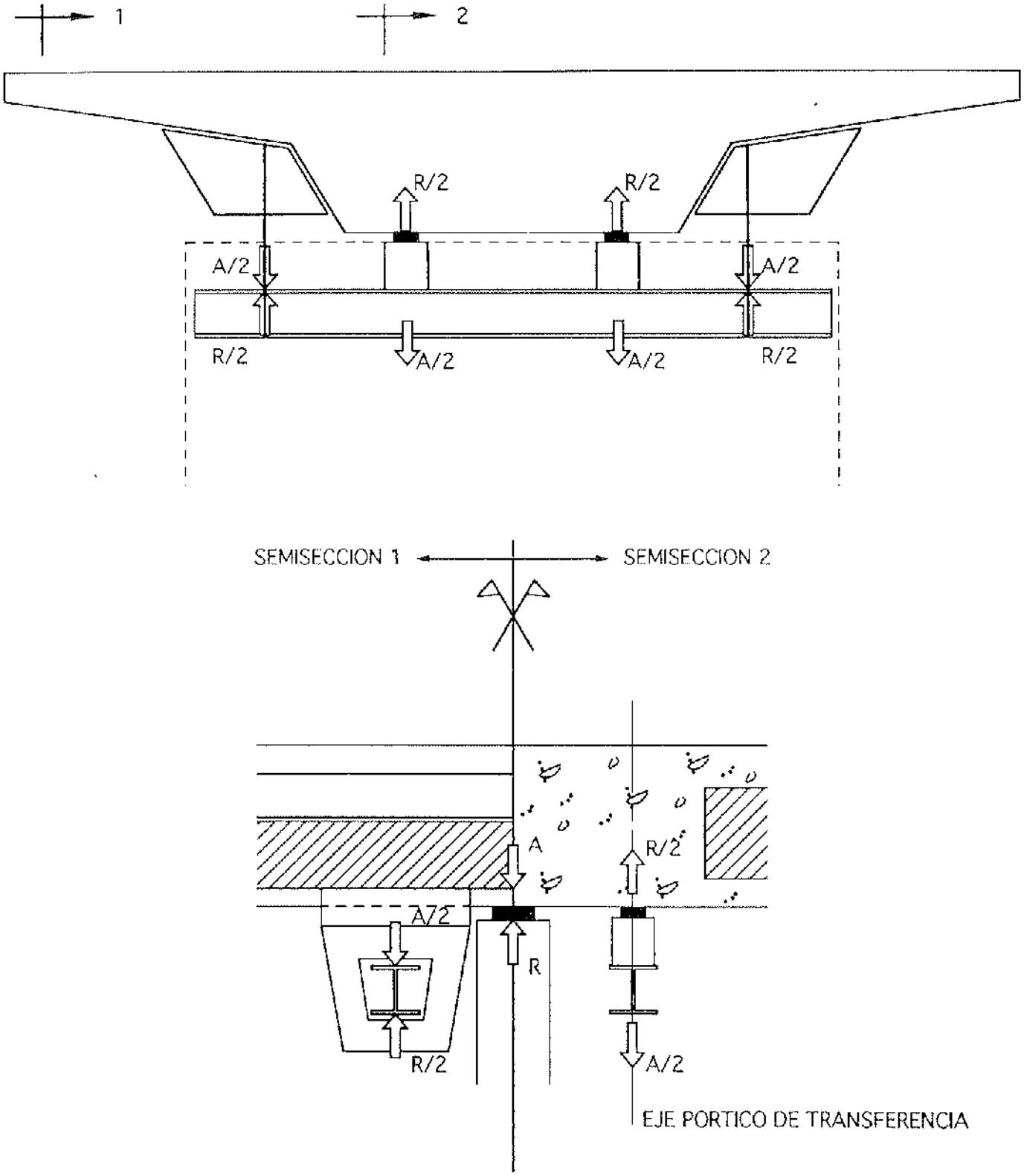



Fig. 4.



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

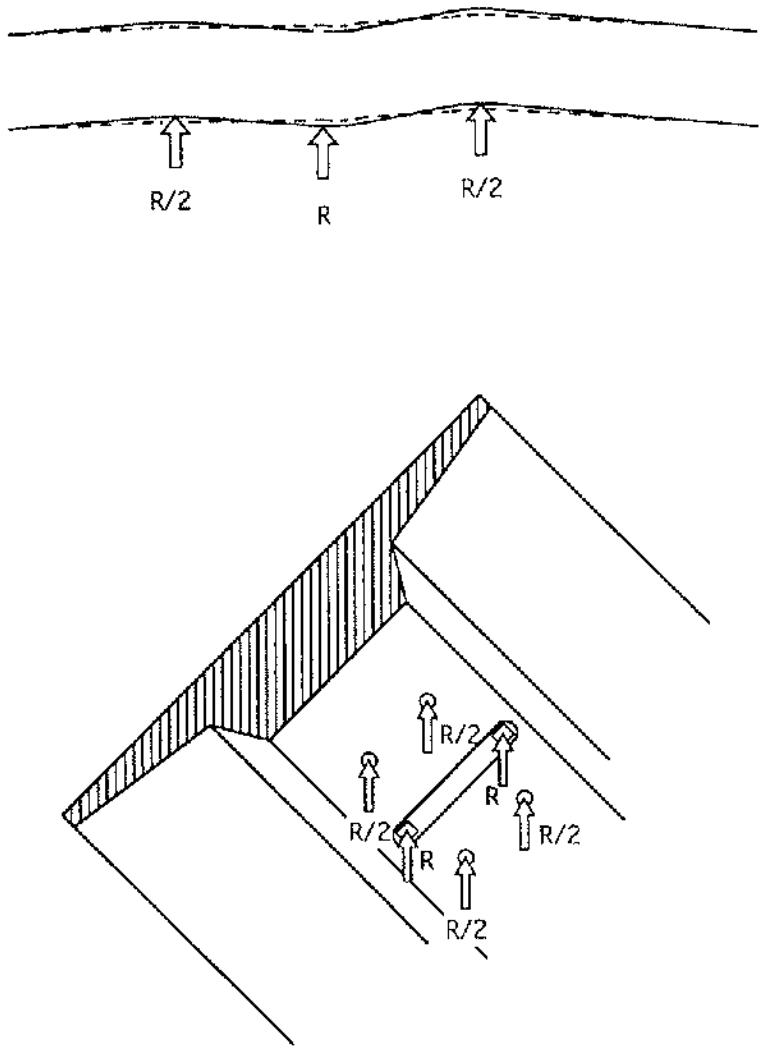



Fig. 5.

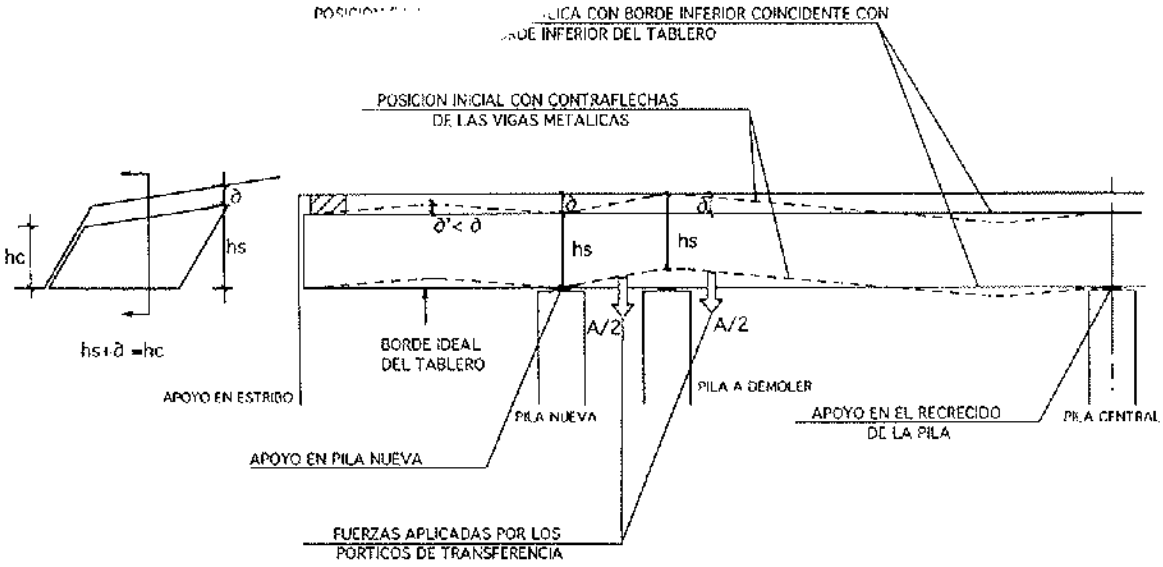



Fig. 6.



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

F-v para garantizar este valor (Fig. nº 7). Debe tenerse en cuenta que los pegamentos y lechada entre tablero, apoyos y pila desvirtúan ligeramente el valor de F, si se quiere definir visualizando la separación del conjunto. Por ello, en general, se aplicó el valor ideal definido por el ensayo de control, ligeramente mayorado para llegar a percibir físicamente el despegue; pero en algunas ocasiones, en función de los valores de las cargas y capacidades de transferencia, se adoptó estrictamente el valor ideal previsto; incluso, en un caso, se adoptó uno ligeramente inferior, para regular las flechas de la pieza metálica al límite deseado.

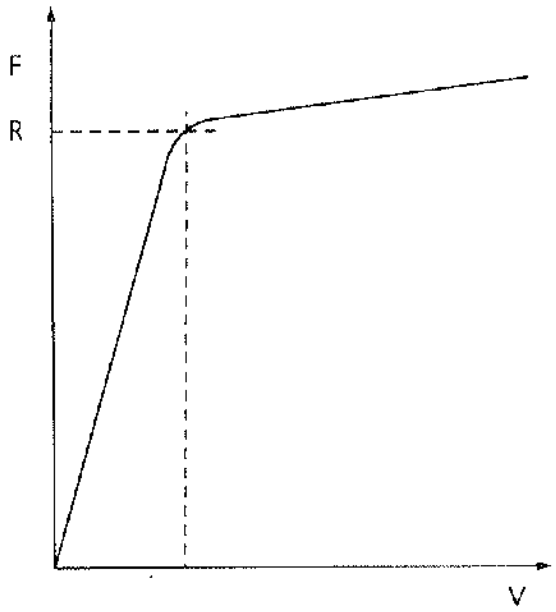



Fig. 7.

## 2.2. Acoplamiento vigas-tablero

Alcanzada la puesta en carga final que coincide idealmente con la anulación de reacciones en la pila, se lleva a cabo un acoplamiento lateral vigas metálicas-tablero de hormigón; se eliminan los apoyos del tablero en la pila y se procede a descargar los gatos.

Esta actuación provoca una redistribución local de las fuerzas en equilibrio, tanto en el hormigón, al pasar las acciones que actuaban sobre los gatos a situarse en los puntos de contacto con las vigas metálicas (Fig. nº 8), como en el acero, al desplazarse las reacciones de los marcos de suspensión a situarse en dichos puntos de contacto (Fig. nº 9), dando lugar a deformaciones locales de carácter mínimo en ambos sistemas, pero sin modificación sensible de las deformadas de los mismos ni de los valores de dichas reacciones.

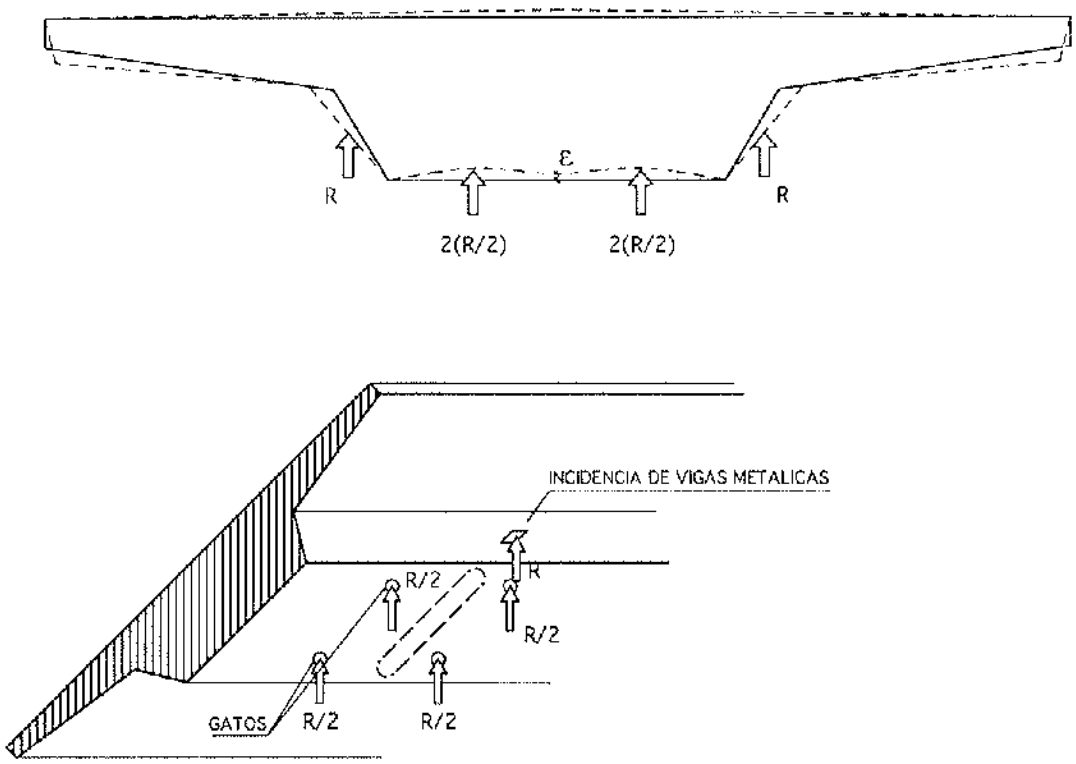



Fig. 8.



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

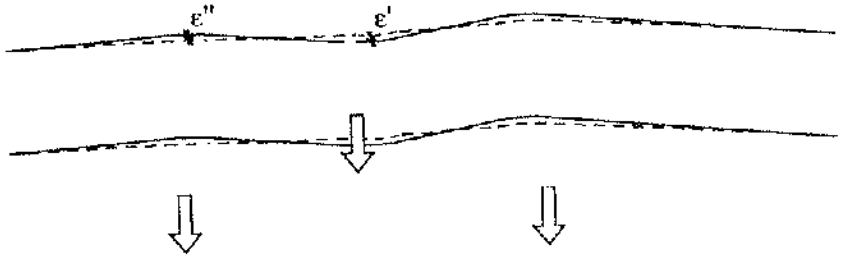



Fig. 9.

## 3. SOBRECARGAS DE USO

Terminada la transferencia y acopladura, se efectúa el apoyo del tablero de hormigón en las nuevas pilas y el conjunto completo pasa a resistir las acciones de las sobrecargas, con la condición de iguales flechas en los puntos de acopladura.

Debido a la gran diferencia de rigideces entre el tablero y las vigas (≈ 9 a 1), la mayor parte de estas acciones serían absorbidas por aquél, generándose momentos negativos importantes en las secciones de las nuevas pilas, y ligeros incrementos en vanos y pila central (Fig. nº 10). En estos dos últimos casos, los esfuerzos son resistidos sin

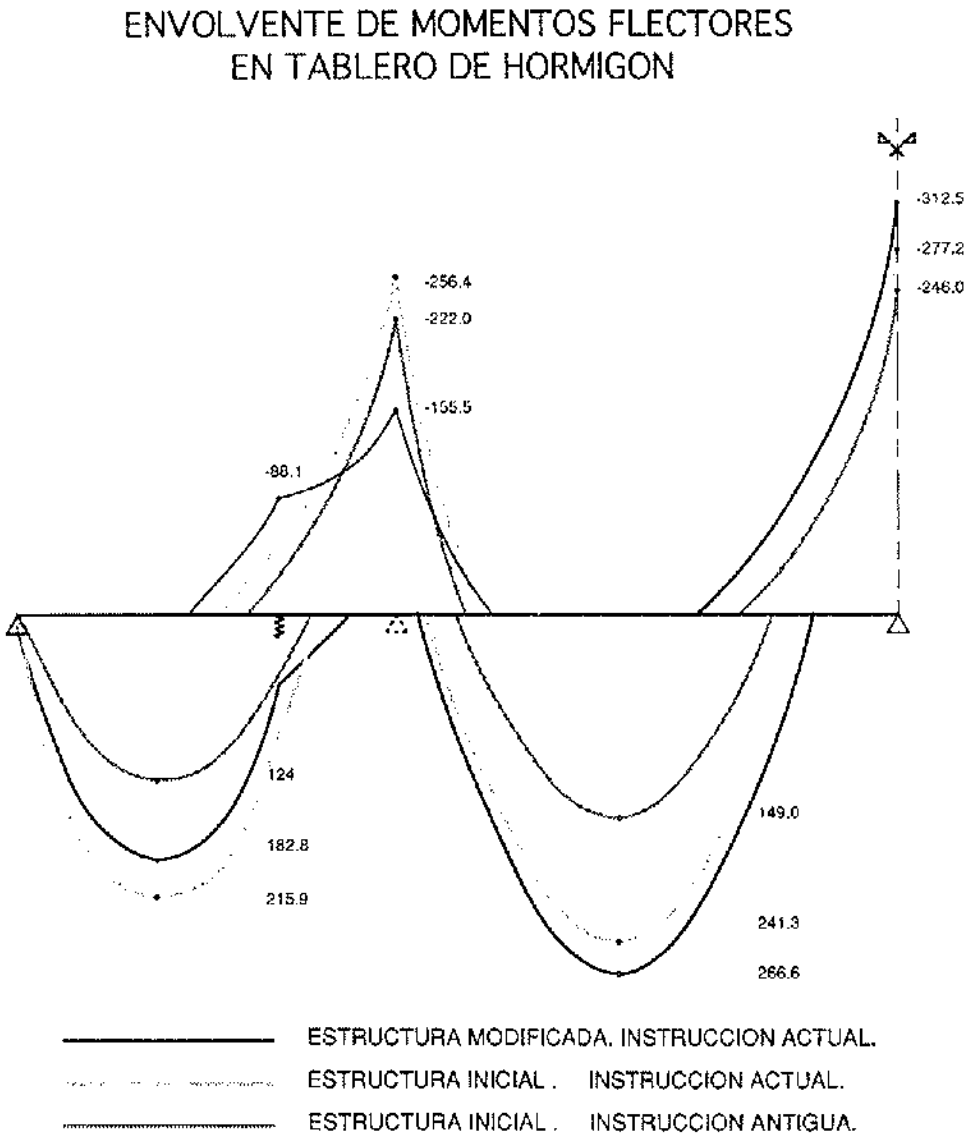



Fig. 10.



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

problemas, adoptándose ligeros incrementos del valor de las máximas tracciones (15 kp/cm² en vanos y 12 kp/cm² en pila central) pero sin alcanzarse la fisuración del hormigón.

Sin embargo, en las secciones de las nuevas pilas no se podían mantener estas mismas condiciones directamente; para lo cual, en lugar de disponer apoyos rígidos entre el tablero de hormigón y las nuevas pilas, se colocaron apoyos elásticos, formados por neopreno de gran altura, dispuestos en el interior de cajeados para controlar las condiciones de pandeo, y subdivididos en elementos para permitir su eventual sustitución futura, por extracciones y reposiciones sucesivas.

## 4. REALIZACION DEL SISTEMA DE ACOPLADURA

La unión vigas-tablero se lleva a cabo mediante un potente pretensado transversal dispuesto en los ejes de las pilas que se van a demoler, realizado mediante parejas de barras en la mayor parte de los casos (solamente en un caso se emplearían cables) por condiciones de colocación, mínimas pérdidas de enclavamiento, muy apreciables en longitudes de tesado relativamente cortas, protección, etc. Estas barras se situaban en el interior de perforaciones realizadas en el tablero y se anclaban a las vigas metálicas en unos elementos específicos denominados células, dejando ventanas provisionales en el alma exterior que, al final de la operación, se cerraban mediante soldeo, restituyéndose la continuidad de la cara exterior de las vigas cajón metálicas.

Estas células merecen una descripción algo pormenorizada, por su importante papel en el proceso operativo.

Si las losas aligeradas de los tableros de hormigón hubieran presentado bordes exteriores verticales (como en uno de los casos se produjo) estas células podrían haberse reducido prácticamente a meras chapas de reparto y transferencia del pretensado, de modo que el rozamiento entre acero y hormigón, provocado por el pretensado transversal, fuera superior a las tensiones tangenciales entre ambos materiales, producidas por las parejas o fuerzas A-R existentes en las antedichas secciones ideales de acopladura (Fig. nº 11).

Sin embargo, la disposición inclinada de tales caras, requiere la subdivisión del conjunto en dos partes, entre las cuales se disponen paredes verticales de contacto; ello es debido a que, en caso contrario, la puesta en carga de las vigas tiende a separar apreciablemente dichas vigas del tablero de hormigón (Fig. nº 12), lo cual requeriría posteriormente fuertes incrementos del pretensado necesario, y por otro lado grandes movimientos transversales en las vigas, para lograr la acopladura, difíciles y desfavorables respuestas de los elementos metálicos, de los apoyos de neopreno, marcos de suspensión, etc.

Con dicho desdoblamiento, y la previa fijación del elemento triangular de la célula al tablero de hormigón (Fig. nº 13), se está prácticamente en el caso anterior, si bien con apreciables diferencias en el estado tensional de la superficie de contacto acero-hormigón, que deben tenerse en consideración.

En efecto, la aplicación en vacío de las importantes fuerzas de tesado provocan en dicha superficie inclinada de contacto entre acero y hormigón, valores muy elevados de $\tau$, incapaces de ser resistidos por el sistema de unión mediante epoxi.

Sin embargo, efectuando de manera escalonada y alternativa las operaciones de tesado de acopla-

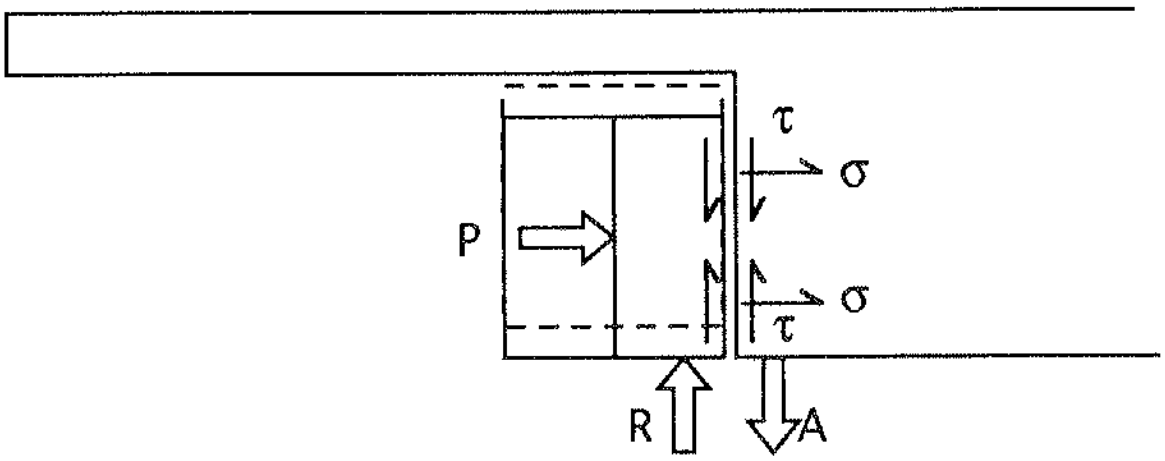
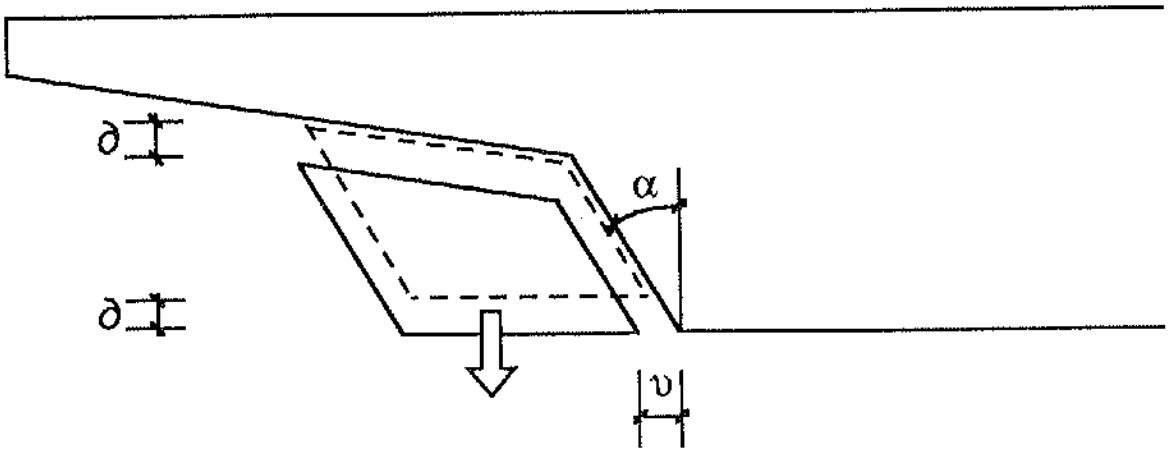



Fig. 11.



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




$$\upsilon/\partial = \text{tag.}\ \alpha \qquad \upsilon = \partial \text{tag.}\alpha \approx 0{,}45\partial \approx 4\text{cm}$$

Fig. 12.

dura y descarga de gatos, se pueden reducir dichas $\tau$ a valores aceptables, tan bajos como se quiera, en función de la amplitud del escalón. Efectuando ensayos en obra con los productos, proporciones y procesos de aplicación que se iban a emplear en la obra, se obtuvieron valores de rotura a flexotracción, de 15,5 kp/cm², por lo cual se adoptó un escalonamiento en tercios de la carga total. Con esta secuencia, las $\tau$ provocadas por el tesado inicial (un tercio del total del máximo) se anulan por las fuerzas opuestas producidas por la acción de la acopladura de la viga metálica al hormigón, al producirse la descarga de un tercio de la carga de los gatos, y sucesivamente, en cada fase y en la situación final, van anulándose, quedando tan solo el equilibrio de componentes verticales y el pretensado horizontal, sin $\tau$ en el plano inclinado (Fig. nº 13.d).

En el plano vertical de contacto entre las dos partes de la célula, el esquema de esfuerzos es análogo al descrito para la losa con bordes verticales, confiándose la capacidad de la unión a la fricción entre superficies de acero; pero, además, este efecto se mejoró con la realización de un cordón de soldadura, realizado tras el último tesado y previamente a la última descarga, entre los bordes inferiores de ambos elementos y en los bordes laterales accesibes, que favorece sensiblemente la garantía producida por el rozamiento.

El pretensado no solo cumple la fundamental misión de mejorar la capacidad de $\tau$ en el sistema de paredes verticales o su anulación en los casos de caras inclinadas, como ha quedado expuesto, sino que permite que los esfuerzos producidos en la viga dintel transversal de hormigón que se crea entre cada pareja de puntos de acopladura, puedan ser resistidos por el tablero, sin producirse la rotura transversal del mismo, y es –por consiguiente– una operación de la máxima y múltiple importancia y, por tanto, básica en el procedimiento.

## 5. OTROS ASPECTOS DEL PROCESO

El sistema de dinteles adicionales metálicos acoplados al tablero de hormigón se completa en las pilas por un acoplamiento semejante de elementos metálicos, en este caso redondeados, como lo son las pilas iniciales, que van simplemente adosados en el caso de la pila central, y formando cuerpo con el hormigón en las nuevas pilas intermedias. De esta manera, el sobreancho total del conjunto de la estructura queda formalizado por dos bandas completas, corridas, en acero tipo CORTEN, que dan lugar a un aligeramiento visual del conjunto, y a una gran personalización de las estructuras, evitando el efecto de pesadez y monotonía de este tipo tan repetido de estructuras de hormigón.

En los estribos, las vigas metálicas se apoyan mediante elementos directamente fijados con tornillos tipo HILTI a los tabiques frontales, y se mejora su garantía de respuesta frente a las acciones ascendentes, con la inserción de bloques de neoprene entre las vigas metálicas y los voladizos del tablero.

## 6. PROCESO CONSTRUCTIVO

Tal y como se requería, la ejecución de las



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

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



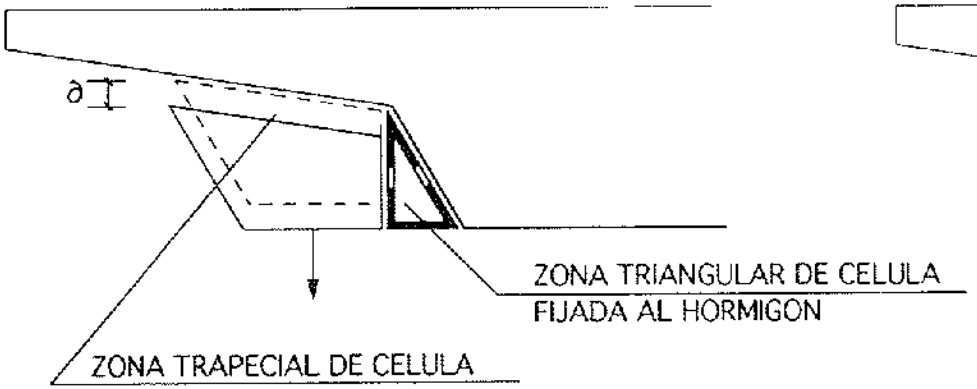



Fig. 13a.

MOVIMIENTO DE CELULA

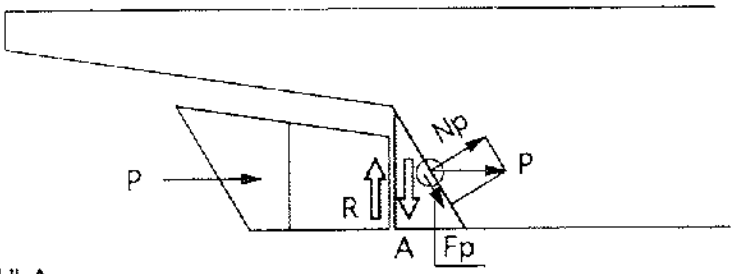



Fig. 13b.

FRICCION ENTRE PLANOS DE CELULA, ACCION DEL PRETENSADO SOBRE LA SUPERFICIE DE CONTACTO ACERO - HORMIGON

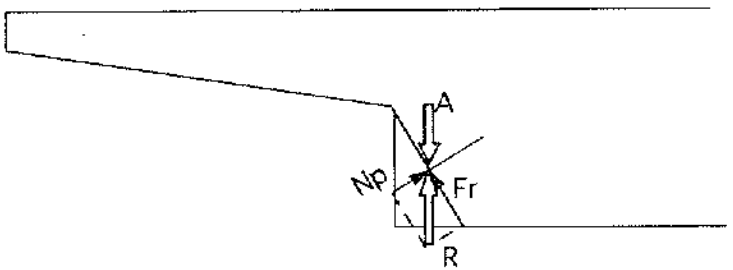



Fig. 13c.

ACCION DE LA REACCION DE LA VIGA METALICA DE LA SUPERFICIE DE HORMIGON EN LA CELULA

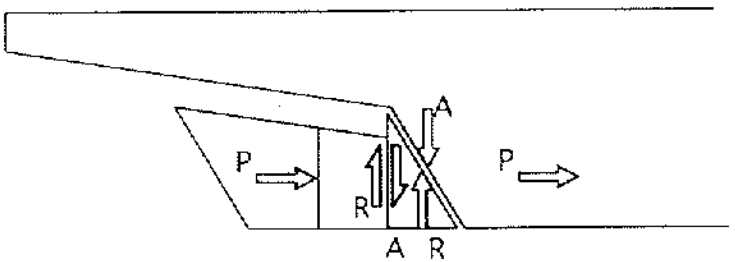



Fig. 13d.

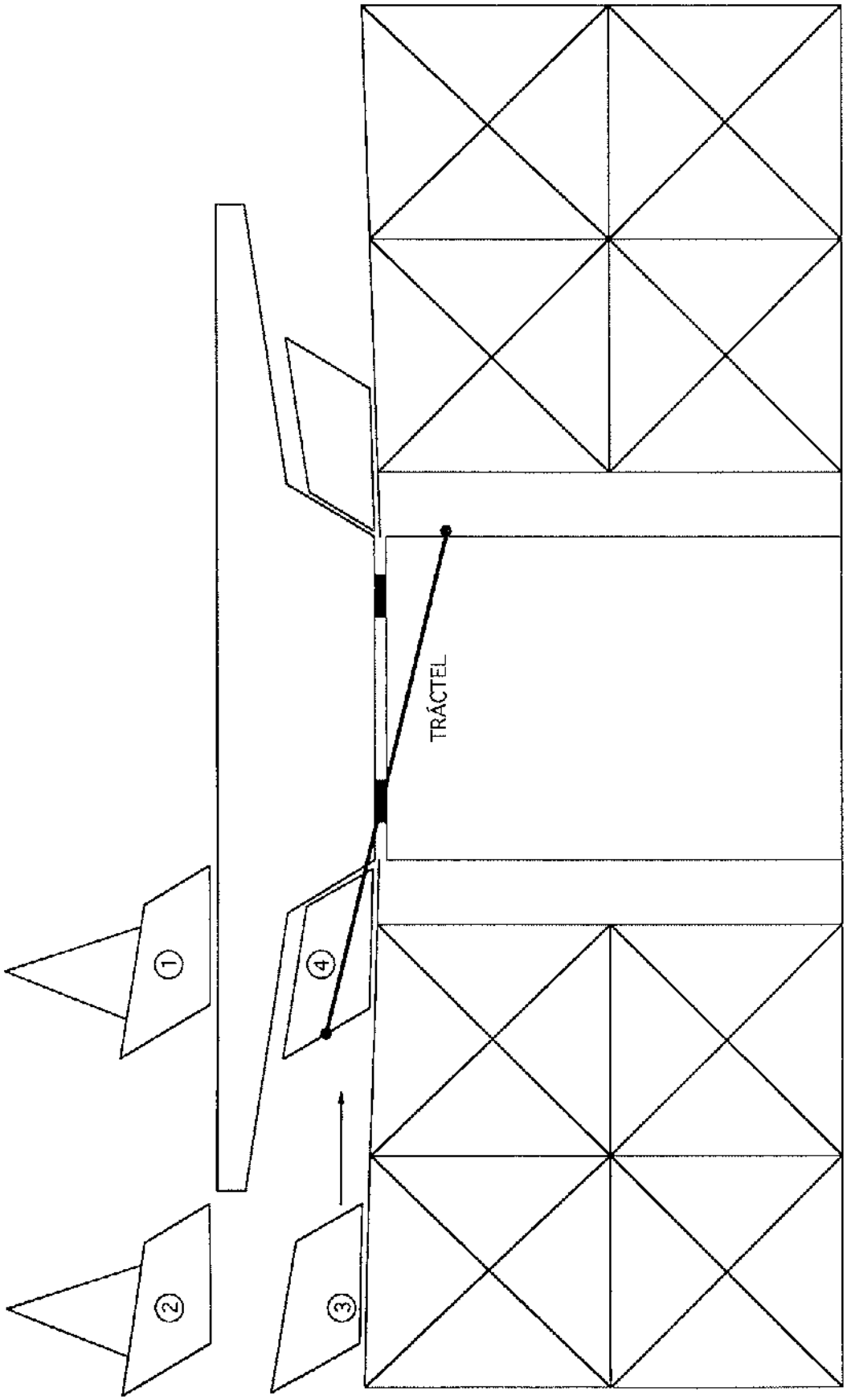



Fig.14.



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

estructuras se produjo sin afectar prácticamente a los tráficos, con las mínimas interrupciones de seguridad, frente a posible despiste de conductores, en el instante de posicionamiento de las grandes vigas metálicas; piezas previamente conformadas en unidades totales, mediante el soldeo, en las aceras de los pasos elevados, de los tres trozos ejecutados en taller. Dicho posicionamiento se lleva a cabo depositando la viga, mediante dos grúas situadas en las zonas extremas de la autopista, sobre castilletes provistos de unas rampas de teflón o rodillos que las llevan automáticamente hasta su posición de contacto con el hormigón, con la ayuda de pequeños trácteles fijados a las pilas (Fig. nº 14).

Todo el resto de las operaciones se produce mediante actuaciones locales en las zonas de medianas y laterales, con acceso directo desde las aceras de los pasos superiores, y dotados de adecuadas protecciones y señalizaciones para mejorar la seguridad frente al despiste de un conductor.

Un aspecto de la máxima importancia se centró en la precisión singularizada de las definiciones para la ejecución en taller de cada una de las vigas, realizada en base a la toma de datos de replanteo afinados del alzado longitudinal y transversal y angulaciones de las caras exteriores y voladizos de la losa de hormigón, ya que estos elementos presentaban variaciones muy aleatorias de bombeos, flechas, inclinaciones, etc. De esta manera, se ajustaron al máximo las geometrías, intercalándose los apropiados espesores de chapa en la zona de células para evitar contactos parásitos de bombeo entre vigas y losa, y se ajustaron las contraflechas a los valores y datos reales definitivos, teniendo en cuenta las reacciones exactas medidas previamente en las pilas que se iban a demoler.

En toda esta actividad tuvo una decidida actuación el Gabinete IOC, y especialmente Nilo Lletjós, colaborador infatigable, así como los equipos de las tres empresas constructoras que llevaron a cabo los trabajos de realización: FOMENTO CC; OCP y HUARTE, con una calidad y dedicación encomiables.

El proceso constructivo se inició, de acuerdo con una feliz decisión de ACESA, llevando a cabo inicialmente una sola obra, de tipo piloto, que permitió establecer, de forma clara y precisa, múltiples aspectos de tipo práctico y operativo que era preciso tener en cuenta y que dieron lugar a un documento, de carácter de Pliego Complementario, para el resto de las obras, lo cual permitió facilitar y sistematizar la realización del conjunto.

En los casos especiales: tramos curvos, pilas esviadas, cambios de anchuras y formas, etc., las soluciones adoptadas para el tablero fueron muy semejantes, con pequeñas variaciones de células o trazados; y en las pilas dieron lugar a nuevas disposiciones diferenciadas, en base a las especiales características de sus formas y dimensiones. Tan solo en el caso de la OF. 47-7, al estar constituida por dos tableros paralelos en contacto, la incorporación de las vigas metálicas a las zonas interiores, no accesibles superiormente, requirió el corte momentáneo de la autopista, para situar, mediante camiones, los trozos de vigas en su posición en planta, elevándose de inmediato y sencillamente desde el tablero, a través de alveolos realizados en el mismo. Los trozos de estas piezas fueron soldadas in situ en las zonas de pilas, pero ya sin afectar al tráfico, al estar situados en el interior del hueco entre voladizos y vigas de hormigón.

Finalmente, unas palabras de agradecimiento a los equipos de control: TEC4 e INTECASA, personalizados en sus técnicos César Salvá y Antonio Santolaria y Miguel Angel Castillo, respectivamente; y a la propiedad, en las personas de: F. Criado; J. V. Solano; F. Serralta; L. Lanzarote; Chordá; Del Pozo, etc., que animaron e impulsaron en todo momento el desarrollo del proyecto y la ejecución de las obras. En todas estas personas y en otras muchas anónimas está realmente la posibilidad de haberles podido mostrar esta realización.

El coste global de las soluciones fue de 480 millones de pesetas, con una repercusión total de 76.200 pts/m² de tablero, por debajo de cualquier posible solución de reposición o nueva obra.

**FICHA TECNICA**

| | |
|---|---|
| Proyecto: | Julio Martínez Calzón (MC-2 Estudio de Ingeniería) |
| Dirección de Obra: | J. Martínez Calzón y Nilo Lletjos (IOC) |
| Contratistas: | FOMENTO CC (1 Paso)<br>OCP (8)<br>HUARTE (5) |
| Control de Obra: | TEC 4<br>INTECASA |
| Estructuras Metálicas: | URSSA (1)<br>PLAIN (8)<br>TALLER HUARTE (5) |
| Barras, gatos y pretensado y elementos de pretensado y elevación: | CTT |
| Perforación: | PERFOR (1)<br>FREPER (13) |



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

Supervisión ACESA: F. Criado
J. V. Solano
F. Serralta
L. Lanzarote
Sr. Chordá
Sr. Del Pozo

Acero Tipo CORTEN 650 t: equivalente 102 kg/m² tablero.

Armaduras de pretensar 4 t: equivalente 0,64 kg/m² tablero.


## RESUMEN

La solución realizada consiste, esencialmente, en disponer a ambos lados de las losas aligeradas de hormigón pretensado, bajo los voladizos de las mismas, dos vigas cajón metálicas, romboidales, de canto estricto, apoyadas en una nueva secuencia de pilas, y efectuar, mediante gatos situados bajo el tablero y apoyados en travesaños metálicos provisionales fijados a dichas vigas cajón, la transferencia de las reacciones existentes en las pilas que se iban a eliminar. En dicho momento, se efectúa un pretensado transversal de cosido del conjunto, mediante barras situadas a través de alvéolos perforados previamente en las zonas macizadas de la losa sobre las pilas que se eliminan.

Finalizado el tesado, se retiran los gatos y se eliminan las pilas que impedían la ampliación, quedando la estructura del puente en idéntico estado de deformaciones que tenía en el instante inicial.

Este novedoso procedimiento permitió llevar a cabo, con la máxima seguridad, las ampliaciones de los vanos de las obras de fábrica, sin interferir en ningún momento el intenso tráfico existente día y noche en la vía.



## SUMMARY

In order to enlarge the overpasses, each bridge is provided with two steel box romboidal shape girders of strict depth, that rest on the new needed piers sequence. These girders are placed under and at both sides of the transverse cantilevers of the prestressed concrete deck.

Through several jacks hanged from the couple of girders, the reactions of the concrete deck on the piers that must be eliminated, were transfered directly to the above mentioned girders.

Afterwards, through bars inserted in holes transversely drilled in the concrete deck, a transversal prestressing closes the whole. The jacks were then withdrawn and the ancient piers demolished, leaving the concrete deck in the same initial state without it suffering any kind of movement.

The whole system remains then prepared to receive the live loading with the new pattern of piers.

This new procedure has allowed with maximum security the enlargement of the spans without interfering at any time neither the intense traffic of the highway nor that of the overpasses.


* * *

# PUBLICACION Nº 15 DE LA FEDERACION NORDICA DEL HORMIGON

El Comité Investigador de la Federación Nórdica del Hormigón, ha editado el Volumen Nº 15 de la "Investigación Nórdica del Hormigón", NCR 1994:2. Contiene una selección de artículos relativos a investigaciones sobre hormigón en curso de realización o concluidas durante 1993, en los cinco países nórdicos: Dinamarca, Finlandia, Islandia, Noruega y Suecia.

El Comité Investigador tiene, como uno de sus cometidos, el incrementar el contacto profesional entre los investigadores del hormigón en los países Nórdicos, y fomentar el contacto entre ellos y los científicos del hormigón de todo el mundo. Se espera que esta publicación pueda actuar como vínculo mundial entre los investigadores del hormigón en los países Nórdicos y el resto del mundo.

Esta publicación invita a científicos, también de fuera de los países Nórdicos, a una discusión sobre los artículos presentados. La discusión y la réplica de los Autores serán publicadas en el próximo número de NCR.

Los interesados en adquirir esta publicación, deberán dirigirse a:

Norsk Betongforening
Postboks 2312, SOLLI
0201 OSLO (Noruega)
Tel.: + 47 22 94 75 00
Fax: + 47 22 94 75 02



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

# Aplicaciones del Pretensado en las estructuras metálicas

**Pilar Crespo Rodríguez**
**Juan Luis Bellod Thomas**
**Javier Rui-Wamba Martija**
**Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos**
**ESTEYCO**

Normalmente, las referencias a la técnica del pretensado se hacen en relación con obras de hormigón. Sin embargo, no es necesario alejarse mucho de los objetos cotidianos para encontrar ejemplos de aplicación de esta tecnología a otros materiales. Las ruedas de una bicicleta son, seguramente, el elemento metálico pretensado que nos resulta más familiar. Otras estructuras metálicas en las que se hace uso del pretensado son las grúas, torres de comunicaciones, torres eléctricas, puentes metálicos con pretensado exterior, puentes atirantados, etc. También se puede citar la arquitectura "high-tech", en la que los tirantes que pretensan elementos de acero constituyen un frecuente recurso estético, además de una solución estructural.

Al pretensar una estructura, se persigue un doble objetivo: en estado límite de servicio, se controlan las deformaciones al contar con el pretensado como una fuerza exterior de signo contrario al del resto de las cargas actuantes; en estado límite último, se reduce la sección resistente necesaria puesto que, por un lado, se introducen esfuerzos que compensan parcialmente los provocados por las cargas exteriores, y, por otro, se emplea un acero de más alto límite elástico. El resultado es el diseño de elementos más esbeltos y la obtención de un cierto ahorro económico como consecuencia de la reducción de material.

El concepto de pretensado, así expuesto, es aplicable no sólo a estructuras de hormigón y metálicas, sino, prácticamente, a cualquier material de construcción(*).

La presente comunicación describe cinco obras, resueltas con estructura metálica, en las que por diferentes circunstancias se optó por una solución pretensada. En tres de ellas, Pabellón de los Descubrimientos, Nave de Altos Hornos de Vizcaya y Polideportivo de Anoeta, primaban los condicionantes estéticos relacionados con criterios de esbeltez de los elementos estructurales. En la cuarta, Lanzamiento del Puente sobre La Meridiana, el pretensado se destinó a hacer viable una situación provisional durante el proceso constructivo, en la que la estructura debía ajustarse a un esquema estático muy diferente del correspondiente a su situación definitiva. Por último, en la Estructura soporte de la iluminación del Puente sobre La Meridiana, se trataba de materializar una idea formal cuya solución pasaba necesariamente por el empleo de cables.

De cada una de las obras se hace, seguidamente, una descripción a grandes rasgos y se destacan los aspectos más relacionados con el pretensado.

## PABELLON DE LOS DESCUBRIMIENTOS (EXPO-92)

Este edificio, situado en la Isla de la Cartuja y tristemente conocido por el incendio que sufrió poco antes de la apertura de la Muestra, iba a ser uno de los tres pabellones temáticos.

Con forma de paralelepípedo (Figura 1), tiene unas dimensiones de 126,0 x 66,0 m, en planta, y 24,0 m de altura. Su estructura, en la que se emplearon unas 3.000 t de acero estructural, combina elementos metálicos con elementos mixtos, y está organizada en torno a parejas de pórticos que forman un entramado ortogonal (Figura 2). Los dos pórticos que componen cada una de las parejas están separados 6,0 m y la distancia entre los pórticos más próximos de dos parejas consecutivas es de 24,0 m. Como esta modulación se repite en las dos direcciones, resultan espacios de 24,0 x 24,0 m² de superficie en planta, y es en ellos donde se colocan las plataformas expositivas cuya estructura se apoya en los correspondientes pórticos perimetrales. Los pasillos, de 6,0 m de anchura, que corren entre plataformas, sirven para albergar instalaciones, vías de acceso y salida, etc.

*(*) Las estructuras pretensadas más antiguas que se conocen son los barcos de vela egipcios construidos en el 2700 a. de C.*



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

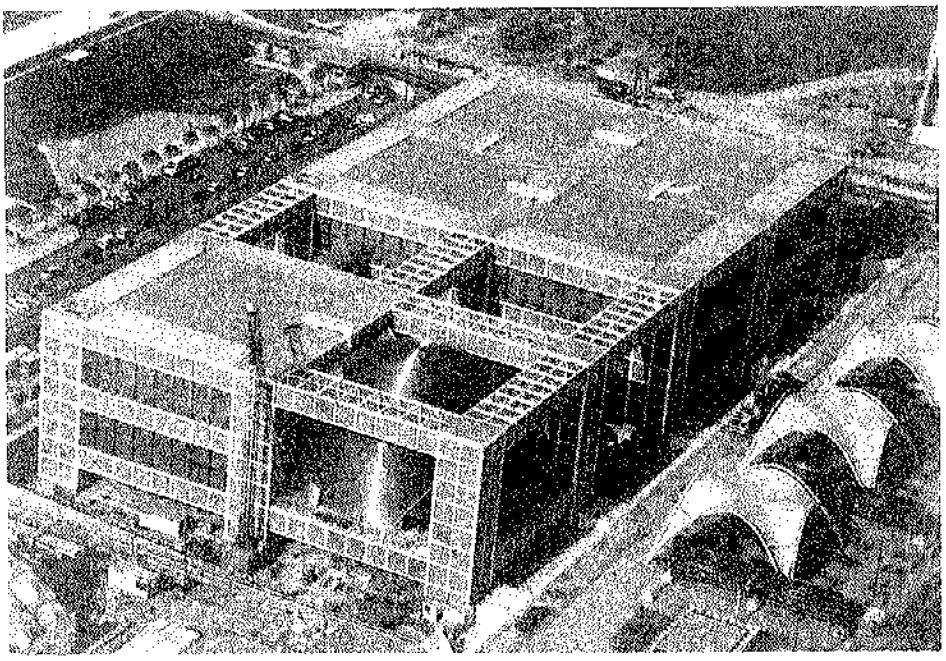


Figura 1.

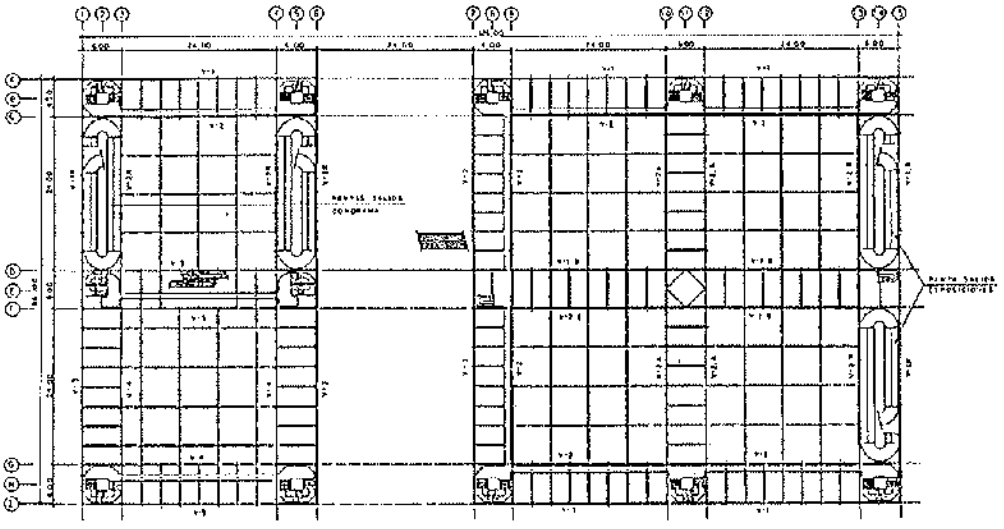


Figura 2.

PLANTA PRIMERA +9,00 NIVEL S.E.

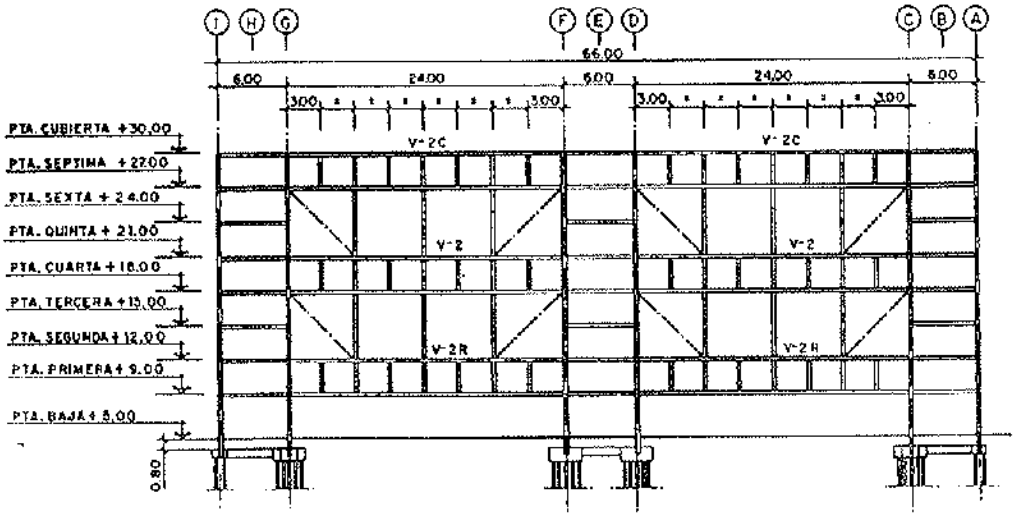
Cada uno de los pórticos está formado por tres niveles de vigas Vierendeel de 24,0 m de luz (Figura 3) y 3,0 m de canto, cuyo cordón superior recoge las vigas de las plataformas expositivas. El hecho de que toda la estructura fuera a ser vista condicionó su dimensionamiento de dos formas. Por un lado, al ser la separación entre pisos de 3,0 m (todas las dimensiones del edificio son múltiplo de 3), el canto de las vigas Vierendeel sólo podía ser de 3,0 m. Y, por otro, los perfiles dispuestos no podían resultar visualmente demasiado pesados.

La solución adoptada consistió en pretensar las vigas Vierendeel. Para ello, se suspendieron las vigas en dos puntos separados 12,0 m mediante sendos grupos de tensores inclinados 45°. En el otro extremo, los tensores se unen al pilar del pórtico, elemento al cual se transmite la reacción de la fuerza de pretensado. Los tensores cumplen una doble misión: en primer lugar, actúan como apoyos elásticos acortando la luz de la viga; y, en segundo lugar, provocan, mediante su puesta en tensión, una predeformación y unos esfuerzos de signo contrario a los producidos por las acciones gravitatorias.

En cada pórtico (llamando así a la parte de estructura comprendida entre dos pilares separados 24,0 m), hay cuatro tirantes, formado a su vez cada uno por cuatro barras Dywidag, de 36 mm de diámetro y acero 110/125. Estaba previsto en Proyecto que la fuerza de tesado en cada una de las barras fuera de 40 t y que el movimiento ascendente de la viga (en un punto situado a 6 m



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




ALZADO PORTICO TIPO

Figura 3.

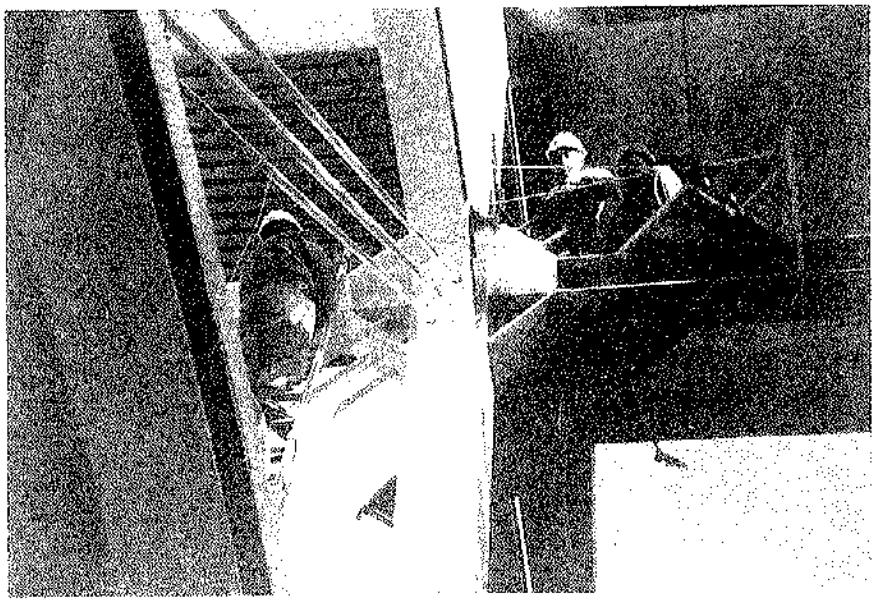


Figura 4.

del pilar), una vez tesadas todas las barras del pórtico, fuera de 25 mm. Para ello, se empleó un gato hidráulico unifilar, de 50 t de capacidad, instalado en el nudo de unión de los tirantes con el pilar (Figura 4).

Sin embargo, las particulares características de la estructura introducían un factor de incertidumbre respecto a la carga final de cada uno de los tirantes. En efecto, la relativa flexibilidad de la estructura daba lugar, con el tesado de las barras, a un acercamineto entre los nudos unidos por el tirante del mismo orden de magnitud que la elongación de aquellas por la fuerza de tesado. Así, se podía prever la descarga parcial de las barras puestas en tensión en primer lugar, al ajustar las siguientes del mismo grupo, y, de forma más reducida, al actuar sobre otras más alejadas del mismo pórtico. El fenómeno es, cualitativamente, similar al que se produce en el tesado de cables de un puente atirantado.

Por este motivo, se optó por dividir la puesta en tensión de las barras en un conjunto de tres operaciones consecutivas. En la primera de ellas, se tesaban las 16 barras de un mismo pórtico a un valor inicial de 20 t cada una, lo que supone un valor de partida que minimizaba las diferencias de tensión existentes debidas a motivos constructivos o presencia de sobrecarga no uniforme en los forjados. Seguidamente, se realizaba una nueva fase de tesado con la que se elevaba a 30 t la carga en cada barra, y, por último, se cerraba el ciclo final con una subida a 40 t.

El objetivo de este proceso iterativo era alcanzar la máxima homogeneidad posible en la fuerza final que solicita a los tirantes y evitar incrementos inadmisibles respecto al valor medio previsto. Inicialmente, se consideraron otros procedimien-



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

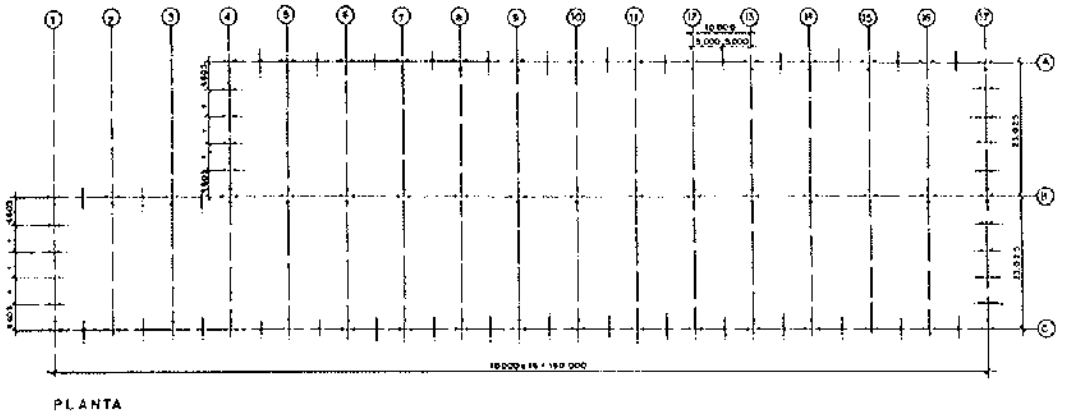



Figura 5.

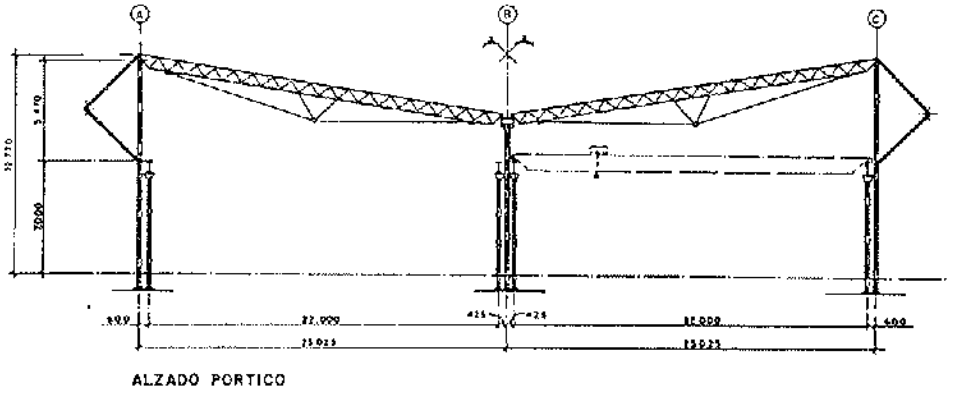



Figura 6.

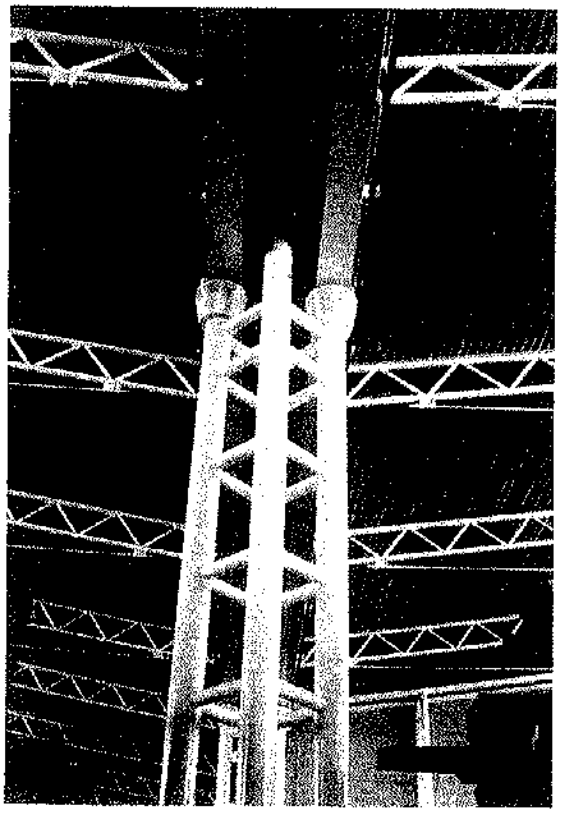


Figura 7.

tos de tesado, como la elevación de las vigas mediante dos gatos colocados en la vertical del punto de enganche de los tirantes y actuando contra el suelo, con el posterior apriete de cada barra en una misma operación. Este método, que tendría las ventajas de mantener en todo momento la simetría de la estructura y reducir significativamente el número de operaciones y traslado de gatos, fue desechado, sin embargo, por dificultades operativas debidas a la magnitud de la carga ascendente que hubiera sido necesario aplicar.

Una vez definido de forma teórica el proceso iterativo de puesta en tensión y teniendo en cuenta la importante repercusión de la fuerza final de trabajo de cada tirante sobre el estado tensional de la estructura, se decidió realizar un estudio de carácter experimental que validara el procedimiento. Para ello, se eligió un pórtico y en él se monitorizó la tensión de los tirantes durante el proceso de tesado, así como los movimientos ascendentes que la introducción de estas acciones provocaba en las vigas.

Así, se confirmó que los axiles obtenidos en los tirantes tenían un valor medio de 35 t (frente a los 40 t previstas en Proyecto) y que la flecha final correspondiente era de 20,5 mm (frente a los 25 mm de Proyecto). Además, dentro de cada grupo de 4 barras, las pérdidas relacionadas con el



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

orden de tesado eran aproximadamente del 21%, 14% y 7%, según se tratara de la barra ajustada en primer, segundo o tercer lugar (secuencia claramente lineal).

Como consecuencia de este estudio, el proceso quedó modificado de la siguiente forma: el primer y segundo escalón de carga se mantuvieron en 20 t y 30 t, y, en el tercero, se tesaba la primera barra de cada grupo a 50 t, la segunda a 45 t y la tercera y cuarta, a 40 t, con objeto de lograr un estado final próximo a las 40 t por barra.

Por último, una vez acabada la labor de puesta en tensión de las más de 200 barras empleadas en el edificio, se llevó a cabo un nuevo control experimental, esta vez con el objetivo de conocer el valor final real de la fuerza en los tirantes. El posterior tratamiento estadístico del parámetro medido, dio como resultado un valor medio de 36 t, con una desviación típica de 6 t, aunque el valor que más se repitió fue el de 38 t. La causa del relativamente reducido valor medio se debía a la existencia de algunos grupos de barras con un axil muy bajo (25 t). En estos casos, se realizó un retesado.

Semanas después de esta operación, cuando la estructura del edificio estaba prácticamente concluida, se produjo la rotura repentina de tres tensores. Esta rotura tuvo lugar por un plano perpendicular al eje de las barras. Ante el temor de que se repitiera el incidente, se llevó a cabo un estudio de Mecánica de Fractura orientado a la determinación de sus causas. El análisis permitió concluir que la rotura se había iniciado en una puntada de soldadura (casualmente dada por los soldadores) que provocó la aparición de pequeñas fisuras con profundidades del orden del milímetro. Esta situación no pudo ser soportada por las barras debido a la baja tenacidad del material.

Durante el incendio, el comportamiento de los tirantes fue, en general, satisfactorio. Sin embargo, en la zona del edificio donde se alcanzaron mayores temperaturas, se produjeron deformaciones importantes en determinadas barras, e incluso se llegó a la rotura en alguna de ellas.

## NAVE DE ALTOS HORNOS DE VIZCAYA (Polígono industrial de Coslada. Madrid)

Se trata de una nave-almacén que ocupa una superficie de 6.700 m² y está formada por dos cuerpos rectangulares, adosados lateralmente, uno de 160,0 m de longitud y otro de 130,0 m. El ancho de ambos módulos es de 23 m, aproximadamente (Figuras 5 y 6).

Por expreso deseo de la empresa propietaria de la nave, la estructura se resolvió utilizando exclusivamente perfiles tubulares. Así, por ejemplo, los pilares (situados en las alineaciones A, B y C, y con una separación entre ellos de 10 m) son compuestos y están constituidos por grupos de tres o cuatro tubos $\phi$ 200, unidos mediante presillas de sección también circular. En el caso de los pilares de fachada, uno de los tubos tiene su coronación a 6 m de altura para servir de apoyo a una viga carril, mientras que los otros dos tubos ascienden hasta recoger la cubierta. En el caso de los pilares de la alineación central, son dos los tubos que soportan sendas vigas carril y dos los que se prolongan hasta la cubierta (Figura 7).

La cubierta, en forma de V, está formada por dos familias (una en cada brazo de la V) de vigas-celosía, dispuestas transversalmente, de 23 m de luz, que son a su vez recogidas por tres potentes cerchas longitudinales. Sobre las vigas transversales se apoya una chapa nervada que, además de constituir el cerramiento, ha sido diseñada para servir como elemento de arriostramiento frente a esfuerzos horizontales, evitando así la necesidad

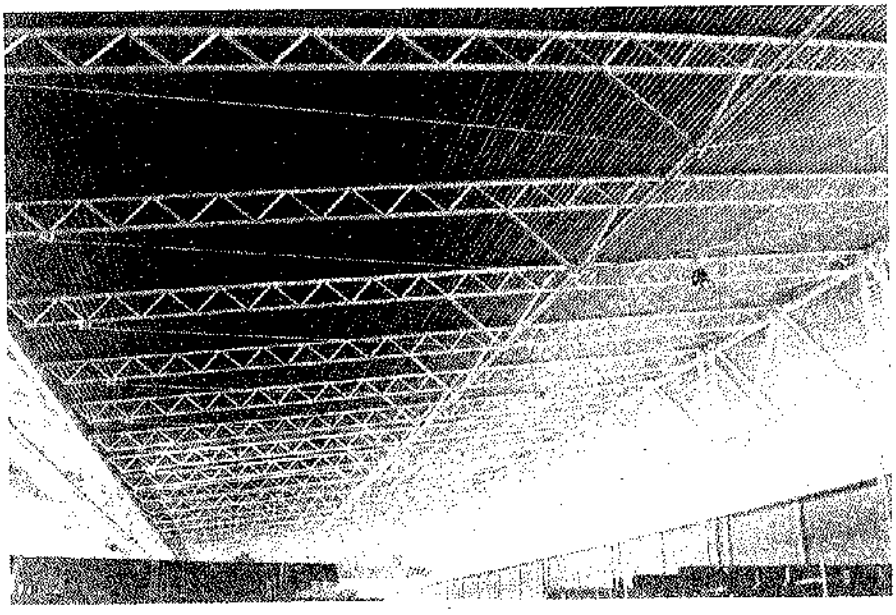


Figura 8.



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

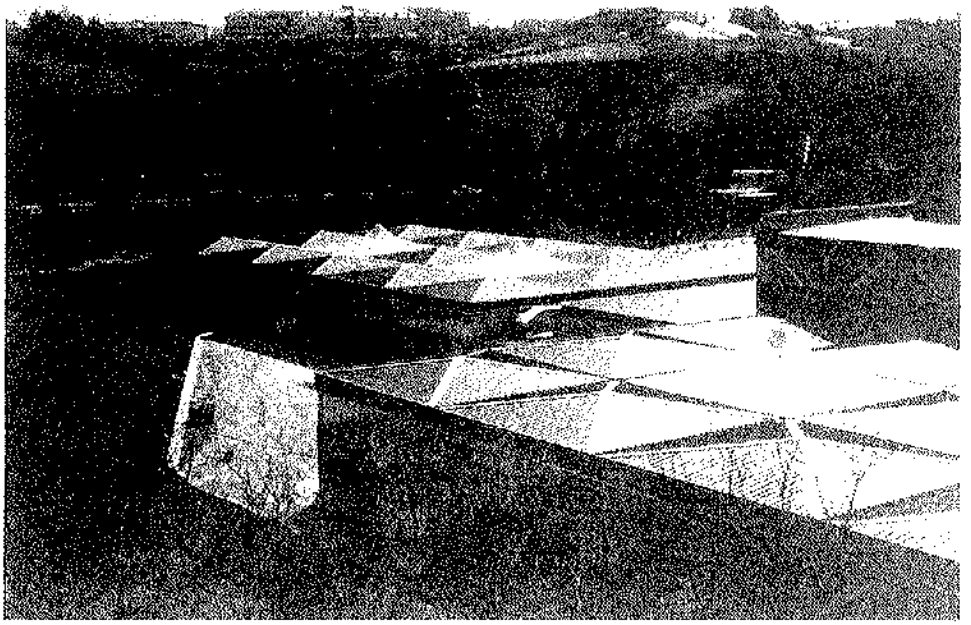


Figura 9.

de disponer otros elementos de atado, que hubieran hecho más confusa la vista inferior de la estructura (Figura 8).

Es en las vigas transversales donde aparece el pretensado. Su empleo ha permitido, en este caso, salvar luces de 23 m con cerchas de 60 cm de canto. Para ello, se han dispuesto en cada viga dos barras Dywidag, de 25 mm de diámetro y acero 85/105, que arrancan de dos nudos casi extremos del cordón inferior de la celosía y se separan de él hasta que ambas confluyen en un punto situado aproximadamente a 1,5 m de este cordón (Figura 6). La puesta en tensión de estas barras —realizada con dos gatos situados en el nudo de unión de las barras con la viga— provocaba una predeformación en la celosía de la misma magnitud, y, lógicamente, de signo contrario que la deformación debida a las cargas permanentes de la cubierta.

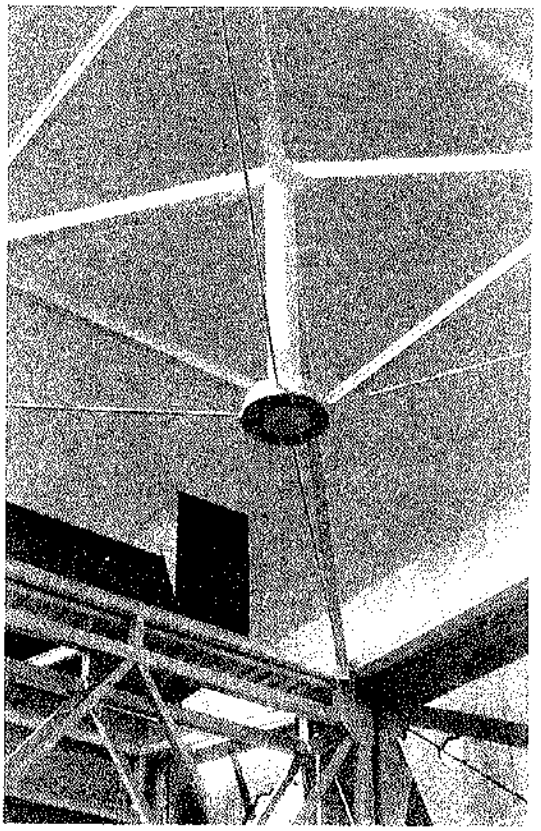


Figura 10.

## POLIDEPORTIVO DE ANOETA
**(San Sebastián)**

En la cubierta de las instalaciones deportivas de Anoeta se ha adoptado una solución modular con elementos metálicos cuadrados de 11 m de lado, aproximadamente, en forma de "paraguas".

Se trataba de cubrir dos superficies rectangulares, una de 36,0 x 60,0 m², sobre las piscinas, y otra de 45,0 x 56,0 m², sobre el polideportivo; en total, cerca de 5.000 m². Para ello, se dispuso un entramado ortogonal de vigas celosía tipo "Warren", de 2,20 m de canto, dejando entre ellas unos espacios de planta cuadrada y aproximadamente 11 m de lado (10,40 m en el caso de las piscinas y 11,30 m en el polideportivo), que eran ocupados por los "paraguas".

Exteriormente, cada módulo tiene cuatro planos inclinados que dan lugar a cuatro aristas en las que se sitúan los tubos estructurales (Figura 9). En su parte inferior, los cuatro tubos se unen mediante cuatro correas (IPE-160) que forman un anillo perimetral, y, desde el vértice superior de la pirámide así formada, desciende un mástil (ϕ 219 mm) en cuya base confluyen las cuatro barras pretensadas que unen este punto central con las correspondientes cuatro esquinas de la correa perimetral (Figura 10).



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

Los tirantes pretensados, en este caso, absorben la reacción horizontal inherente a la solución estructural diseñada, permitiendo el empleo de perfiles muy esbeltos. Por otro lado, al tener una cierta inclinación respecto a la horizontal, introducen una fuerza vertical en el eje del mástil, con lo que éste funciona como un apoyo elástico intermedio.

## LANZAMIENTO DEL PUENTE SOBRE LA MERIDIANA (Barcelona)

El puente sobre la Meridiana, en el Tramo 10 del Cinturón Litoral de Barcelona, es una estructura mixta de geometría singular, con dos únicas pilas centrales que sostienen el tablero, de 1,80 m de canto total, y que dan lugar a tres vanos: dos laterales de 48,0 m y uno central de 28,0 m.

La anchura total del puente es de 19,50 m y está encajado, prácticamente en su totalidad, en una curva de 325 m de radio, con un peralte del 5,5% (Figura 11). La sección transversal del tablero es un cajón semiabierto, con una base de 9,0 m, dos almas interiores de 1,60 m de altura, perpendiculares a la base, y dos almas laterales, inclinadas, con 1,45 m de altura y 1,75 m de proyección horizontal. Las almas laterales se coronan con platabandas de 450 x 30 mm² de sección. Entre las almas centrales, separadas 4,0 m, se ha dispuesto una chapa rigidizada longitudinalmente, de 10 mm de espesor constante. Sobre el cajón metálico se sitúa una losa de hormigón armado colaborante, que permite resolver los vuelos de 3,50 m a cada lado del cajón, contando para ello con un espesor máximo de 0,35 m en el encuentro con las almas inclinadas y un mínimo de 0,20 m en los bordes del tablero.

La naturaleza de la estructura y las características del paraje en el que está ubicada, exigieron el diseño de un complejo proceso constructivo que, en lo que se refiere a la parte metálica del tablero, se puede dividir en tres etapas: fabricación a más de 100 kilómetros de la obra, montaje en el terraplén de acceso y lanzamiento del gran cajón metálico hasta ubicarlo en su posición definitiva. Es en esta última etapa, que a continuación se describe con cierto detalle, cuando es necesario recurrir al empleo de barras pretensadas.

El proceso de traslado del cajón (Figura 12) comenzó por la confirmación del peso y la posición del centro de gravedad del mismo. Para ello, se apoyó la estructura en dos secciones separadas 88,0 m, resultando un voladizo de 28,0 m. Los esfuerzos generados en el vano exigieron reforzar, con rigidizadores exteriores longitudinales, la chapa central de la sección. La flecha resultante en el vano fue del orden de 0,75 m y en el voladizo de 0,50 m.

A continuación, se construyó una importante estructura auxiliar formada por un castillete, de 12,0 m de altura, sobre apoyos de neopreno, situada a 48,0 m del extremo frontal del cajón (Figura 13). En su coronación, se anclaron 16 barras Dywidag, de 36 mm de diámetro y acero 85/105, formándose así una estructura atirantada que hacía posible soportar los 48,0 m de vuelo con un vano contiguo de 72,0 m. La deformación en el extremo del voladizo pasó a ser de 0,70 m, mientras que en el vano se redujo a 0,50 m. En esta posición, la estructura se trasladó con los carretones de apoyo circulando por el terraplén de acceso, hasta que su vuelo cubrió buena parte de la calzada inferior.

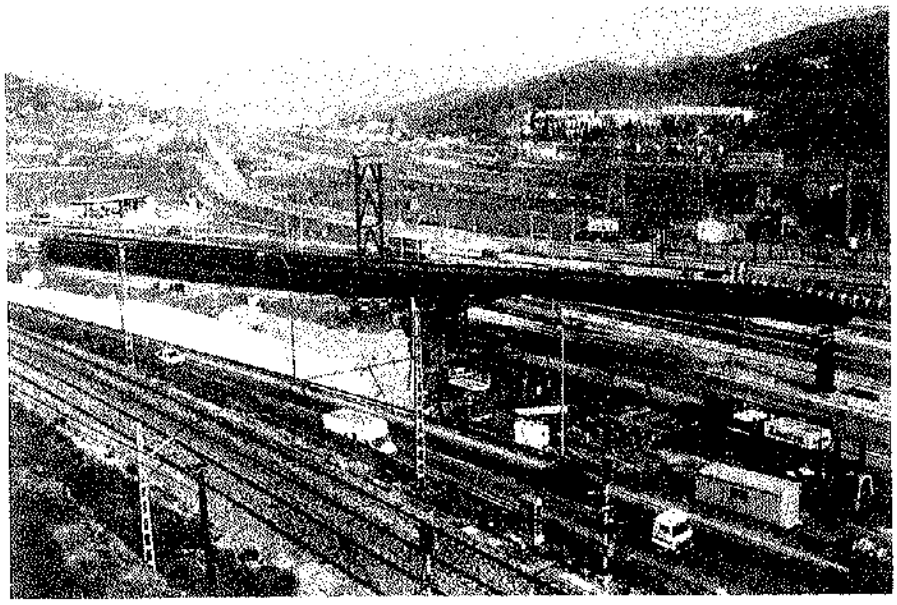


Figura 11.



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

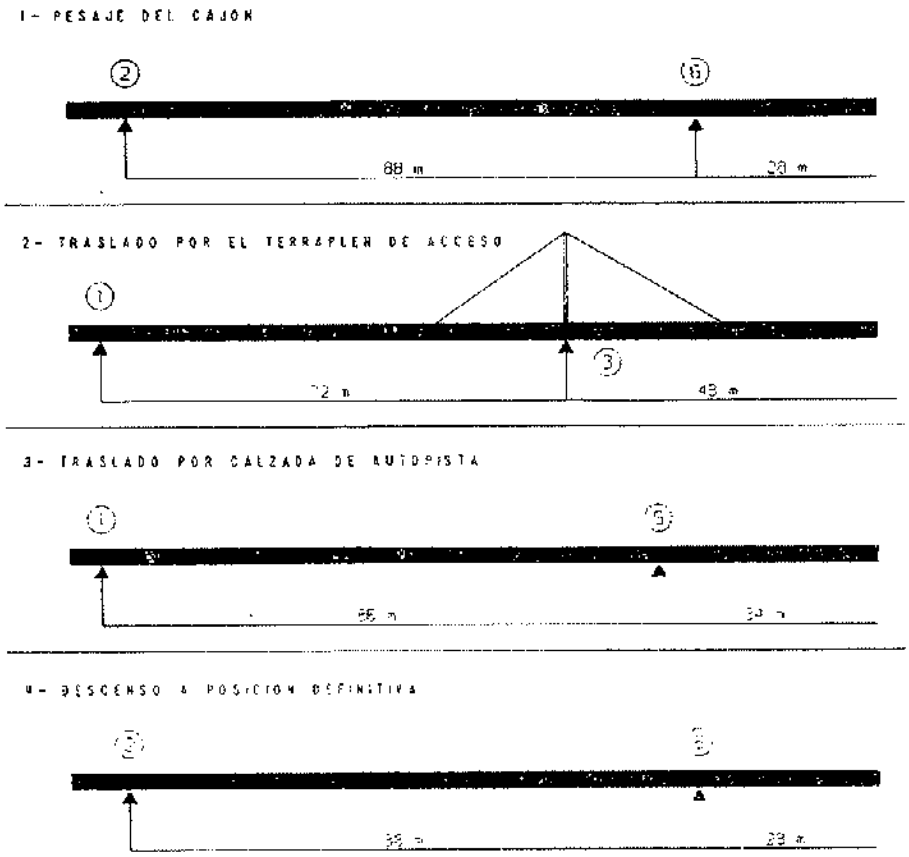



Figura 12.

Una vez concluida la operación anterior, se dispusieron dos carretones de avance a nivel de las calzadas de la autopista, en un espacio que no perturbaba la circulación. Fue entonces necesario transferir la carga, desde la sección de apoyo del castillete hasta otra situada a 34,0 m del borde frontal y, para ello, hubo que desmontar el castillete provisional con sus tirantes. Diversas circunstancias exigieron que dicha operación se realizase creando unas "orejas metálicas", soldadas lateralmente al castillete, que sirvieron para transferir las cargas de los montantes verticales del mismo a los gatos hidráulicos dispuestos bajo las "orejas". Así, se pudieron retirar los apoyos de neopreno, de 85 mm de espesor, y proceder al delicado descenso de esta estructura auxiliar, con el consiguiente destesado de las barras.

Con este nuevo esquema estático, vano de 86,0 m y vuelo de 34,0 m, se trasladó la estructura

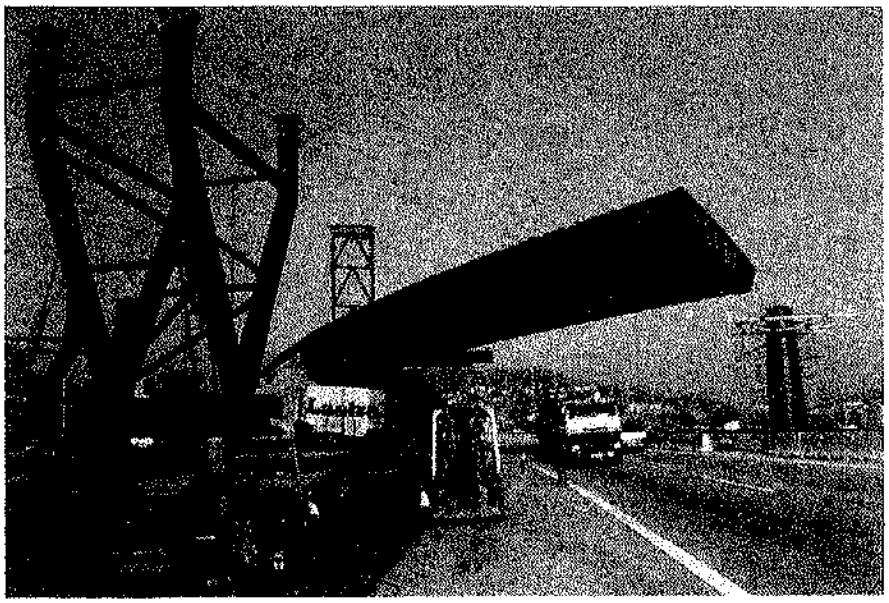


Figura 13.



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

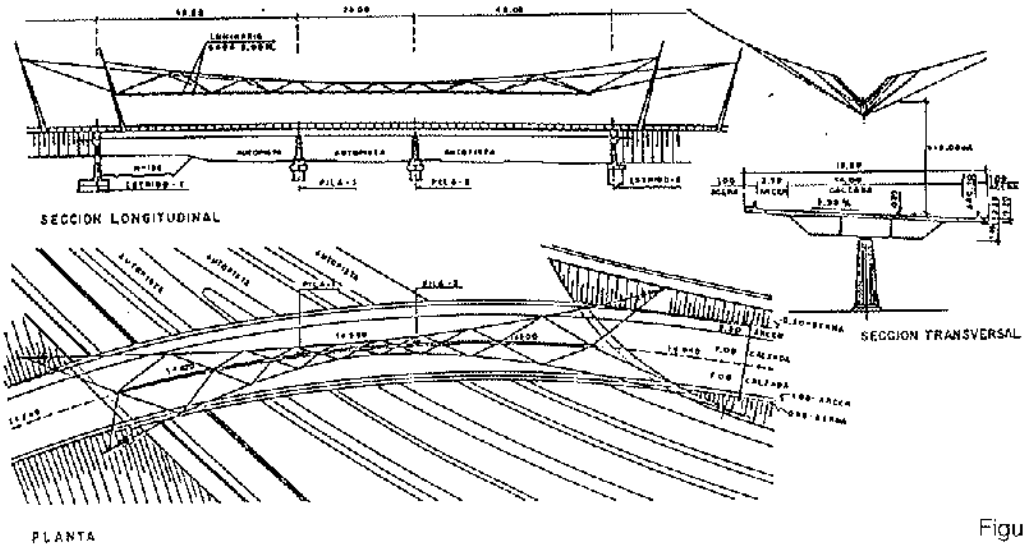



Figura 14.

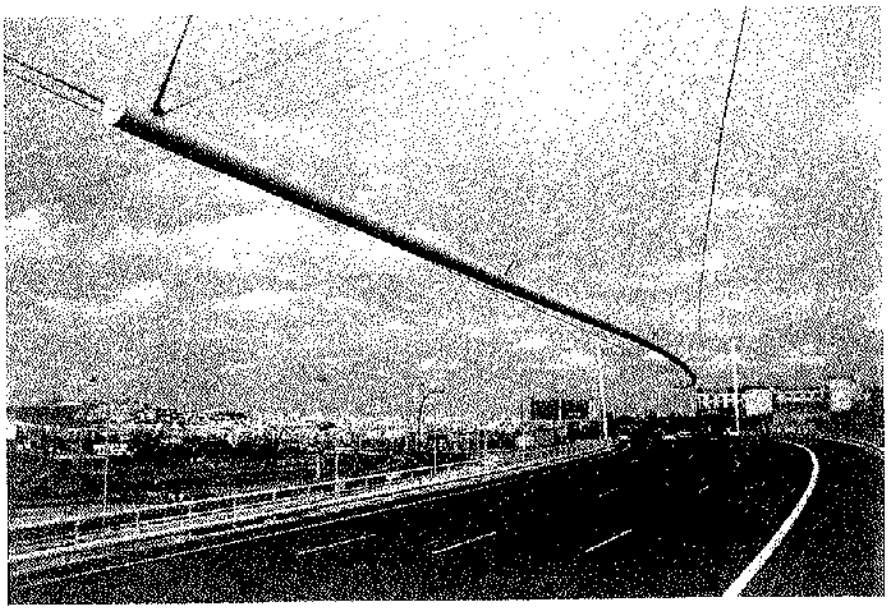


Figura 15.

hasta que, una vez situada sobre su posición final en planta, se procedió a su descenso hasta hacerla descansar sobre sus apoyos definitivos, situados 1,50 m por debajo del nivel de transporte.

De esta forma concluyó un proceso en el que la estructura metálica puso de manifiesto su versatilidad para adaptarse a situaciones con vanos de 88,0 m y vuelos de 48,0 m, en contraste con su esquema definitivo de tres vanos continuos de 48, 28 y 48 m, con la ayuda, eso sí, de la técnica objeto de esta comunicación.

## ESTRUCTURA SOPORTE DE LA ILUMINACION DEL PUENTE SOBRE LA MERIDIANA

La iluminación del Puente sobre La Meridiana está resuelta mediante una luminaria lineal, alojada en un tubo metálico de 440 mm de diámetro, que sigue el trazado en planta del eje del tablero (Figura 14). El tubo está, a su vez, suspendido de una estructura de cables en la que se emplearon unos 500 m de este material. El esviaje y el trazado curvo del puente tienen una repercusión clara en la falta total de simetría de esta estructura, consistente en dos cables principales longitudinales –de 36 y 26 mm de diámetro respectivamente– y dos familias de cables secundarios –de 22 y 9 mm de diámetro– que transfieren la carga del tubo de iluminación a los principales (Figura 15).

Los cables principales se apoyan, en sus extremos, en mástiles metálicos que se anclan mediante dos vientos a su correspondiente macizo de cimentación.

Todos los cables fueron suministrados con su longitud definitiva. El proceso de montaje comenzó por el armado y posicionamiento del tubo



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

sobre un conjunto de caballetes de apoyo, y la colocación de los mástiles apeados provisionalmente por medio de puntales (previa ejecución de la cimentación). A continuación, se colocaron los cables principales, los cables de sujeción de mástiles y los cables secundarios. Por último, se bajaron los caballetes de apoyo, a intervalos de 0,25 m, hasta que el tubo se separó totalmente de ellos y la estructura adoptó la forma prevista.

Los cables secundarios tenían un dispositivo, en uno de los extremos, que permitía su tesado, con objeto de ajustar la geometría y la tensión final en los cables.

Hay que destacar la fuerte no linealidad del sistema y las elevadas flechas, del orden de 2,0 m en vertical y 0,8 m en horizontal, debido al fuerte esviaje.


## RESUMEN

Las soluciones pretensadas adoptadas en las estructuras metálicas descritas en esta comunicación han cumplido objetivos diversos. En unos casos, han dado respuesta a una serie de condicionantes estéticos relacionados, en general, con criterios de esbeltez de los elementos estructurales. En otra de las obras comentadas, el pretensado se destinó a hacer viable una situación provisional durante el proceso constructivo, en la que la estructura debía ajustarse a un esquema estático muy diferente del correspondiente a su situación definitiva. En la última de ellas, se trataba de materializar una idea formal cuya solución pasaba necesariamente por el empleo de cables.



## SUMMARY

In this paper several prestressed steel structures are presented. The reason to choose this solution was different from case to case. In some structures, prestressing was necessary because of aesthetic conditions as for example slenderness requirements. In other structure, temporary situations during erection, where the statical system was very different from the final situation, required the application of this technique. In the last of the presented cases, prestressing cables had to be used to formalize a structural idea.


* * *

# XI CONGRESO EUROPEO SOBRE "HORMIGON PREPARADO" ERMCO' 95

## Del 21 al 23 de junio, 1995, en Estambul, Turquía

ERMCO, la "Organización Europea del Hormigón Preparado", se fundó en 1967. Desde entonces ha sido reconocida como **"la"** organización representante de la industria del hormigón preparado del Oeste de Europa, en todos los aspectos técnicos y otros asuntos.

Para estudiar la evolución técnica de la producción del hormigón preparado, ERMCO organiza, a través de uno de sus Miembros, un Congreso Internacional sobre Hormigón Preparado, cada dos o tres años.

ERMCO' 95 ofrecerá la oportunidad de discutir los últimos avances en los campos de los materiales utilizados en la fabricación del hormigón, la certificación técnica, la producción, el transporte, así como también sobre los múltiples usos del hormigón, el material más importante de la construcción. Se han preparado un Programaa Técnico y una Exposición que serán de gran interés para todos los participantes en el Congreso.

ERMCO' 95, ciertamente, será el lugar ideal para discutir nuevas ideas y conseguir nuevos contactos de negocios.

Esta vez, Turquía será el país anfitrión. ERMCO' 95 tendrá lugar en la hermosa ciudad de Estambul, donde los continentes se encuentran. El Congreso ERMCO' 95 será organizado por la Asociación Turca del Hormigón Preparado, la cuál se fundó en 1988, y se celebrará del 21 al 23 de junio de 1995.

El idioma oficial del Congreso será el Inglés. Sin embargo, durante las Sesiones Plenarias habrá traducción simultánea del inglés, al alemán, francés y turco (dependiendo del número de asistentes, también al español e italiano).

Habrá un programa social para las personas acompañantes.

Los interesados en recibir una mayor información sobre este Congreso, deberán dirigirse a:

TÜRKIYE HAZIR BETON BIRLIGI
Zambakli sokak Nº: 18, Levent 80620
ISTAMBUL/TURKEY
Tel.: Int + 90 212 269 66 90
Fax: Int + 90 212 264 31 98



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

591-9-52

# Escultura de Roy Lichtenstein

**Ignacio Cobián Babé**
**Arquitecto**
**ESTEYCO**
**Miguel Angel Fernández Gómez**
**Ingeniero Técnico de Obras Públicas**
**ESTEYCO**
**Javier Rui-Wamba Martija**
**Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos**
**ESTEYCO**

## 1. INTRODUCCION

La escultura de Roy Lichtenstein "Dama de Barcelona" que es uno de los más importantes hitos emblemáticos de la Barcelona del 92, está ubicada en las proximidades del puerto, justamente en el encuentro del Paseo Colón con la prolongación de Vía Layetana, al principio de Pla de Palau.

Se trata de una obra de unos 14,00 m de altura, revestida de cerámica y sustentada por un pedestal cilíndrico de otros 5,00 m(Fig. 1).

Está constituida por ocho piezas de hormigón H-300 con fibras de acero y unidas en obra por cables postensados, tratándose las juntas con resina epoxi. Las fibras son de acero inoxidable y la dosificación utilizada fue de 45 kg/m$^3$.

## 2. GEOMETRIA Y CONSTRUCCION DE LA ESCULTURA

El proceso de definición de la geometría de la escultura, tiene como punto de partida una maqueta, a escala 1:12, realizada por el artista, así

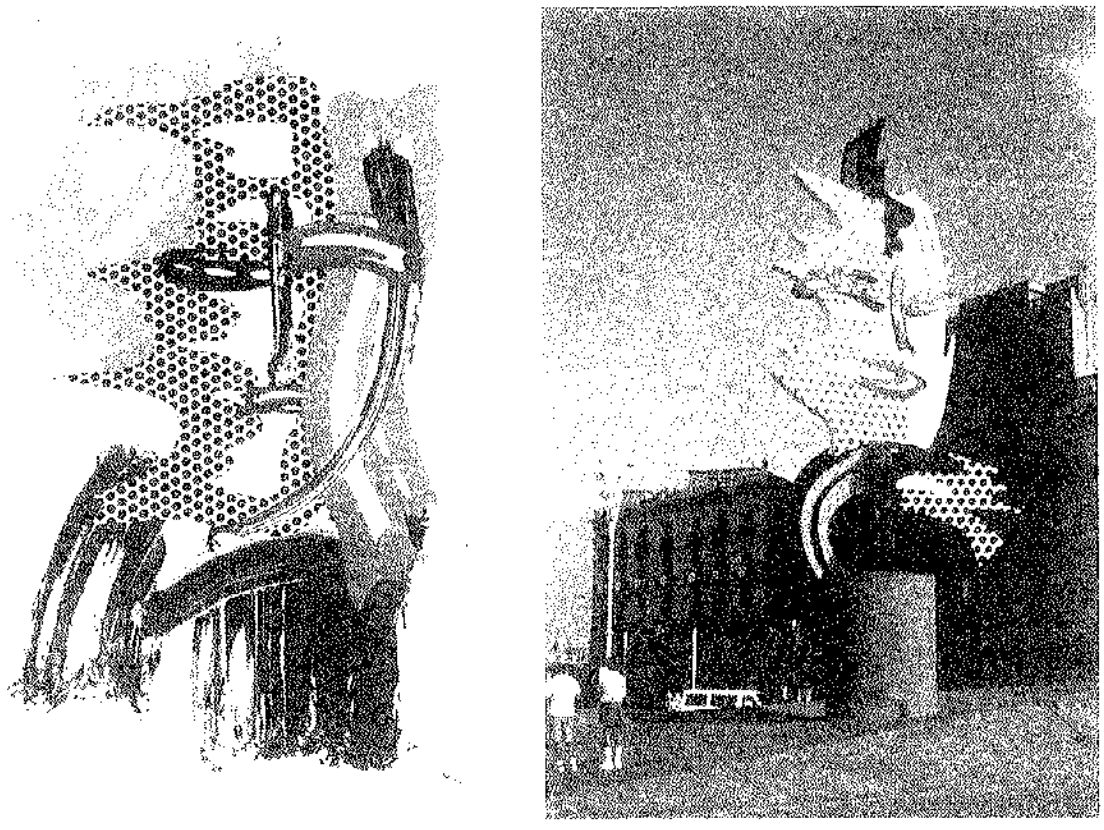


Figura 1.



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

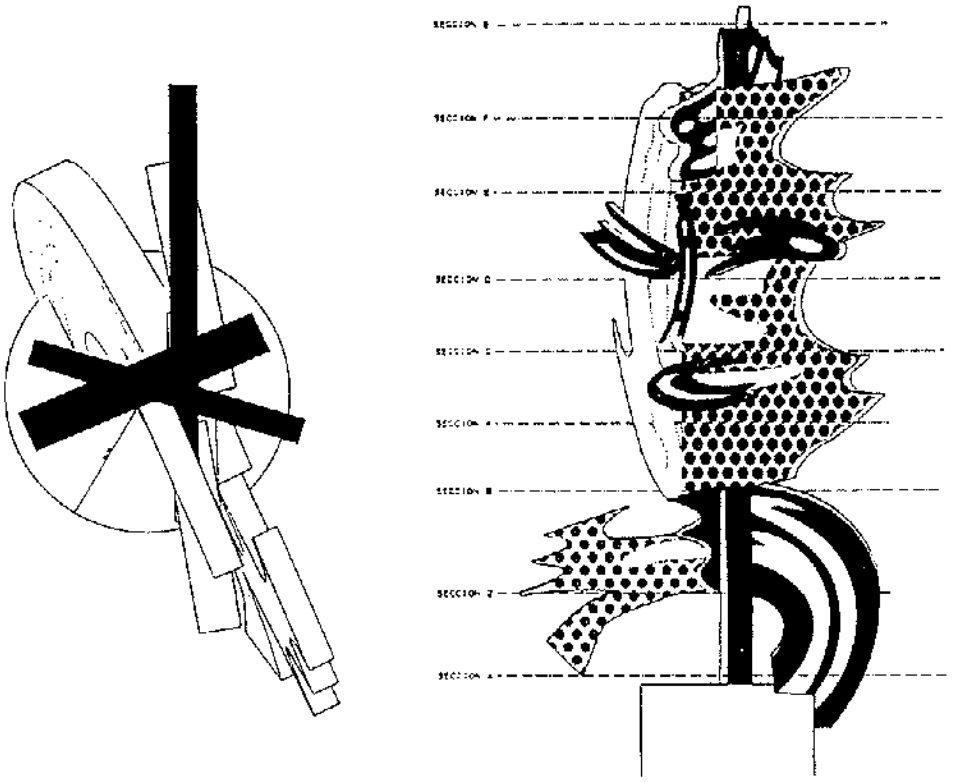


Figura 2.

como las plantillas en papel de las piezas planas que la conforman. A partir de éstas, se desarrolló en ordenador un primer modelo digital, por un proceso de contrastes y ajustes sucesivos, hasta lograr la volumetría esencial de la escultura.

El modelo digital se utilizó para evaluar las dificultades de construcción de la escultura y los problemas de estabilidad que había que resolver. La extraordinaria complejidad de la geometría decidió el material con el que debía ser construida: hormigón en masa con fibras de acero inoxidable, que mejoraban sensiblemente su comportamiento a tracción y que aseguraban una óptima durabilidad del cuerpo de la escultura. La superficie rugosa que resultaba con este material facilitaba, también, la adherencia de las piezas cerámicas con las que el hormigón se acabaría vistiendo de obra de arte. El hormigón, por otra parte, aportaba un peso estabilizador muy adecuado para contrarrestar los esfuerzos generados sobre la escultura expuesta al viento. Iban a ser necesarios unos 45 metros cúbicos de hormigón para crear el volumen escultórico, de un peso total de unas 110 toneladas, equivalentes al de unas 1.500 personas.

La complejidad de la geometría de los encofrados anulaba, prácticamente, la posibilidad de construir la escultura completa en un taller artesano y su transporte y colocación posterior en obra. Se decidió, en consecuencia, la utilización de la técnica de las dovelas prefabricadas conjugadas, frecuente en el caso de puentes de hormigón postensado de grandes luces. La escultura se desmenuzaría, para su construcción, en trozos o dovelas de dimensiones adecuadas para su fabricación y

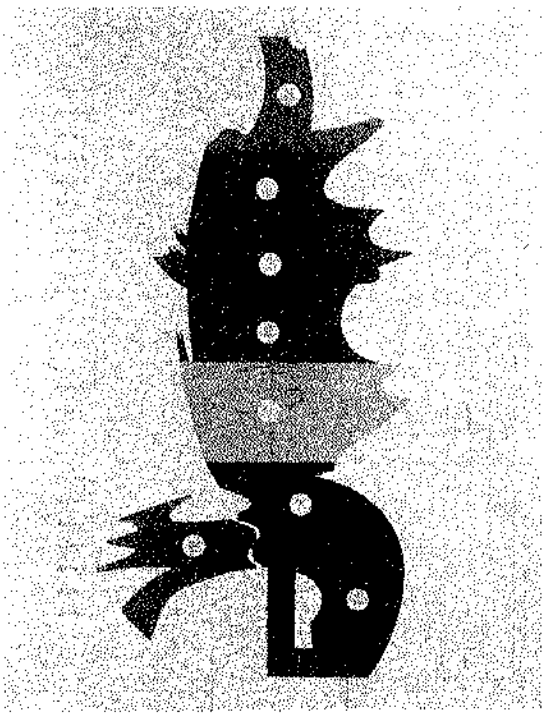


Figura 3.

transporte en obra. La unión entre las diferentes piezas se realizaría mediante un "cosido" con cables de acero tensados (Fig. 2).

Para poner a punto el procedimiento, se construyó una primera dovela de prueba, a escala real. Se fabricó un molde de yeso por vertido, entorno a una pieza de madera que reproduciría la superficie de la escultura, sin su revestimiento



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

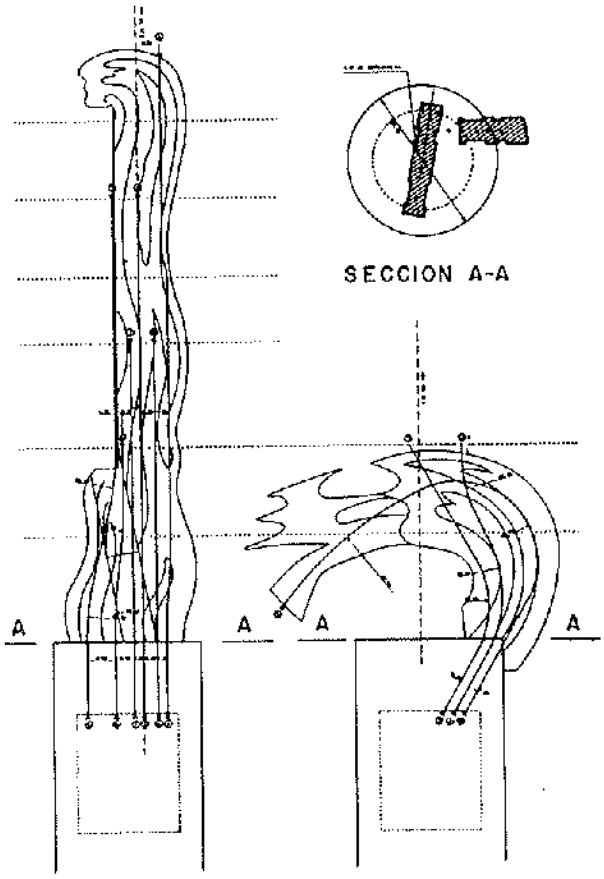



Figura 4.

cerámico. El ordenador facilitó todos los datos necesarios para la construcción precisa del molde.

A partir de la maqueta original, se construyó también una nueva maqueta, a escala 1:4, esto es, tres veces mayor (Fig. 3).

Roy Lichtenstein estuvo en Barcelona para conocer el estado de avance de los trabajos. Se le mostró la nueva maqueta, la dovela de prueba ya construida, diversos gráficos del modelo digital y visitó la fábrica de cerámica para escoger los colores definitivos de las piezas de recubrimiento. Visitó, asimismo, el posible emplazamiento de la escultura, donde se analizaron diversas ubicaciones, diferentes orientaciones y se estableció la altura del pedestal sobre el que descansaría la escultura y, por tanto, su altura de coronación.

Los ajustes decididos por el artista se incorporaron al modelo digital y se procedió, a partir de él, a definir la geometría final de las dovelas de la escultura y el trazado y características de los cables de pretensado.

Se decidió la construcción de ocho dovelas, de las cuales siete estaban separadas por juntas horizontales, y la octava correspondía a la llamada "mano" de la pieza, con una junta de carácter marcadamente vertical.

Al hormigonar cada dovela se dejaron previstos conductos con la geometría de los diferentes cables, que se enfilaron posteriormente en obra.

La estabilidad de la escultura exigía un total de nueve cables de diferente longitud, cada uno de ellos constituidos por 4 torones de 0,6 pulgadas, con acero superestabilizado. La tensión inicial de cada cable era del orden de 75 toneladas (Fig. 4).

En obra se construyó un pedestal cilíndrico, de hormigón armado, de cinco metros de altura y 3,15 metros de diámetro, sobre una zapata cuadrada de 5,00 metros de lado y 2,00 metros de altura. El conjunto se cimentó por medio de cuatro pilotes de 90 toneladas de carga útil, dispuestos en los vértices de un cuadrado de 4,00 metros de lado.

En el interior del pedestal cilíndrico se creó una cámara, de 2,15 metros de diámetro y 2,50 metros de altura, en cuyo techo se dispusieron los conos de anclaje de los diferentes cables.

Las diferentes dovelas, con un peso máximo de 20 toneladas y dimensiones máximas de 6,00 x 2,00 x 2,00 metros, se transportaron a obra, se colocó la primera sobre el pedestal y, sucesivamente cada una encima de la anterior. A medida que avanzaba su colocación, se fueron enfilando los diferentes cables que cosían las dovelas y se fueron poniendo en tensión, desde la cámara creada en el interior del pedestal. El contacto entre dovelas se aseguró con un mortero de resina epoxi (Figs. 5 y 6).

Las dovelas venían revestidas, desde taller, con las piezas cerámicas, con excepción de una estrecha banda en la zona de juntas, que se terminó de revestir una vez concluido el montaje de todas las dovelas y el tesado de todos los cables.

Por último, se procedió a realizar los trabajos de acabado en el entorno de la escultura y de su integración con las obras de urbanización del entorno de Pla de Palau.

La idea original de la escultura es, obviamente, de Roy Lichtenstein.

El desarrollo del proyecto y la dirección facultativa de las obras fue realizada por Javier Rui-Wamba y Miguel Angel Fernández de ESTEYCO. La Dirección Técnica del IMPU estuvo representada por Pedro Barragán, Arquitecto.

Colaboraron los arquitectos Francisco Navarro y Elizabeth Cirici.

La fabricación de las dóvelas fue realizada por Francisco Fusté.

El recubrimiento cerámico fue obra de Feina Spain.

El montaje en obra fue responsabilidad de Dragados.

## 3. RESUMEN

Uno de los atractivos de la Barcelona del 92 ha sido la escultura del artista norteamericano Roy



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

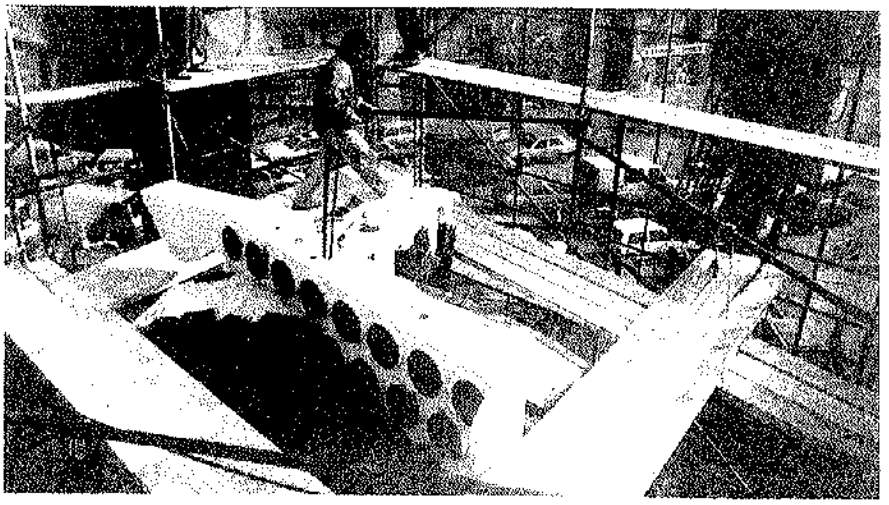


Figura 5.

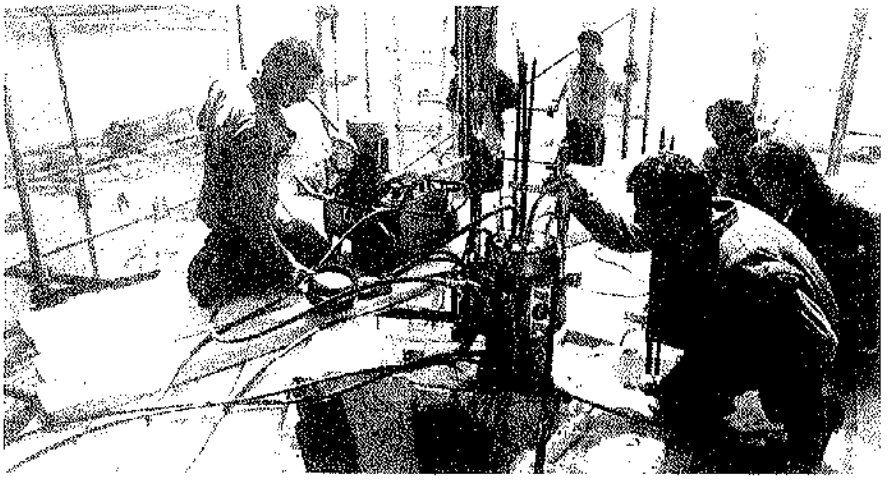


Figura 6.

Lichtenstein, ubicada en las proximidades del puerto, y que alcanza una altura próxima a los 20,00 metros.

En la comunicación, se describe el proceso de definición de la geometría, con la concepción y elección de los materiales, y la posterior construcción de la escultura a partir de una maqueta, a escala 1:12, entregada por el artista.

El material de la escultura es hormigón en masa con fibras de acero inoxidable, que mejora sensiblemente su comportamiento a tracción y asegura una durabilidad del cuerpo de la obra. Además, la superficie rugosa resistente facilita la adherencia de las piezas cerámicas que revisten el hormigón.

La complejidad y tamaño de la obra, con un peso total próximo a 110 t, anulaba la posibilidad de construir la escultura en su totalidad en taller. Se decidió la utilización de la técnica de las dovelas prefabricadas conjugadas, frecuente en el caso de puentes de hormigón postensado de grandes luces. La escultura se dividió en dovelas, de dimensiones adecuadas para su fabricación y transporte a obra. La unión entre las diferentes piezas se realizó mediante un cosido con nueve cables, constituidos cada uno de ellos por cuatro torones de 0,6 pulgadas.


## SUMMARY

One of the attractives in the Barcelona of the 92 has been the sculpture made by the american artist Roy Lichtenstein, that is placed in the surroundings of the port and whose height is close to 20 meters.

The process of the definition of the geometry, the conception and the choice of the materials, and the subsequent construction of the sculpture from a model on 1:12 scale given by the artist, are analyzed in the communication.

The material of the sculpture is concrete reinforced with stainless steel fibres, that improve its behaviour in tension and keep secure a durability to the body of the sculpture. Moreover, the rough resistant surface makes easy the adherence of the ceramic pieces that cover the concrete.

The complexity and size of the work, with a total weight close to 110 tons., annuled the possibility of constructing the sculpture in one piece. The use of the precast segments technique, frequent in the case of prestressed concrete bridges with big spans, was decided. The sculpture was divided in segments with appropriate dimensions for their fabrication and transport to the site. The joining of the several pieces was made by a sown with nine tendons constituted each one by four strands of 0.6 inches.





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

# MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

*(Continuación de Int. Portada)*

**FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).**–Acanto, 22. 28045 Madrid.

**FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Gerona).

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

**GRACE, S.A.**–Apartado 523. 08080 Barcelona.

**GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGON (GEHO).**–Universidad Politécnica de Madrid.–Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y Puertos.–Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.

**H.I.S., S.A.**–Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.

**HUARTE, S.A.–Oficina Técnica.**–Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.

**IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**–Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

**IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**–Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.

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

**INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).**—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.

**INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.

**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. CEDEX.**—Alfonso XII, 3. 28004 Madrid.

**MECANOGUMBA, S.A.**–Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

**MEKANO-4, S.A.**–Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).

**PACADAR, S.A.**–Hermosilla, 57. 28001 Madrid.

**PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.**–Apartado 138. 36600 Villagarcía de Arosa (Pontevedra).

**PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.**–Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).

**PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**–Padre Damián, 42-1º-D. 28036 Madrid.

**SENER, INGENIERIA Y SISTEMAS, S.A.**–Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).

**TECPRESA, S.A.**–Velázquez, 105. 28006 Madrid.

**TREFILERIAS QUIJANO, S.A.**–Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).

**TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**–Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

**VSL IBERICA, S.A.**–Aribau, 185, 3º, 2ª. 08021 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 04/12/2025

atep

asociación técnica
española del pretensado

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