

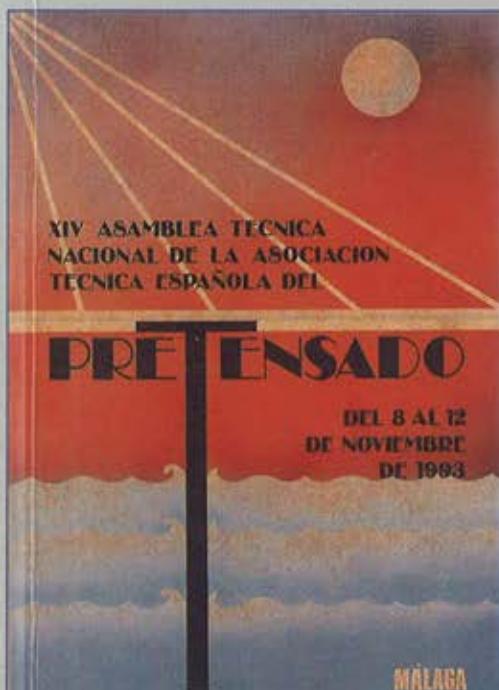
HORMIGÓN y acero

Nº 195

**ASOCIACIÓN
TÉCNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO**

**INSTITUTO
DE CIENCIAS
DE LA CONSTRUCCIÓN
EDUARDO TORROJA**

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



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.^º, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.**—Grialba, 9. 28006 Madrid.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Vicenç 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)

ASOCIACION TÉCNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PÚBLICA CON FECHA 4-3-77

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

COMITÉ DE REDACCIÓN

Director:

PIÑEIRO, Rafael

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

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



n.º 195

CUOTAS ANUALES

1995

	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

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.

(Más 16% IVA para España)

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

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).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. U.P.C.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Biblioteca.—La Coruña.
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 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 (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXISA.—Barcelona.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Valencia.

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 LEÓN.–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. SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.–Madrid.
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. (TYPSCA).–Madrid.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.–Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.–Santander.
UNIVERSIDAD DE LA CORUÑA.–La Coruña.
UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.–Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.–Valencia.
UNIVERSIDAD PUBLICA DE NAVARRA.–Pamplona.

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).
ASSOCIAÇÃO 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).
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.

NOTA: Se continúa en este número 195 de "Hormigón y Acero" la publicación de los textos de las Comunicaciones presentadas a la XIV^a 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 195, se incluyen cuatro de las Comunicaciones presentadas al Tema I, "Investigaciones y Estudios"; siete de las presentadas al Tema III A "Realizaciones. Ingeniería Civil", y dos de las presentadas al Tema III B "Realizaciones. Arquitectura".

EL COMITE DE REDACCION

hormigón y acero n.^o 195

índice

Págs.

	TEMA I "INVESTIGACIONES Y ESTUDIOS"	
457-0-213	Incorporación del efecto de difusión de fuerzas de membrana en el método del emparrillado Inclusión de l'effet de diffusion des forces membranaires dans le méthode du grillage plan. Inclusion of diffusion effects due to in-plane forces in the grillage method. <i>C. Molins y P. Roca.</i>	9-19
457-0-214	Análisis de grandes elementos de hormigón armado. Aplicación práctica del método de las bielas y tirantes Analyse de grands éléments en béton armé. Application pratique de la méthode des bielles et tirants. Analysis of large reinforced concrete elements. A practical application of the strut-and-tie method. <i>J. Romo; M. Schlaich y H. Corres.</i>	21-33
591-5-30	Recomendaciones de la ATEP para el proyecto y construcción de forjados de hormigón pretensado con armaduras postesas no adherentes Recommandations de la ATEP pour le projet et construction des hourdis de béton précontrainte avec armatures post-tendues non adhérentes. ATEP recommendations for the design and construction of post-tensioned flat slabs with unbonded tendons. <i>A.R. Marí Bernat; F. Martínez Abella y P. Roca Fabregat.</i>	35-36
685-0-28	Estudio comparativo sobre las limitaciones de permeabilidad del hormigón en las normativas española y europea Etude comparative des limites de la perméabilité du béton dans les normes espagnoles et européennes. Comparative study on concrete permeability limits in Spanish and European standards. <i>J.M. Gállego Estévez y F. Rodríguez García.</i>	37-47
TEMA III A: "REALIZACIONES. INGENIERIA CIVIL"		
591-2-263	Cuatro realizaciones en puentes mixtos de luces medias Quatre réalisations de ponts mixtes de moyenne portée. Four composite bridges of mean spans. <i>J.F. Millanes y M.A. Delgado.</i>	49-64

591-2-264	Puente de Fontejau sobre el río Ter, en Gerona, con posteo exterior Pont de Fontejau sur la rivière Ter, à Girona, en précontrainte extérieur. Fontejau's bridge over Ter river, in Gerona, external prestressing application. <i>J.A. Fernández Ordóñez, J. Martínez Calzón; F. Millanes Mato y J. García-Miguel Morales.</i>	65-78
591-2-265	Puente mixto sobre la Plaza Central del Parque Tecnológico de Andalucía, en Málaga Pont mixte sur la Place Centrale du Parc Technologique de Andalucía, à Malaga. Steel-concrete composite bridge over the Main Square of the Technological Park of Andalucía, in Malaga. <i>J.F. Millanes Mato; J. Pascual Santos y J.M. González Barcina.</i>	79-103
591-2-266	Comparación de voladizos sucesivos "in situ" con voladizos sucesivos prefabricados. (Viaducto "D'as Coruxas"; Viaducto del Darro) Comparaison entre des encorbellement par bétonnage en place et encorbellement à l'aide de voussoirs préfabriqués (Viaduc des Coruxas; viaduc du Darro). Precast cantilever construction method versus in situ cantilever construction method (Viaduct of the Coruxas; viaduc of Darro). <i>S.P. Fadón y J.E. Herrero.</i>	105-118
591-2-267	Puente del Centenario sobre la dársena del Guadalquivir, en Sevilla Pont du Centenario à Seville (Espagne). Centenario Bridge in Sevilla (Spain). <i>G. Ontañón.</i>	119-127
591-2-268	Puente Teodoro Moscoso, en Puerto Rico Le Pont Teodoro Moscoso à Puerto Rico. The Teodoro Moscoso Bridge, in Puerto Rico. <i>G. Ontañón.</i>	129-132
591-2-269	Viaducto de los Peares, sobre el río Sil Viaduc de "Los Peares" sur la rivière Sil. "Los Peares" viaduct, over the Sil River. <i>J. Moreno Torres; C. Siegrist Fernández y M.A. Utrilla Arroyo.</i>	133-140

TEMA III B "REALIZACIONES. ARQUITECTURA"

591-1-47	Proyecto y construcción de la nave de almacenamiento de la estación de mercancías de Gijón Projet et construction de la halle de stockage pour la station de marchandises à Gijon. Warehouse design and construction for the goods station in Gijon. <i>A. Azcón y J. Faraco.</i>	141-152
591-1-48	Cubiertas tensadas enmarcadas Voiles tendues sur marcs rigides. Edged tensile roofs. <i>F. Escrig y F. Duarte.</i>	153-158

EN PORTADA: Reproducción del Cartel anunciador de la XIV^a 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.

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

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.

Incorporación del efecto de difusión de fuerzas de membrana en el método del emparrillado

Climent Molins y Pere Roca

Departamento de Ingeniería de la Construcción

E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona (UPC)

1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS

A pesar de la difusión alcanzada por técnicas de cálculo más modernas y precisas, el método del emparrillado plano sigue siendo frecuentemente utilizado para el análisis de losas de hormigón armado y pretensado. Las razones de su vigente interés pueden hallarse en una gran versatilidad, la experiencia acumulada en su aplicación a distintas tipologías estructurales, la publicación de recomendaciones de uso, la fácil accesibilidad a programas de cálculo que lo incorporen, y su bajo coste numérico.

Como es sabido, el método del emparrillado permite el estudio de elementos estructurales bidimensionales planos sometidos a cargas normales a su superficie media. Sin embargo, en el análisis de ciertos casos estructurales puede ser necesario considerar los efectos de las tensiones y deformaciones en el propio plano del elemento estudiado, lo cual, en principio, rebasa las posibilidades del método. Ello ocurre en elementos que incluyen distribuciones no uniformes de pretensado, o bien en esquemas estructurales hiperestáticos con vinculaciones que coarten los movimientos en el plano producidos por deformaciones instantáneas o diferidas del hormigón. Para incorporar estos efectos en el cálculo cabe recurrir al método de los elementos finitos, cuyo uso es, en general, más costoso.

Precisamente, entre las principales aplicaciones del emparrillado plano se halla el cálculo de elementos frecuentemente, o bien ocasionalmente, pretensados, tales como tableros de puente o losas unidireccionales o bidireccionales de edificación. En los primeros, el pretensado longitudinal es sistemático a partir de cierta luz, utilizándose eventualmente pretensado transversal. En losas de edificación, el uso del pretensado en forma de armadura postesa mediante tendones no adherentes tiene interés para un amplio rango de

luces y es un recurso ampliamente utilizado en ciertos países.

El presente artículo propone una generalización del método del emparrillado, con vistas a extender su uso al estudio aproximado de la distribución de tensiones normales en placas y losas de hormigón. Tal generalización se basa en un planteamiento detallado de la condición de compatibilidad de rotaciones en extremos de barras convergentes. La necesidad de estudiar con detalle tal compatibilidad surge, principalmente, de la inclusión de la deformabilidad a cortante de las barras.

Se describen dos ejemplos de aplicación, con el fin de ilustrar las posibilidades del método de cálculo y asimismo permitir una medida de su precisión. En primer lugar, se muestra el análisis de una viga de gran canto de geometría compleja; con este ejemplo se desea ilustrar la capacidad del método para reproducir efectos intensos de difusión de fuerzas, generados por una carga concentrada aplicada en un borde.

En segundo lugar, se presenta el estudio de una losa de edificación, pretensada bidireccionalmente, en la que coexiste un sistema de tendones distribuidos con diversos grupos de tendones en banda. Tiene interés, en este caso, estudiar la efectividad de la difusión del efecto de precompresión desde las baterías de anclajes de los tendones en banda. En ambos ejemplos, las distribuciones de tensiones reproducidas se comparan con resultados de referencia obtenidos mediante el método de los elementos finitos.

2. PLANTEAMIENTO BASICO

Cuando un emparrillado espacial convencional, sin considerar la deformabilidad a cortante de las barras, es utilizado para el análisis de estructuras con cargas puntuales contenidas en su plano, la

difusión de fuerzas de membrana queda simulada únicamente a través del mecanismo de flexión local en el plano. Como consecuencia, resulta una excesiva e irreal capacidad de redistribuir fuerzas, alejada del fenómeno real. Por el contrario, cuando la deformación a cortante se incluye sin adoptar precauciones adicionales, el comportamiento en el plano aparece en exceso flexible, condicionando una escasa capacidad de distribuir; las fuerzas en el plano pueden quedar falsamente concentradas en las líneas de barras con cargas puntuales aplicadas.

Cuando, en particular, las fuerzas en el plano provienen de un pretensado, las inadecuadas distribuciones de fuerzas obtenidas pueden condicionar la bondad de posteriores estudios en servicio o en rotura. En servicio es posible detectar irreales situaciones locales de insuficiente precompresión, descompresión o incluso fisuración. En rotura, la alteración de la distribución real de compresiones podría producir, en algunos casos, una tendencia hacia inesperadas formas de rotura frágil por excesiva compresión concentrada en ciertos elementos.

Los fenómenos de difusión en el plano pueden modelizarse de forma más realista a través de la deformabilidad a cortante de las barras, por lo que su acertado tratamiento exige la incorporación de este aspecto en el método. Sin embargo, la inclusión del comportamiento a cortante en el plano requiere algunas modificaciones adicionales.

Estas son: (1) la consideración de nudos finitos, (2) la redefinición de la compatibilidad de giros en extremos de elementos convergentes, y (3) la concentración de la deformación a cortante en bielas de conexión entre elementos, rígidas a flexión en el plano. Todo ello se describe con mayor detalle en los siguientes apartados.

3. TECNICA DE MODELIZACION DE EFECTOS EN EL PLANO

3.1. Fundamentos teóricos

Una formulación semejante a la que se propone, viene siendo ya aplicada al cálculo de elementos verticales de edificación que trabajen básicamente en su plano tales como pantallas o paneles de núcleos, para los cuales Kwan [1, 2], y otros previamente de manera más tentativa, han formulado métodos basados en el cálculo mediante sistemas equivalentes de barras. Particularmente, Kwan ha formulado elementos de panel obtenidos por condensación de grados de libertad de sistemas de barras, que pueden ser empleados para simular tanto muros macizos como muros con aberturas, en este último caso utilizando también elementos de dintel. La propuesta que se rea-

liza en el presente artículo parte, básicamente, de conceptos puestos de manifiesto por este investigador.

Emparrillado de barras materiales

El modelo teórico surge de la combinación de vigas de Timoshenko con la consideración de nudos finitos, estos últimos representados por bielas rígidas frente a ciertos efectos. Como es bien conocido, en el modelo de viga de Timoshenko se distingue entre la rotación que en cada sección experimenta la directriz de la barra (θ_s), relacionada con el comportamiento deformacional a flexión, y la propia rotación de la sección respecto a la directriz (ϕ_s), relacionada con la deformación a cortante. La rotación total experimentada por una sección (ω_s) es suma de ambas contribuciones ($\omega_s = \theta_s + \phi_s$). Se supone que las secciones, al deformarse la viga, permanecen planas, pero no necesariamente perpendiculares a la directriz, asociándose tal diferencia al giro a cortante ϕ_s .

Al considerar un emparrillado formado por vigas de Timoshenko, aparece la necesidad de distinguir entre los giros θ_s y ω_s , de eje normal al plano, para establecer adecuadamente la compatibilidad de movimientos en extremos de elementos convergentes. Habitualmente, en entramados en los que se incluya la deformación por cortante, suele trabajarse igualando por compatibilidad los giros totales de las secciones extremas, sin más consideración. Sin embargo, tal y como observa Kwan [1, 2], esta compatibilidad debería establecerse, realmente, entre la rotación total de la sección de contacto del elemento incidente (ω_1) y (ω_2) por una parte, y el giro del paramento del elemento receptor (identificable al de su directriz), por otra parte (figura 1). Ello es consecuencia de simples observaciones geométricas cuando se consideran dimensiones transversales finitas en los elementos.

Si, por ejemplo, los elementos longitudinales no se incurvan perceptiblemente en el plano, entonces el giro total experimentado por las secciones extremas del elemento transversal debería ser

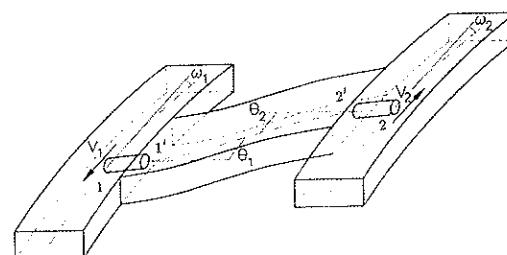


Fig. 1. Consideración de nudos finitos, mediante bielas deformables a cortante, en la unión de elementos longitudinales y transversales.

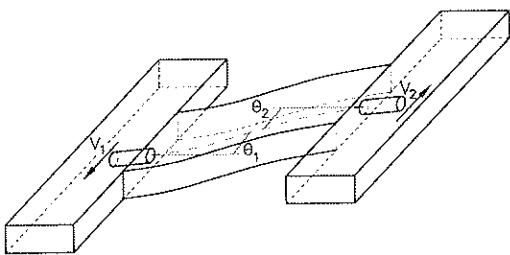


Fig. 2. Caso con incurvación nula en barras longitudinales. La rotación de las secciones de contacto en barras transversales se corresponde con la deformación pura a cortante de las barras longitudinales.

nulo (figura 2). En este caso, cabría relacionar directamente la rotación de la directriz de los elementos transversales con la deformación a cortante de los elementos longitudinales.

Sin embargo, para posibilitar esta forma de compatibilidad de giros es preciso concebir un tratamiento formulístico tal, que permita manejar una única variable de rotación para todos los elementos convergentes en un nudo, a pesar de que tal variable tenga distinto significado energético en elementos longitudinales y transversales. En particular, cabe utilizar como grado de libertad común los giros ω_1 y ω_2 (figura 1) que en los elementos longitudinales tiene significado de giro de directriz y en los transversales de rotación seccional.

El dispositivo que permite llevar a cabo esta operación, asimismo propuesto por Kwan, consiste en eliminar de los elementos longitudinales su deformación a cortante, transfiriéndola a unas bielas de conexión. Tales bielas se definen infinitamente rígidas a flexión en el plano y con una flexibilidad a cortante equivalente a la del elemento longitudinal al que se hallan asociadas (figura 1).

Cuando el sistema forma parte de un emparrillado plano, los elementos no deben ser modificados en ningún sentido por lo que respecta al comportamiento frente a la flexión y cortante normales al plano. Ello es así puesto que, manteniendo la hipótesis de elasticidad lineal, los mecanismos de emparrillado puro y de membrana permanecerán perfectamente desacoplados.

Existen dos posibles tratamientos según se elija a los elementos orientados en una u otra de las direcciones principales del emparrillado para representar las barras transversales de conexión con deformación a cortante; no obstante, se consiguen resultados más satisfactorios cuando éstos se orientan perpendicularmente a los ejes de las cargas puntuales aplicadas, opción que resulta

más coherente con el fenómeno que se desea representar.

Emparrillado equivalente a una losa uniforme

Cuando el emparrillado se obtiene como sistema equivalente a una losa uniforme (sin huecos regulares), los conceptos anteriores pueden, igualmente, utilizarse para obtener un modelo que incorpore efectos de difusión en el plano. En este caso, la biela de conexión deformable a cortante debe extenderse a todo el elemento transversal de unión (figura 3). El giro de su directriz (θ_1 o θ_2) es de sólido rígido, producido por el movimiento longitudinal diferencial ocurrido entre ejes de elementos longitudinales, y coincide, excepto por el signo, con el giro experimentado por las secciones.

Como en el caso anterior, existen dos posibles formas de discretización, en función de la familia de barras que se elija para su asimilación a bielas deformables a cortante; para ello, nuevamente, resultará más adecuado elegir la familia de barras perpendiculares a las cargas concentradas aplicadas.

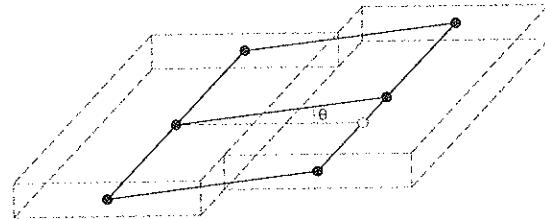


Fig. 3. Barra transversal como biela deformable a cortante, en el caso de losa uniforme discretizada como emparrillado.

3.2. Bases de la formulación

El objetivo esencial de la formulación reside en obtener una expresión de la matriz de rigidez que, con independencia de la posición y comportamiento de las barras en el emparrillado modificado, relacione unas mismas fuerzas y movimientos y, que en concreto, contemple una misma variable de giro en extremo de barra. De esta forma, puede llevarse a cabo el ensamblaje de matrices de rigidez utilizando los procedimientos habituales.

A este efecto resulta ventajoso utilizar el giro de la directriz de los elementos longitudinales (ω_1 y ω_2) como variable de control. Para estos elementos tal giro excluye la deformación a cortante y la relación entre esfuerzos y movimientos en el plano se expresa matricialmente como

$$\begin{bmatrix} N_1 \\ V_1 \\ M_1 \\ N_2 \\ V_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} EA/l & 0 & 0 & -EA/l & 0 & 0 \\ 0 & 12EI/l^3 & 6EI/l^2 & 0 & -12EI/l^3 & -6EI/l^2 \\ 0 & 6EI/l^2 & 4EI/l & 0 & -6EI/l^2 & 2EI/l \\ -EA/l & 0 & 0 & EA/l & 0 & 0 \\ 0 & -12EI/l^3 & -6EI/l^2 & 0 & 12EI/l^3 & -6EI/l^2 \\ 0 & 6EI/l^2 & 2EI/l & 0 & -6EI/l^2 & 4EI/l \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \end{bmatrix} \quad (1)$$

En el elemento transversal, por el contrario, el giro de control ω_i ($i = 1, 2$) coincide con la rotación experimentada por sus secciones. La relación entre fuerzas y movimientos debe considerar, por lo tanto, la deformabilidad a cortante según el tratamiento clásico de los elementos de viga de Timoshenko. Esta relación, formulada entre los extremos de contacto 1' y 2', adquiere la forma

$$\begin{bmatrix} N'_1 \\ V'_1 \\ M'_1 \\ N'_2 \\ V'_2 \\ M'_2 \end{bmatrix} = \frac{1}{1+\alpha'} \begin{bmatrix} (1+\alpha')\frac{EA}{l'} & 0 & 0 & (1+\alpha')\frac{EA}{l'} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l'^3} & \frac{6EI}{l'^2} & 0 & -\frac{12EI}{l'^3} & \frac{6EI}{l'^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l'^2} & \frac{(4+\alpha')\frac{EI}{l'}}{l'} & 0 & -\frac{6EI}{l'^2} & \frac{(2-\alpha')\frac{EI}{l'}}{l'} \\ (1+\alpha')\frac{EA}{l'} & 0 & 0 & (1+\alpha')\frac{EA}{l'} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{l'^3} & -\frac{6EI}{l'^2} & 0 & \frac{12EI}{l'^3} & -\frac{6EI}{l'^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l'^2} & \frac{(4+\alpha')\frac{EI}{l'}}{l'} & 0 & -\frac{6EI}{l'^2} & \frac{(4+\alpha')\frac{EI}{l'}}{l'} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u'_1 \\ v'_1 \\ w'_1 \\ u'_2 \\ v'_2 \\ w'_2 \end{bmatrix} \quad (2)$$

donde

$$\alpha' = \frac{12EI}{GA * l^2} \quad (3)$$

Es preciso relacionar movimientos y fuerzas entre nudos de contacto 1' y 2', y de ejes de elemento longitudinal, 1 y 2. Ambos pares de nudos están unidos a través de bielas rígidas a flexión (cuya directriz es indeformable) y, por lo tanto, las correspondientes fuerzas y desplazamientos pueden relacionarse a través de una transformación de movimiento de sólido rígido. Este movimiento está controlado por los giros θ_1 y θ_2 según

$$u'_1 = u_1 \quad (4)$$

$$v'_1 = v_1 + a_1 \theta_1 \quad (5)$$

$$u'_2 = u_2 \quad (6)$$

$$v'_2 = v_2 + a_2 \theta_2 \quad (7)$$

donde a_1 , a_2 refieren la longitud de las bielas de conexión

Además, por compatibilidad (suponiendo que todas las fibras paralelas a la directriz experimentan un mismo giro y que, en particular, ello es así en el paramento de los elementos longitudinales)

$$\omega'_1 = \omega_1 \quad (8)$$

$$\omega'_2 = \omega_2 \quad (9)$$

La asunción de deformación a cortante constante en elementos longitudinales (entre cada dos barras transversales) permite introducir la relación

$$\theta_1 = \omega_1 + \phi_1 = \theta_1 = \omega_1 - (V_1/Ght_1) \quad (10)$$

$$\theta_2 = \omega_2 + \phi_2 = \theta_2 = \omega_2 - (V_2/Ght_2) \quad (11)$$

en la que h es la semisuma de las distancias de las barras transversales inmediatamente superior e inmediatamente inferior a la considerada, y t_1 y t_2 , son, respectivamente, los cantos (normales al plano) de los elementos longitudinales.

Por equilibrio

$$N_1 = N'_1 = -N_2 = -N'_2 \quad (12)$$

$$V_1 = V'_1 = -V_2 = -V'_2 \quad (13)$$

$$M_1 = M'_1 - a_1 V'_1 \quad (14)$$

$$M_2 = M'_2 - a_2 V'_2 \quad (15)$$

Utilizando las ecuaciones de compatibilidad cinemática (4)-(9), de equilibrio (12)-(15) y constitutiva a nivel elemental (2), (10),(11), y realizando oportunas operaciones algebraicas (detalladas en [1]) es posible obtener, finalmente, la siguiente ecuación de equilibrio para las barras transversales,

$$\begin{bmatrix} N_1 \\ V_1 \\ M_1 \\ N_2 \\ V_2 \\ M_2 \end{bmatrix} = \frac{1}{1+\alpha''} \begin{bmatrix} (1+\alpha'')\frac{EA}{l'} & 0 & 0 & (1+\alpha'')\frac{EA}{l'} & 0 & 0 \\ 0 & \frac{12EI}{l'^3} & \frac{6EI}{l'^2} & 0 & -\frac{12EI}{l'^3} & \frac{6EI}{l'^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l'^2} & \frac{(4+\alpha'')\frac{EI}{l'}}{l'} & 0 & -\frac{6EI}{l'^2} & \frac{(2-\alpha'')\frac{EI}{l'}}{l'} \\ (1+\alpha'')\frac{EA}{l'} & 0 & 0 & (1+\alpha'')\frac{EA}{l'} & 0 & 0 \\ 0 & -\frac{12EI}{l'^3} & -\frac{6EI}{l'^2} & 0 & \frac{12EI}{l'^3} & -\frac{6EI}{l'^2} \\ 0 & \frac{6EI}{l'^2} & \frac{(2-\alpha'')\frac{EI}{l'}}{l'} & 0 & -\frac{6EI}{l'^2} & \frac{(4+\alpha'')\frac{EI}{l'}}{l'} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_1 \\ v_1 \\ w_1 \\ u_2 \\ v_2 \\ w_2 \end{bmatrix} \quad (16)$$

donde

$$\alpha'' = \frac{12EI}{l^2 GA_{eq}} \quad (17)$$

$$A_{eq} = \frac{l}{\left[\frac{l}{A_s} + \frac{a_1}{ht_1} + \frac{a_2}{ht_2} \right]} \quad (18)$$

La ecuación (17) incorpora matemáticamente el efecto de las bielas manteniendo una interesante semejanza formal con (2).

3.3. Aspectos numéricos

La implementación de esta formulación en un método de cálculo matricial es casi automática si

éste incorpora el tratamiento de elementos con extremos rígidos. Efectivamente, basta en este caso calcular adecuadamente el parámetro α'' en los elementos transversales, introducir en estos bielas rígidas de longitudes a_1 y a_2 e impedir la deformación por cortante en elementos verticales, lo cual equivale a tomar $\alpha = 0$.

En el caso de un emparrillado equivalente a una losa uniforme, las bielas rígidas ocupan toda la longitud del elementos transversal, debiendo éste, en principio, definirse con nula luz libre; éste es un caso extremo que la formulación presentada no admite. Sin embargo, es posible trabajar con luces ficticias muy reducidas obteniendo resultados numéricamente admisibles. Los autores han ensayado este procedimiento alcanzando, en general, resultados satisfactorios; en particular, han procedido de esta forma al analizar los dos ejemplos aportados.

Una alternativa más aceptable desde el punto de vista numérico estriba en implementar en el método una matriz especial para elementos no deformables a flexión pero sí deformables a cortante y axil. Una variante de esta estrategia, consistente en definir extremos rígidos de vigas deformables a cortante, ha sido utilizada para la adaptación a este tipo de aplicaciones del programa CRIPTA para cálculo de entramados espaciales mediante Formulación Matricial Generalizada [3].

3.4. Aplicabilidad y limitaciones

El método propuesto, a pesar de los dispositivos que incluye, dista de representar exactamente todos los comportamientos posibles de un elemento bidimensional general con mecanismos acoplados de placa y membrana.

En este sentido, y como se desprende de la formulación presentada, es de notar que el método solamente admite considerar cargas puntuales aplicadas en una dirección. Sin embargo, es posible introducir cargas distribuidas uniformes (o poco variables) en dos bordes paralelos; así resulta factible, por ejemplo, tratar casos de tableros de puente con pretensado longitudinal y transversal, o bien losas postesas con pretensado concentrado en una dirección y distribuido en la otra dirección. También es posible analizar losas de edificación que trabajen como vigas de gran canto ante acciones horizontales actuando en una dirección principal de la planta.

Por otra parte, y aun incluyendo la deformación axial de los elementos, no queda bien representado el efecto Poisson (deformación transversal inducida por tensiones axiales), por lo que es preciso considerar que al menos exista un borde de emparrillado libre en la dirección de las cargas puntuales aplicadas.

4. EJEMPLOS

4.1. Ejemplo 1: Viga de gran canto con ventana

Con este ejemplo, tomado de un conocido artículo de Schlaich y otros [4] se desea ilustrar la capacidad del método para reproducir complejos efectos de difusión de fuerzas en un elemento estructural de geometría compleja debido a la presencia de un importante hueco (figura 4). Consiste en una viga de gran canto, de 7,5 m de longitud, 4,7 m de altura y 0,4 m de espesor. La luz libre entre apoyos es de 7,0 m. Próxima a su esquina inferior izquierda existe una ventana cuadrada, de 1,5 m de lado. Se considera una carga vertical, concentrada, de 3 MN, aplicada a 2,5 m del eje del apoyo izquierdo.

Unos resultados de referencia han sido obtenidos a partir del cálculo elástico mediante elementos finitos de tensión plana, utilizando un código de amplia difusión[5]. La malla utilizada constó de 126 elementos cuadráticos, ordenados según hileras y columnas de 15 y 9 elementos, respectivamente (figura 4). Las distribuciones de tensiones verticales y horizontales se muestran en las figuras 4 y 5.

Un modelo alternativo se construyó según la generalización del emparrillado presentada, utilizando para ello una malla de barras organizada según una cuadrícula de 14 elementos en la dimensión horizontal y 8 elementos en dimensión vertical (figura 6). Esta malla se formó de tal manera que los nudos del segundo modelo coincidieran con centros geométricos de los elementos bidimensionales del primero. En coherencia con la orientación de la carga concentrada aplicada, se trató, a modo de bielas rígidas a flexión en el plano y deformables a cortante, al conjunto de barras horizontales, con la excepción de aquéllas que modelan la longitud de viga existente bajo la ventana. Sin embargo, también estas últimas fueron conectadas mediante bielas del tipo definido a los ejes de los elementos verticales adyacentes.

Los resultados obtenidos en cuanto a tensiones horizontales y verticales para el modelo de emparrillado se representan en las figuras 6 y 7. En éstas, los valores de tensiones alcanzados en distintos puntos, deducidos a partir de los esfuerzos normales en barras, han sido representados en forma de curvas de nivel para facilitar una comparación directa con los resultados anteriores. La comparación de resultados pone de manifiesto una satisfactoria coincidencia, muy especialmente en lo relativo a la distribución de tensiones verticales. Es remarcable que el sistema de barras equivalente definido haya permitido incluso reproducir los efectos de concentración de tensiones que aparecen alrededor de los ángulos de ventana.

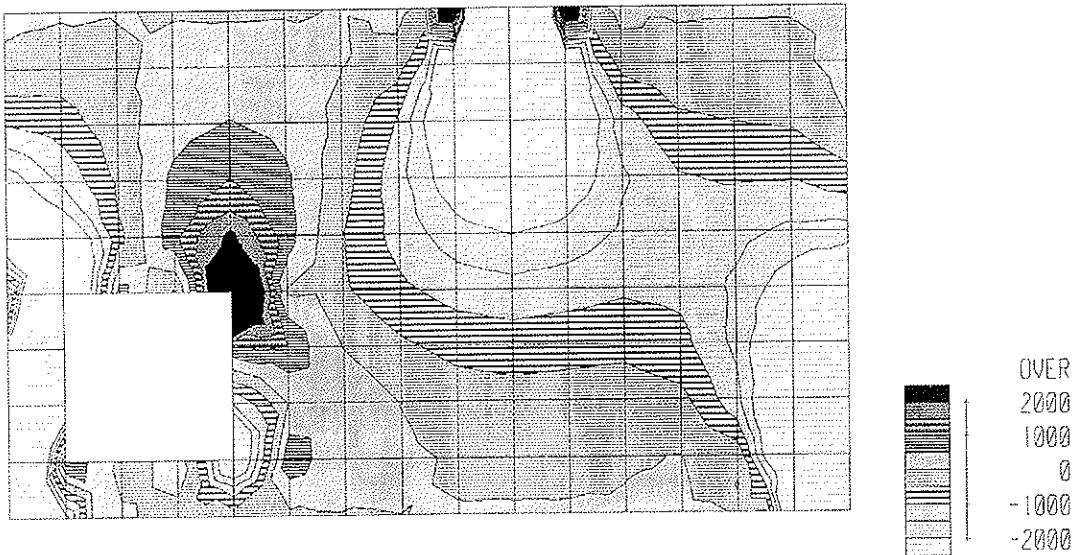


Fig. 4. Ejemplo 1. Tensiones verticales obtenidas mediante elementos finitos (kPa).

En la distribución de tensiones horizontales, cualitativamente satisfactoria, no quedan, sin embargo, bien acotados los valores máximos de compresión o tracción que resultan en los bordes superior e inferior de la estructura. El grado de resolución proporcionado por la discretización en emparrillado utilizada resulta insuficiente para tratar con precisión los fuertes gradientes de tensiones horizontales que aparecen de forma local en tales zonas. Sin embargo, la integral del volumen de tracciones en el borde inferior da lugar a una correcta estimación del esfuerzo ante el cual se debería dimensionar la armadura principal de la viga.

4.2. Ejemplo 2: Losa pretensada de edificación

Este modelo experimental ha sido exhaustivamente descrito en documentos anteriormente publicados [6]. Se trata de una losa maciza, rectangular, apoyada en nueve pilares, con luces de 5,0 m y 4,8 m en las direcciones longitudinal y transversal, respectivamente. Esta losa, de 14 cm de canto, fue pretensada mediante un sistema bidireccional de tendones, constituido por tres grupos de tendones concentrados en banda, en la dirección longitudinal, y una serie de tendones equiespaciados, en la dirección transversal, según muestra la figura 8.

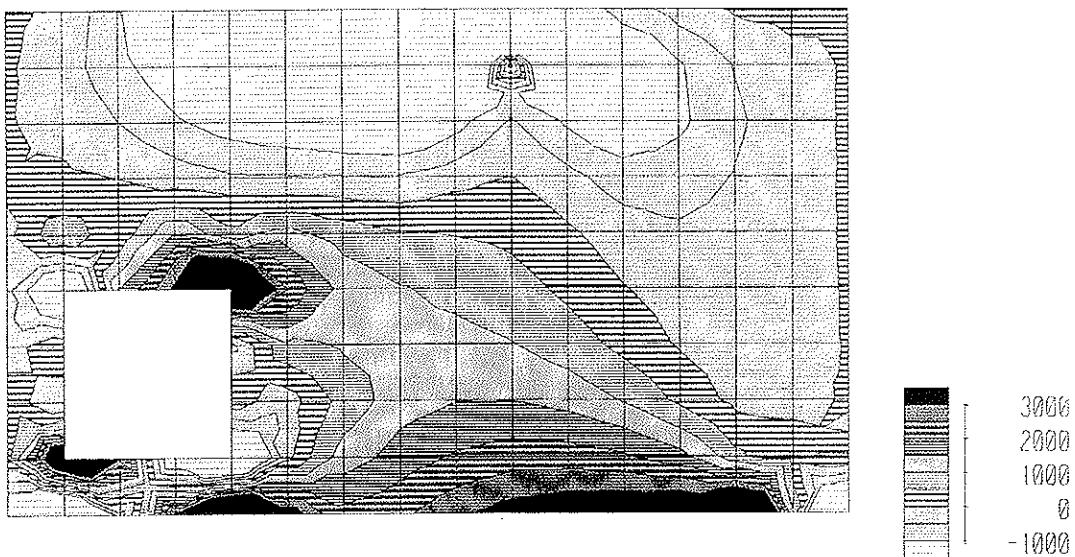


Fig. 5. Ejemplo 1. Tensiones horizontales obtenidas mediante elementos finitos (kPa).

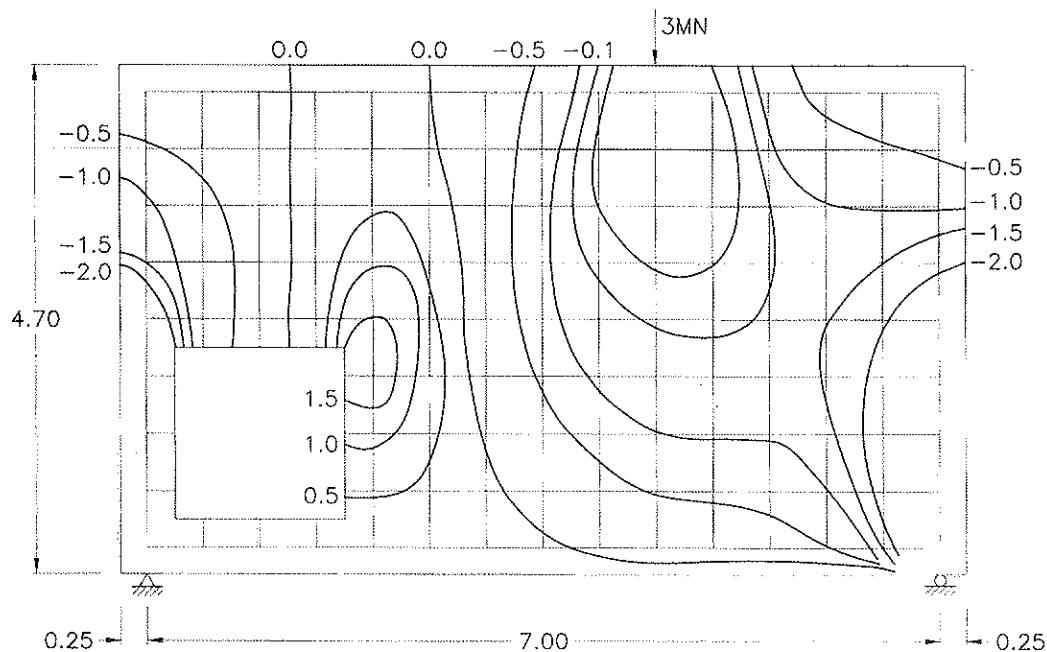


Fig. 6. Ejemplo 1. Tensiones verticales obtenidas mediante emparrillado modificado (MPa).

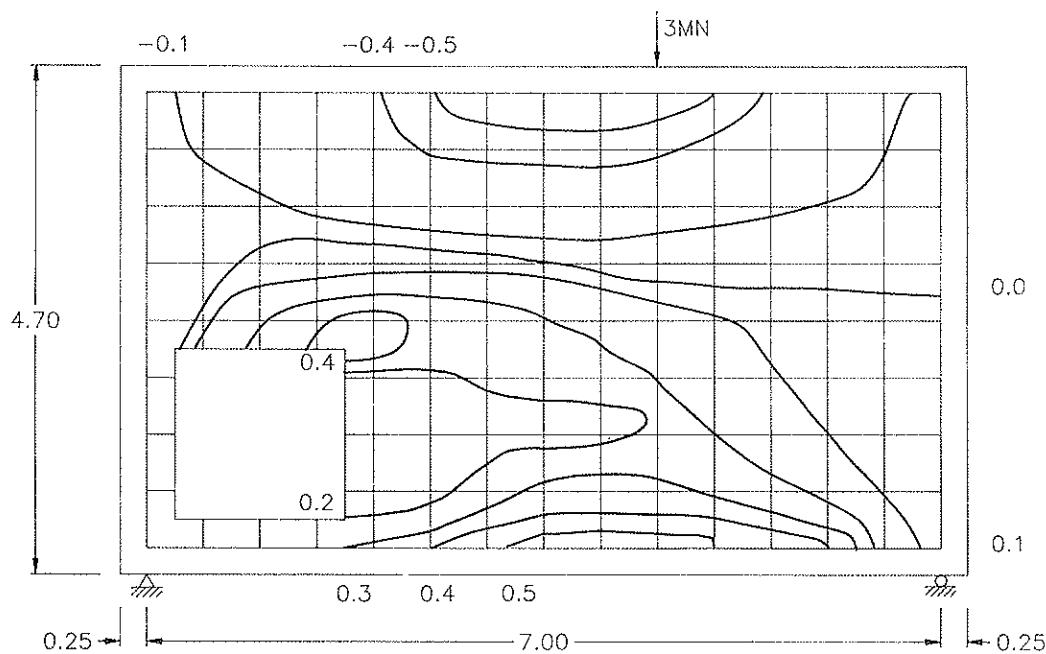


Fig. 7. Ejemplo 1. Tensiones horizontales obtenidas mediante emparrillado modificado (MPa).

Las características de esta losa provienen de un modelo experimental ensayado, en servicio y hasta rotura, en el Laboratorio de Tecnología de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y P. de Barcelona durante 1991.

Un aspecto particular para el que se ha descrito es el método presentado, estriba en el estudio

de la distribución de la precompresión media con la distancia a los anclajes. Según las normativas y recomendaciones al uso, tal precompresión debía alcanzar un cierto valor mínimo de 1,0 MPa. En la dirección longitudinal la fuerza de pretensado se suministra de forma concentrada a través de las baterías de tendones en banda, lo cual hace preciso un cierto estudio de la eficacia del efecto de

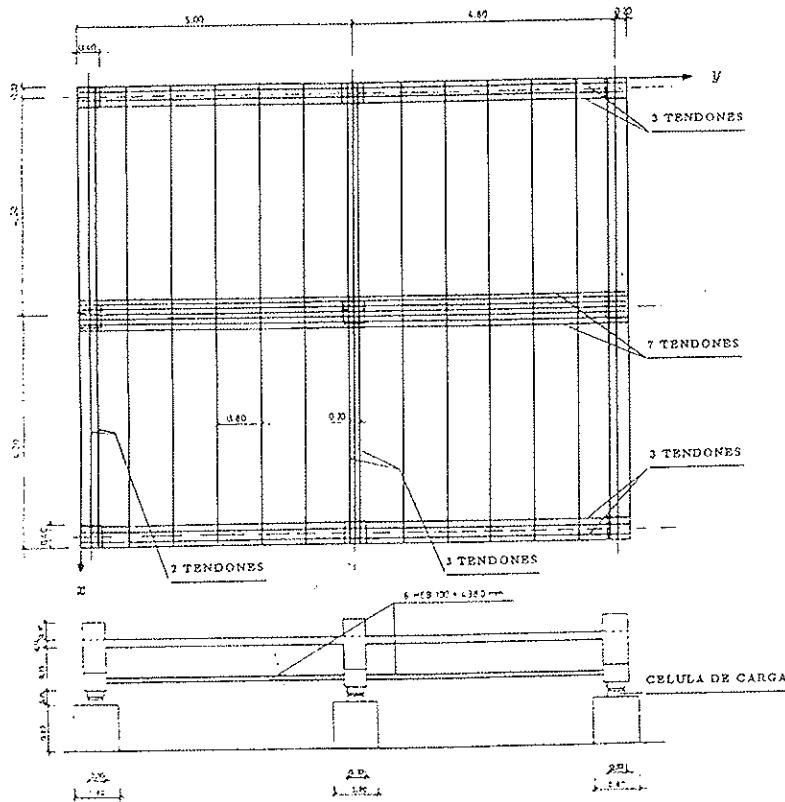


Fig. 8. Ejemplo 2. Geometría y disposición de tendones.

difusión en que se confía para garantizar la precompresión mínima en secciones críticas. Esta precompresión condiciona de forma importante el comportamiento en servicio de ésta, y puede asimismo influir sensiblemente en rotura, al tratarse de secciones con escaso o nulo refuerzo pasivo.

En el estudio de referencia por elementos finitos, se trabajó con una malla densa formada por 800 elementos (figura 9). Por el contrario, para el análisis mediante emparrillado modificado, se definió un sistema formado por 88 barras (figura 10). De éstas, las barras transversales, perpendiculares a las cargas, se identificaron a bielas rígidas, a flexión, y con deformabilidad equivalente a cortante en el plano.

La comparación de los resultados relativos a la distribución de esfuerzos normales longitudinales (figuras 9 y 10) muestra una muy satisfactoria coincidencia, ilustrando la exactitud del método propuesto en el tratamiento de este tipo de fenómenos.

De ambos análisis se obtiene una adecuada visión del alcance de la difusión de las tensiones de compresión, mostrando que, a pesar de suministrar la fuerza de pretensado en forma de carga muy concentrada, su efecto se distribuye rápidamente superándose el valor mínimo deseado en la mayor parte de la estructura.

5 CONCLUSIONES

Es posible, a través de ciertas operaciones, extender el método del emparrillado espacial al análisis de casos estructurales en los que existan significativos efectos de difusión de fuerzas en el plano en combinación con cargas perpendiculares a éste. Esta posibilidad se fundamenta en una formulación que combina el uso de vigas de Timoshenko con la consideración de nudos de dimensión finita en el plano de los elementos.

La utilización práctica de esta extensión puede llevarse a cabo a través de un método convencional para cálculo de estructuras reticulares espaciales que además prevea extremos rígidos en barras.

Aunque ciertamente el uso de sistemas equivalentes de barras para el estudio de efectos de membrana consista tan sólo en una aproximación, es sin embargo posible alcanzar una precisión suficiente, incluso modelizando situaciones complejas por la distribución de cargas o la geometría tratada.

La ventaja en sencillez de medios y limitado esfuerzo de ordenador que presenta esta técnica frente a otras más potentes y generales (particularmente el método de los elementos finitos) es perceptible en el cálculo de elementos regulares y macizos, pero se hace especialmente patente a medida que la complejidad de la geometría anali-

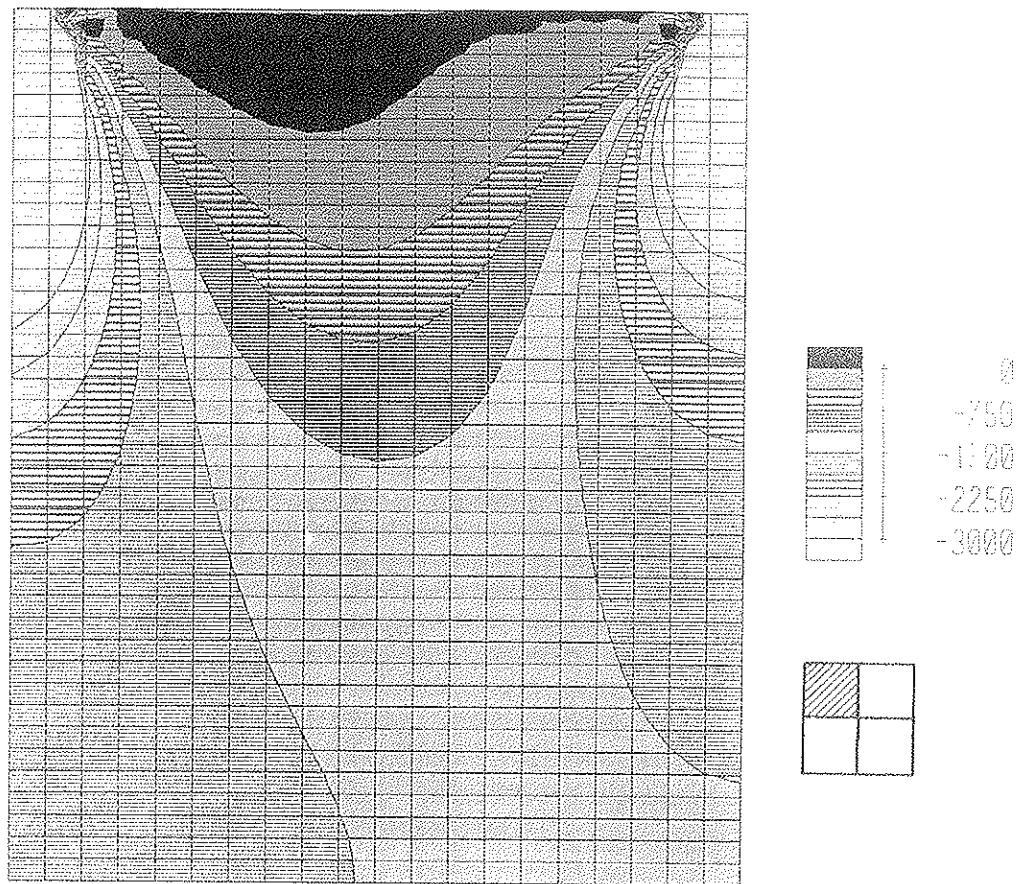


Fig. 9. Ejemplo 2. Tensiones longitudinales obtenidas mediante elementos finitos (kPa)

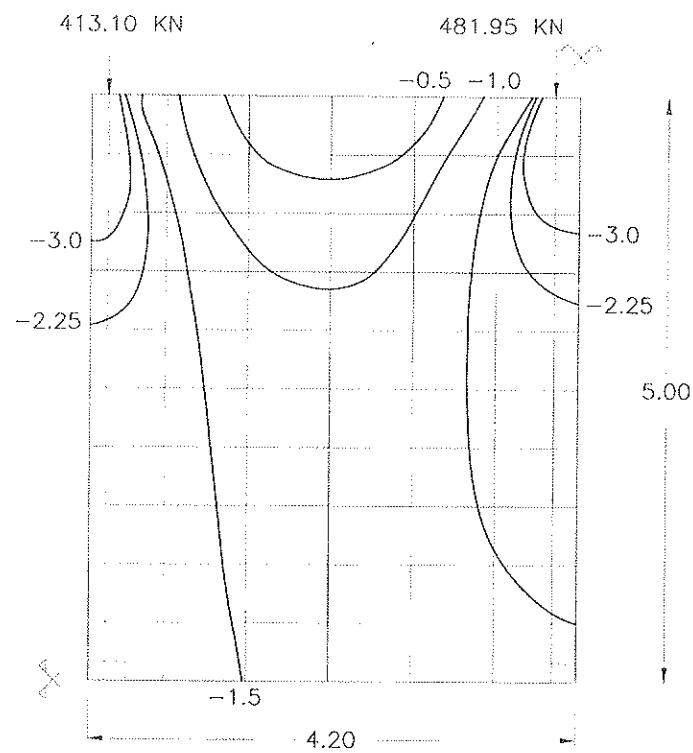


Fig. 10. Ejemplo 2. Tensiones longitudinales obtenidas mediante emparrillado modificado (MPa).

zada aumenta con la existencia de huecos, nervios y aligeramientos en general, u otras posibles irregularidades. Estos casos, que requieren sólo moderadas sofisticaciones del modelo de emparrillado, precisan, por el contrario, de la definición de mallas muy densas de elementos finitos, encareciendo muy considerablemente el análisis y aumentando asimismo la necesidad de trabajo previo de preparación de datos.

Agradecimientos

La redacción de este artículo es consecuencia de estudios llevados a cabo en el contexto de una investigación más amplia sobre métodos de análisis estructural. El primer autor agradece al Ministerio de Educación y Ciencia el soporte recibido a través de una Beca de Formación de Personal Investigador.

NOTACION UTILIZADA

- A : Área de sección en elemento de viga
- A^* : Área equivalente a cortante
- E : Módulo de deformación
- G : Módulo de deformación transversal
- h : distancia entre barras transversales
- t_k : espesor de un elemento k
- l : longitud de elemento de viga entre nudos libres
- l' : luz libre de elemento de viga
- a_1, a_2 : longitudes de las bielas rígidas
- u_p, u'_p, u_2, u'_2 : movimientos en la dirección transversal en los nudos 1,1', 2,2'
- v_p, v'_p, v_2, v'_2 : movimientos en la dirección longitudinal en los nudos 1,1', 2,2'
- N_p, N'_p, N_2, N'_2 : esfuerzo axial en nudos 1,1', 2,2'
- V_p, V'_p, V_2, V'_2 : esfuerzo cortante en nudos 1,1', 2,2'
- M_p, M'_p, M_2, M'_2 : momentos flectores en nudos 1,1', 2,2'

Rotaciones genéricas

- θ_s : giro de directriz
- ω_s : giro de sección
- ϕ_s : rotación equivalente, por deformación a cortante

Giros en elementos transversales de conexión

- ω'_1, ω'_2 : Giros de sección, en nudos 1' y 2', paralelos a directriz
- θ_r, θ_2 : Giros de directriz en nudos 1' y 2'

Giros en elementos longitudinales

- ω_1, ω_2 : giros de directriz en nudos 1 y 2
- ω'_1, ω'_2 : giros de paramento longitudinal, en nudos 1' y 2'
- θ_r, θ_2 : giros de sección, en nudos 1 y 2
(Sentido de giro antihorario positivo)

REFERENCIAS

1. KWAN, A.K.H. «Analysis of Coupled Wall/Frame Structures by Frame Method with Shear Deformation Allowed». Proc. Instn Civ. Engrs., part 2, 1991
2. KWAN, A.K.H. «Rotational DOF in the Frame Method Analysis of Coupled Shear/Core Wall Structures». Computers and Structures, Vol. 44, N.^o 5, 1992.
3. MOLINS, C.; ROCA, P. y MARÍ, A.R. «Una formulación matricial generalizada. I-Análisis estático». Revista Internacional de Métodos Numéricos, 1994. (En prensa).
4. SCHLAICH, J.; SCHÄFER, K.; JENNEWIN, M. «Toward a Consistent Design of Structural Concrete». PCI Journal, Vol. 32, N.^o 3, 1987.
5. WILSON, E.L. «Structural Analysis Program». Computers & Structures Inc., Berkeley, 1990.
6. MARTÍNEZ, F.; ROCA, P. y MARÍ, A.R. «Ensayos bajo cargas de servicio de una losa postensada con tendones no adherentes. Resultados experimentales y comparación con las predicciones analíticas». Hormigón y Acero, N.^o 187, 1993.

RESUMEN

El emparrillado plano es uno de los métodos de proyecto habitualmente utilizados para el análisis estructural de placas y losas de hormigón, de puentes y edificación. Como es sabido, el método del emparrillado permite el estudio de elementos estructurales bidimensionales planos sometidos a cargas normales a su plano.

Sin embargo, en el análisis de ciertos elementos bidimensionales puede ser necesario contemplar las tensiones y deformaciones contenidas en su propio plano. Disposiciones concentradas de pretensado, esquemas estructurales hiperestáticos con vinculaciones que coarten los movimientos en el plano del emparrillado, junto con los efectos debidos a las deformaciones diferidas del hormigón, son aspectos que exceden las posibilidades

del emparrillado convencional (aunque se extienda a 6 grados de libertad por nodo). Por ahora, los efectos citados anteriormente sólo pueden incluirse en el análisis mediante el Método de los Elementos Finitos, cuyo uso resulta en general más caro.

La inclusión en el emparrillado de los efectos tenso-deformacionales en su plano puede realizarse, sin embargo, a partir de la correcta compatibilización de giros en los nodos cuando se provee de extremos rígidos a elementos de viga de Timoshenko, con deformación a cortante incluida como un giro adicional. En el presente artículo se desarrollan los fundamentos teóricos y aspectos básicos de la formulación que permiten extender el uso del emparrillado al análisis de los efectos en el plano, de losas y placas.

Para ilustrar las posibilidades del método que se propone, se describen los ejemplos de una losa de edificación pretensada y una viga de gran canto con una carga puntual aplicada en su borde superior, comparándose, en ambos casos, resultados obtenidos mediante el método propuesto y mediante elementos finitos.

SUMMARY

The grillage method is often used for the structural analysis of concrete plates and slabs of bridges and buildings. As is well known, the grillage

method allows for the study of bidimensional structural members subjected to loads normal to their mid-surface.

However, the analysis of certain bidimensional members may require the consideration of in-plane stresses and strains. This may be important in the analysis of prestressing provided by concentrated sets of tendons or hyperstatic structural systems with constrained in-plane displacements combined with the effects due to the time dependent deformation of concrete. Those aspects exceed the capabilities of the conventional grillage method and are presently treated by means of the finite element method, which is in general more costly.

The inclusion of in-plane effects in the grillage may be accounted for through the correct treatment of the compatibility of rotations at nodes, and by providing rigid links, representing finite nodes, in Timoshenko beams with shear strain as an additional rotation. In this paper, both the theoretical and the analytical bases for the extension of the grillage to the analysis of in-plane effects in plates and slabs are presented.

To illustrate the possibilities of the proposed method, two examples consisting of a prestressed slab (belonging to a building structure), and a deep beam subjected to a concentrated load, are presented. In both cases, results obtained by means of extended grillage and also by finite elements are compared and discussed.

CEMCO 95 - Seminario S4

Evaluación estructural. Patología, diagnóstico y soluciones de intervención

Programa

Martes 18 abril

10.00 Presentación del Seminario	José P. Gutiérrez Jiménez Francisco Morán Cabré IETcc
10.30 Sistemas para el diagnóstico y peritaje de estructuras. Criterios y metodología de inspección	Enrique González Valle INTEMAC
12.00 Patología de proyecto. Tipologías más usuales. Criterios para evitar y/o corregir estos problemas	Enrique González Valle
15.30 Informes de patología y de peritaje de estructuras	
17.00 Evaluación estructural. Estimación de la seguridad residual en estructuras existentes	Alvaro García Meseguer Plan Nacional de I + D Víctor Ríos Berzueta DRAGADOS

Miércoles 19 abril

09.30 El arte de la diagnosis	Antonio González Serrano PROXECTOS
10.30 Intervenciones de reparación y refuerzo de estructuras. Algunos casos estudiados	Antonio González Serrano
12.00 Algunos casos de patología y diagnóstico de estructuras	
15.30 Patología por fallos de adherencia y corrosión de armaduras en estructuras de hormigón armado	Luis Ortega Basagoiti Jesús Rodríguez Santiago GEOCISA
17.00 Experiencias del IETcc en patología de estructuras	Mª Dolores García Alonso IETcc
18.00 Análisis experimental de estructuras. Ensayos de evaluación estructural. Monitorización de estructuras	José P.Gutiérrez Jiménez IETcc Cecilio López Hombrados IETcc

Jueves 20 abril

09.30 Limitación y control de deformaciones en estructuras. Patología como consecuencia de deformabilidad excesiva. Límites de flechas. Criterios básicos de diseño	Alfonso del Río Bueno ETS de Arquitectura
10.30 Sistemas de refuerzo de elementos estructurales de hormigón armado	Alfonso del Río Bueno
12.00 Refuerzo estructural mediante bandas de acero encoladas con adhesivos epoxídicos	Manuel Fernández Cánovas ETS de Ing. CCP
15.30 La patología del refuerzo. Intervenciones de reparación y refuerzo inadecuadas	Alejandro Muñoz Robleño REINFORCING
17.00 Patología de cimentaciones	Angel Uriel Ortiz URIEL y Asociados
18.00 Refuerzo y recalce de cimentaciones	Angel Uriel Ortiz

Viernes 21 abril

10.00 Visita técnica.

Análisis de grandes elementos de hormigón armado. Aplicación práctica del método de las bielas y tirantes

**José Romo. Ingeniero de Caminos
Michael Schlaich. Dr. Ingeniero de Caminos
Hugo Corres. Prof. Dr. Ingeniero de Caminos
FHECOR Ingenieros Consultores, S.A.**

1. INTRODUCCION

El dimensionamiento de estructuras masivas tridimensionales de hormigón armado, no es abordable por los métodos clásicos de resistencia de materiales.

Ante un problema de este tipo existen tres posibles estrategias de cálculo y diseño:

La primera consiste en la utilización del método de los elementos finitos en régimen elástico. Este método no reproduce adecuadamente el comportamiento no lineal del hormigón armado, y además presenta problemas prácticos. Las dificultades surgen como consecuencia de las fuertes concentraciones de tensiones originadas por la falta de plastificación del material en el método, que implica tener que realizar "a posteriori" algún tipo de redistribución de esfuerzos, para poder disponer la armadura. Por otra parte, no siempre es posible adaptar una disposición constructiva de las armaduras que coincida con la dirección de las tracciones principales obtenidas con este método.

Una segunda alternativa consiste en la utilización de un modelo de elementos finitos no lineal que tenga en cuenta el comportamiento no lineal de los materiales y la fisuración del hormigón. La utilización de este método implica una comprobación y, por lo tanto, el conocimiento previo de la armadura y el empleo de medios muy potentes para poder resolver el problema. Por lo que su utilización práctica es escasa.

La tercera alternativa, que es la que se ha aplicado en el proyecto más adelante indicado, consiste en la utilización del método de las bielas y tirantes.

Este método permite la modelización de la trayectoria de las fuerzas y su cuantificación, mediante estructuras equivalentes de barras articuladas (celosías) en 2 ó 3 dimensiones, compuestas por elementos comprimidos (bielas de hormigón) y elementos traccionados (tirantes: armaduras). En esencia, el método consiste en reducir los estados de tensiones tridimensionales que existen en la estructura, a estados unidireccionales de compresión y tracción.

Este método fue introducido por Ritter y Mörsch a finales del siglo XIX, y fue desarrollado por Leonhardt, Rüsch y Kupfer, entre otros, en los años sesenta, y por Schlaich [1], Collins [2] y Martí, en los últimos años.

Con dicho método siempre es posible encontrar un sistema resistente que cumpla el teorema del límite inferior de la teoría de plasticidad ("Lower bound theorem of plasticity", Ziegler, 1965), que concluye que una estructura será segura, si existe un sistema resistente (celosía) que sea estable y resistente. El sistema será estable si está en equilibrio y cumple con las condiciones exteriores de contorno, y será resistente si no se produce la rotura de los materiales. El sistema resistente es una estructura formada por bielas y tirantes (celosías).

Sobre el sistema resistente (celosía), que representa a la estructura, se obtienen los esfuerzos que servirán para determinar las armaduras correspondientes a los tirantes, y el valor de las compresiones que se utilizarán para verificar si las bielas tienen la suficiente capacidad resistente.

Normalmente, existen varias posibles celosías que permiten resolver el problema, pero, en gene-

ral, se buscan aquéllas que aproximándose más al flujo elástico de las tensiones se adaptan a las disposiciones geométricas que han de tener las armaduras por consideraciones constructivas (véase apartado 3).

En los ejemplos que se encuentran en la literatura, el peso propio del elemento tiene una influencia limitada en el análisis de la estructura, siendo las cargas exteriores las que condicionan el diseño del elemento.

Sin embargo, en los casos aquí estudiados (análisis de dos contrapesos de grandes dimensiones de un puente colgante), el peso propio de los elementos no es despreciable, y debe ser tenido en cuenta en el análisis.

2. DESCRIPCION DE LOS ELEMENTOS ESTUDIADOS

Los dos elementos analizados corresponden a los contrapesos que sirven como anclajes de los cables principales de un puente colgante asimétrico [4]. Por lo tanto, en ambos casos están sometidos a los tiros de los citados cables principales y de su seguridad depende la estabilidad del puente (figura 1).

Los dos contrapesos son de hormigón armado y están huecos en su interior, donde se coloca un relleno compactado, con un peso específico de 20 KN/m^3 , que asegura el peso necesario para la estabilidad.

El denominado contrapeso 1, sirve para el anclaje de la zona de retenida de los cables principales. Sus dimensiones en planta son de $33,00 \times 32,00 \text{ m}^2$ y su altura es variable entre 17,00 y 5,00 m (figura 2), estando completamente enterrado.

Cada uno de los puntos de anclaje está sometido a un tiro máximo por cables, en su dirección, de 68963 KN.

Por otra parte, el contrapeso 2 sirve para el anclaje de los cables principales en la zona del vano principal. Sus dimensiones en planta son de $40,00 \times 27,80 \text{ m}^2$ y su altura es variable entre 12,00 y 15,00 m (figura 3). Este elemento se encuentra parcialmente enterrado.

Cada uno de los puntos de anclaje está sometido a un tiro máximo por cable, en su dirección, de 55.700 KN.

3. METODOLOGIA UTILIZADA

El procedimiento de cálculo utilizado consta de las siguientes fases:

1. Formulación del equilibrio global entre las cargas y reacciones actuantes: peso propio del contrapeso, tiro de los cables, empujes y reacciones del terreno.

2. Establecimiento del flujo de fuerzas entre las cargas y reacciones, analizando los posibles sistemas resistentes. Para esto puede realizarse un aná-

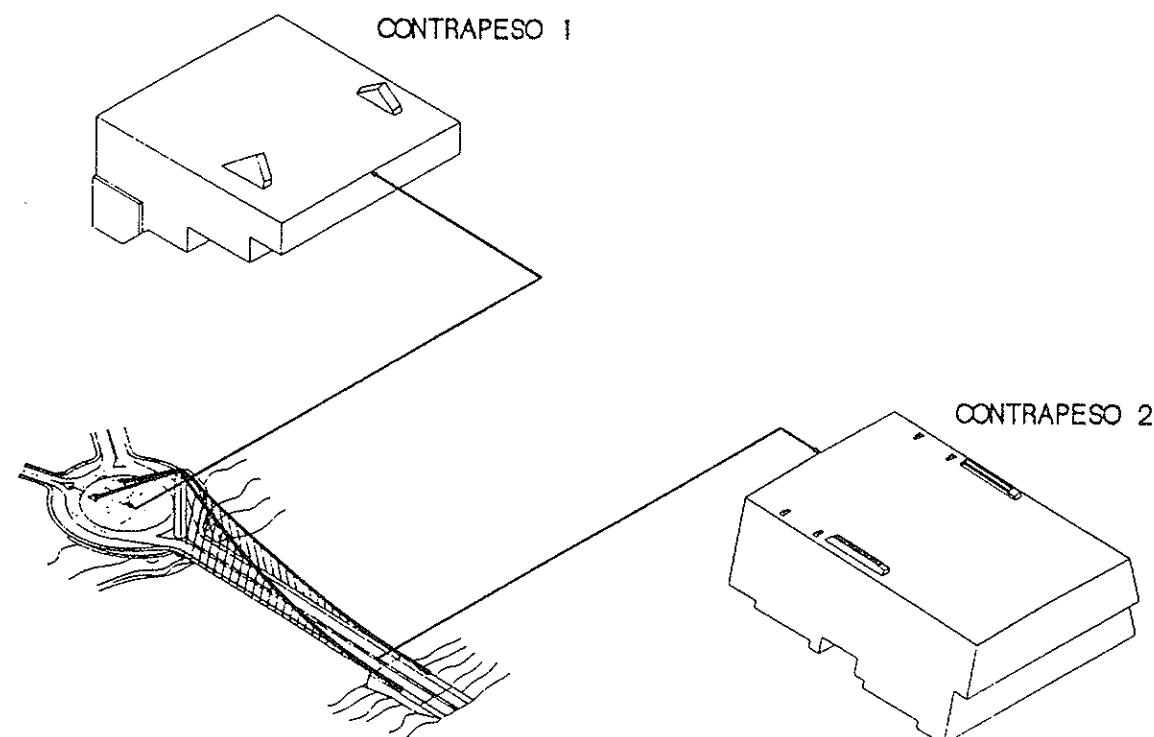


Figura 1. Esquema general del puente.

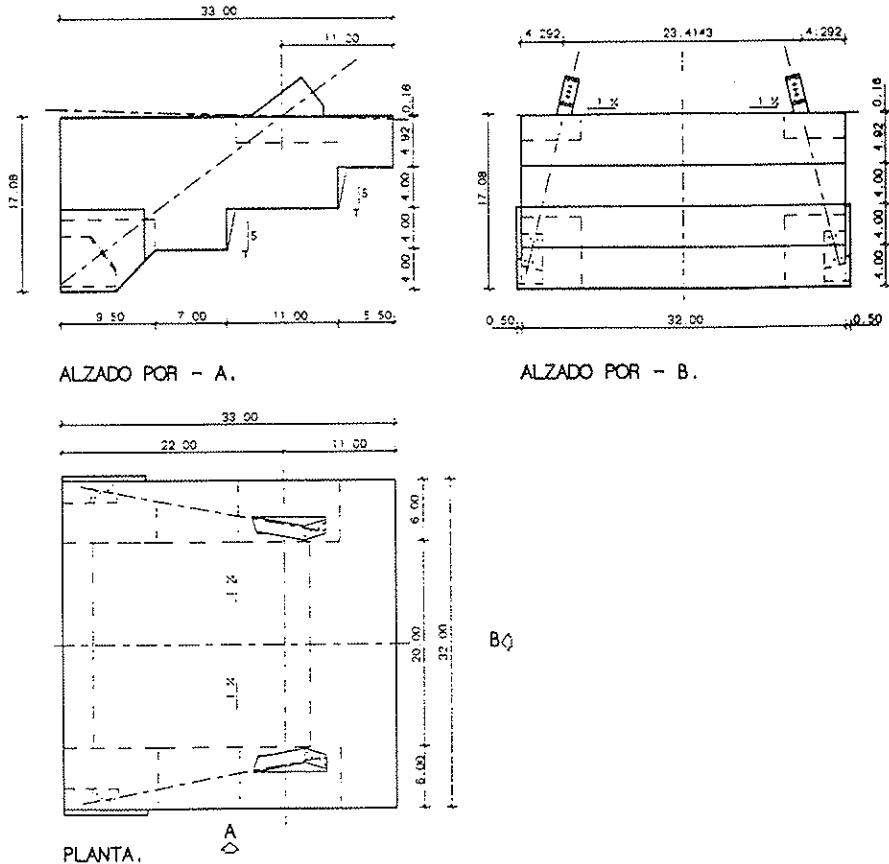


Figura 2. Contrapeso 1. Geometría.

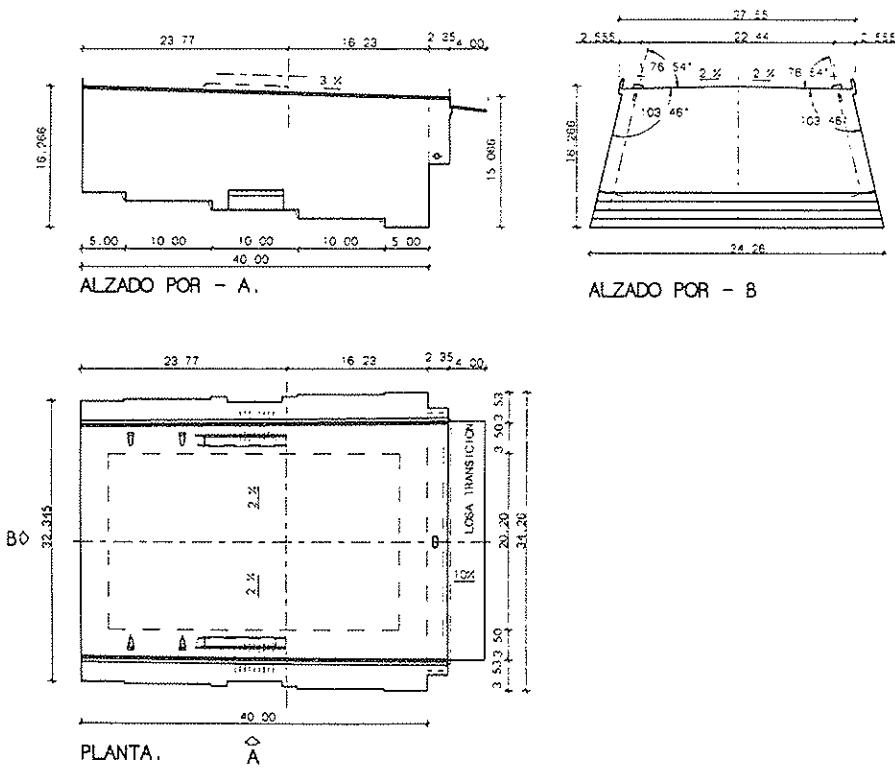


Figura 3. Contrapeso 2. Geometría.

lisis lineal, con elementos finitos, por ejemplo, para visualizar el flujo de las trayectorias de las fuerzas.

3. Una vez seleccionado el sistema resistente (celosía), realización del cálculo de los axiles correspondientes a las distintas barras.

4. Dimensionamiento y comprobación de las bielas y tirantes, utilizando los esfuerzos obtenidos en 3.

5. Comprobación de nudos.

6. En su caso, modificación de la geometría de la celosía, si las dimensiones de los nudos o bielas fuesen insuficientes.

A continuación se analizan, siguiendo las fases anteriores, los citados contrapesos:

Los contrapesos están sometidos al sistema de cargas exteriores y reacciones del terreno que se indican en las figuras 4 y 5:

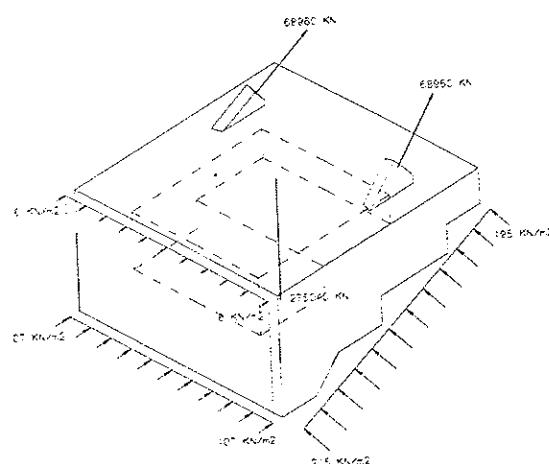


Figura 4. Contrapeso 1. Sistema general de cargas.

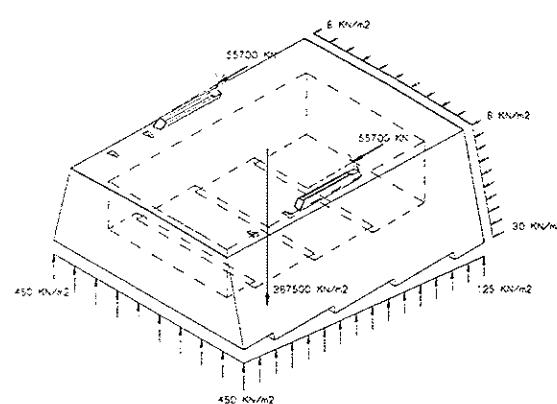


Figura 5. Contrapeso 2. Sistema general de cargas y reacciones.

El comportamiento global del elemento puede simularse mediante una gran celosía tridimensional, pero esto no es práctico. Suele ser más operativo analizar por procedimientos tradicionales, empleando métodos matriciales o de elementos finitos tipo barra o placa, aquellas partes de la estructura que se comportan claramente como placas, resolviendo por el método de bielas y tirantes las zonas donde el comportamiento es más complejo.

La utilización de diferentes métodos obliga, en una segunda fase, a superponer las compresiones del elemento a flexión con las compresiones de las bielas de las celosías, en las zonas en que ambos trabajos son comunes. Asimismo, habrá que superponer las armaduras correspondientes a ambos análisis.

Los citados contrapesos pueden subdividirse en los elementos estructurales siguientes:

- Losa superior.
- Losa de fondo (solera).
- Paredes laterales.
- Paredes frontal y dorsal.

Los dos primeros elementos tienen un claro funcionamiento a flexión, empotrándose elásticamente en los muros perimetrales.

Las paredes frontal y dorsal son elementos que también trabajan fundamentalmente a flexión, al estar sujetas a los empujes del terreno.

En relación con las paredes laterales existe, por una parte, un cierto trabajo a flexión, producido por el empotramiento parcial de las losas superior e inferior y por el empuje del terreno y, por otro, un funcionamiento tipo lámina, ya que este elemento debe garantizar el flujo de fuerzas que desde el anclaje movilizan los diversos mecanismos estabilizadores, tales como los pesos del relleno y del propio contrapeso y el contraempuje del terreno, que aseguran el equilibrio del sistema.

Por un lado, se han simulado como celosías bidimensionales las paredes laterales, que como se ha dicho tienen un comportamiento tipo "lámina"; por otro, se ha estudiado, mediante un modelo de bielas y tirantes, el paso del contraempuje del terreno (debido al rozamiento) desde la solera a los muros laterales.

Los principios básicos para escoger las celosías, dentro del abanico de las posibles alternativas, han sido:

-Las celosías equivalentes deben cumplir el teorema del límite interior de la plasticidad. En cualquier caso, deben elegirse, preferiblemente, celosías isostáticas, para poder determinar los esfuerzos satisfaciendo las ecuaciones de equilibrio.

—Los elementos traccionados (tirantes), se han colocado según direcciones horizontales o verticales, para permitir una colocación constructiva de la armadura.

-Los modelos se han diseñado siguiendo, dentro de lo posible, la trayectoria de las tensiones principales en régimen elástico.

-De entre las celosías posibles, se han escogido aquellas que suponen el menor recorrido para las cargas y las menores deformaciones, es decir, con el mínimo número de tirantes.

En los dos casos, la forma de introducción del tiro de los cables, hasta el interior de los contrapesos, se ha realizado mediante cables de pretensado.

En el caso del contrapeso I, los cables de retenida del puente se conectan a una pieza de anclaje metálica, que está a su vez anclada a la solera del contrapeso, mediante cables de pretensado. De esta forma y mediante un "tirante" se introduce el tiro del cable principal a la parte inferior trasera del contrapeso.

La figura 6 muestra, en un alzado lateral, el equilibrio global entre las cargas y reacciones actuantes, con la división del elemento considerada.

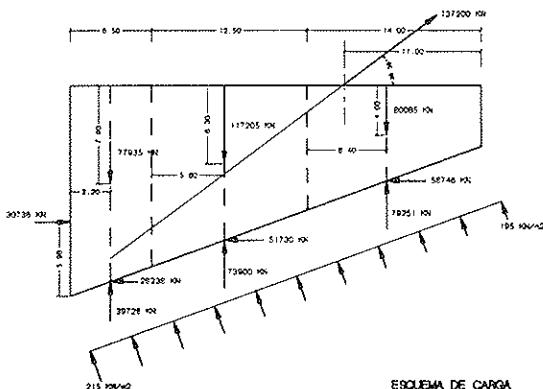


Figura 6. Contrapeso 1. Alzado lateral. Equilibrio global.

En la figura 7 se indica, sobre un alzado lateral, el flujo general considerado, entre las cargas y las reacciones. La celosía que se propone es bastante simple, siendo el único tirante los cables de pretensado que introducen el tiro de los cables principales.

El sistema se completa con la celosía que simula la distribución del rozamiento del terreno sobre la losa de fondo (figura 8).

En el caso del contrapeso 2, las fuerzas exteriores actuantes son el tiro horizontal de los cables

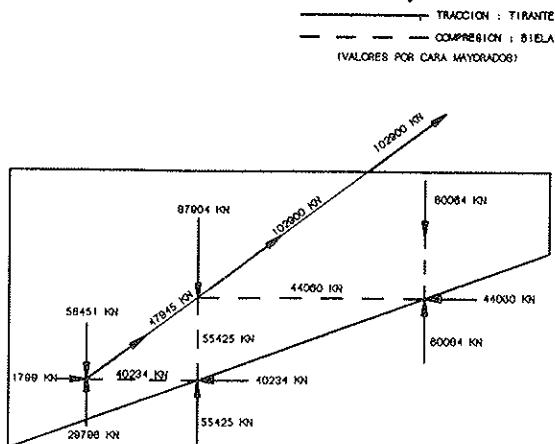


Figura 7. Contrapeso 1. Flujo entre cargas y reacciones.

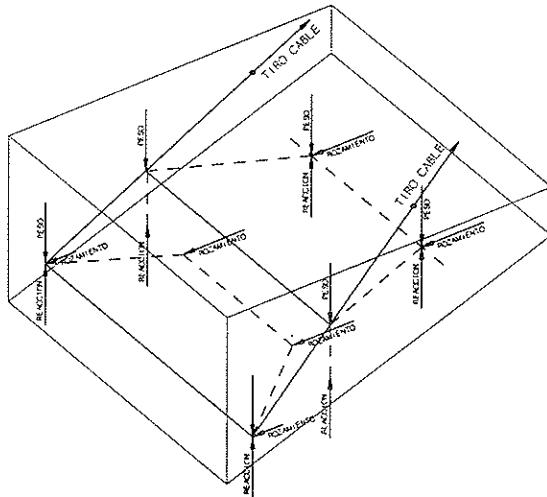


Figura 8. Contrapeso 1. Sistema general de bielas y tirantes.

principales del puente y el peso del contrapeso. Este último produce sobre el terreno las tensiones de compresión que se indican en la figura 9.

La fuerza de tiro de los cables producirá la distribución de tensiones en el terreno que se indica en la figura 10.

El sistema conjunto resultante es el indicado en la figura 5.

El peso propio se equilibra con las reacciones en el terreno, tal y como se indica en la figura 9.

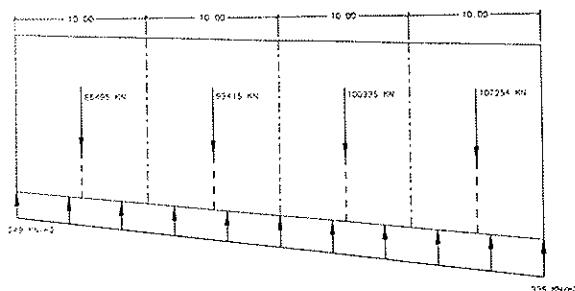


Figura 9. Contrapeso 2. Acción del peso propio del contrapeso y reacciones correspondientes del suelo.

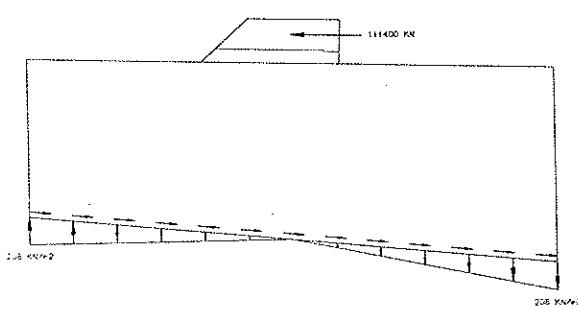


Figura 10. Contrapeso 2. Efecto del tiro horizontal sobre el terreno.

Por otra parte, para el tiro horizontal de los cables principales se ha previsto un flujo de cargas hasta el terreno, tal y como se indica en la figura 11, correspondiente a una de las caras laterales del elemento.

Al igual que en el Contrapeso 1, el sistema se completa con la celosía que simula la distribución del rozamiento del terreno sobre la losa del fondo (figura 12).

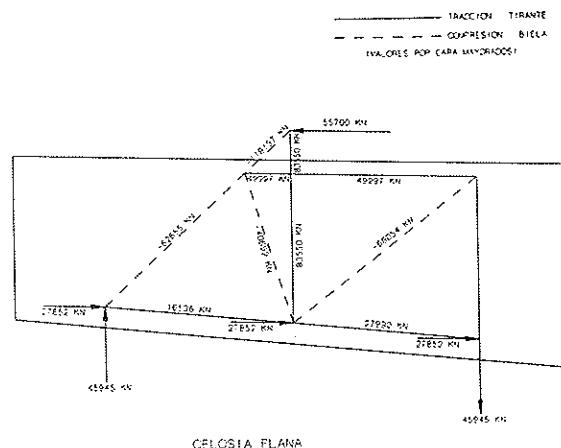


Figura 11. Contrapeso 2. Celosía plana propuesta para representar el comportamiento de los muros laterales al tiro horizontal de los cables.

A este sistema, hay que añadir el efecto del peso propio (compresión sobre las paredes laterales del contrapeso).

En ambos casos, se ha comprobado que las reacciones que se producen en las celosías planas, corresponden con las resultantes de las reacciones del terreno.

Los sistemas anteriores, se han calculado como

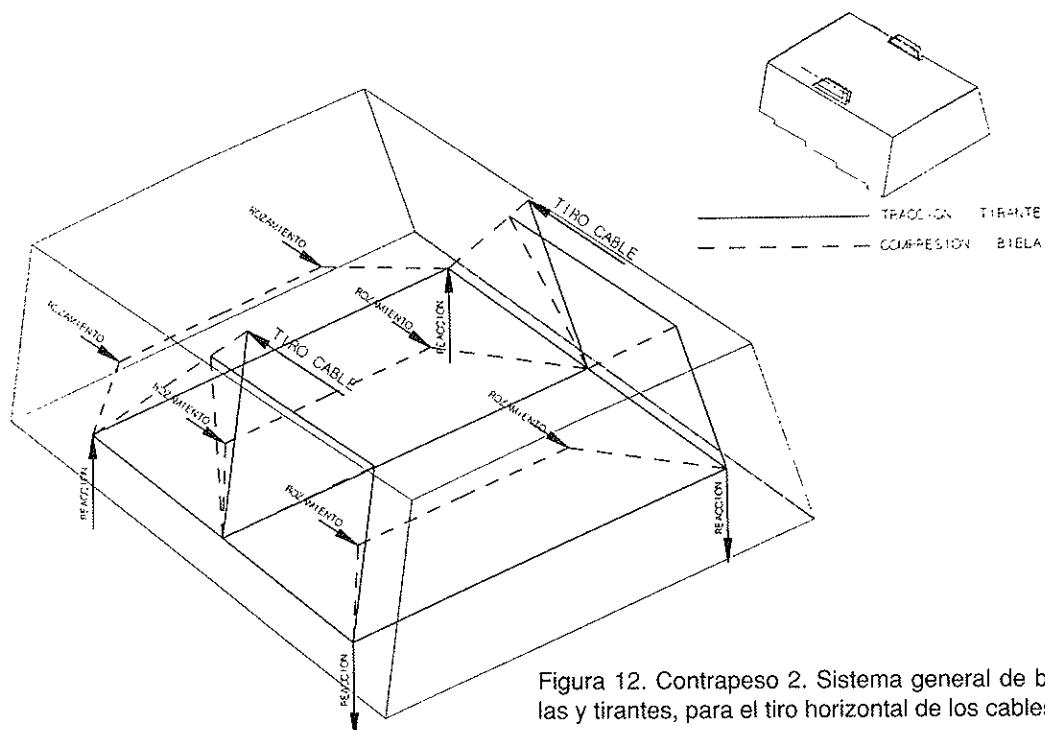


Figura 12. Contrapeso 2. Sistema general de bieles y tirantes, para el tiro horizontal de los cables.

estructuras de barras biarticuladas, obteniéndose los esfuerzos indicados en las figuras 7 y 11, que corresponden a la actuación de las cargas exteriores mayoradas. Una vez obtenidos estos esfuerzos, se ha procedido al diseño y comprobación de las armaduras (tirantes), bielas y nudos.

4. CRITERIOS DE COMPROBACION

Los criterios de comprobación utilizados se refieren a tres tipos de elementos: tirantes, bielas y nudos.

4.1. Comprobaciones relativas a los tirantes

La armadura dispuesta según los tirantes debe cumplir la condición:

$$(A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot f_{pd}) > T_d \quad (1)$$

A_p : Armadura activa del tirante.

A_s : Armadura pasiva del tirante.

f_{yd} : f_y/γ_s

con f_{yk} : límite elástico de la armadura pasiva.

γ_s : coeficiente de minoración de la resistencia de la armadura pasiva.

f_{pd} : f_{py}/γ_p .

con f_{py} : límite elástico de la armadura activa.

γ_p : coeficiente de minoración de resistencia de la armadura activa.

T_d : Valor de la tracción mayorada en el tirante, obtenido a partir del cálculo de la celosía (valor característico, multiplicado por $\gamma_t = 1,50$).

En el caso en que el pretensado hubiese sido introducido en el modelo (celosía) como una fuerza, la expresión (1) debería sustituirse por:

$$[A_s \cdot f_{yd} + A_p \cdot (f_{pd} - \sigma_{po})] > T_d \quad (2)$$

en donde σ_{po} es la tensión de la armadura activa, teniendo en cuenta pérdidas, que existe en el momento de la descompresión de la fibra correspondiente.

A los efectos de tener un control indirecto de la fisuración algunos autores proponen limitar la tensión máxima del acero, en la comprobación de los tirantes, a valores no mayores que 400 MPa, aproximadamente.

Esta limitación es idéntica a la impuesta para los cercos en el dimensionamiento de la armadura transversal de cortante, en las actuales normas EH

y EP. No debe olvidarse que una de las primeras aplicaciones del sistema general planteado en este método fue el modelo de celosía plana para el análisis del comportamiento a cortante de una viga de hormigón armado.

Cuando los tirantes se materializan con armaduras activas, ésta limitación también debe plantearse, pero para las tensiones que se producen a partir de la descompresión de esta armadura. Tal como se plantea en la ecuación (2), debe controlarse que $(f_{pd} - \sigma_{po}) \leq 400$ MPa.

4.2. Comprobación de bielas

En relación con las bielas, la comprobación que se efectúa se limita a controlar la tensión de compresión máxima en las mismas.

El valor de la compresión máxima es función de la resistencia característica del hormigón, de la presencia o no de algún tirante que cruce la biela que se va a comprobar, o de la existencia de tracciones indirectas.

La sección transversal de la biela viene dada por la geometría del elemento estructural y está limitada por la configuración de los nudos origen y extremo de la biela (véanse comprobaciones de nudos 4.3).

De esta forma, la capacidad máxima C_d de una biela puede calcularse mediante la expresión:

$$C_d = A_c \cdot f_{2máx} \frac{1}{\gamma_c} \quad (3)$$

con A_c : Sección de la biela (condicionada por las dimensiones de sus nudos y el ancho del elemento).

γ_c : Coeficiente de minoración de la resistencia del hormigón.

$f_{2máx}$: Valor de la resistencia a compresión del hormigón en la biela.

El valor de la resistencia a compresión del hormigón en la biela disminuye si existen deformaciones transversales de tracción. En relación con este valor existen diversas formulaciones, que se presentan resumidamente a continuación:

4.2.1. Formulación de Collins y Vecchio

Estos autores proponen, a partir de resultados experimentales, adoptar una compresión máxima dada por:

$$f_{2máx} = \frac{f_{ck}}{0,8 + 170 \epsilon_1} \leq 0,85 f_{ck} \quad (4)$$

con: f_{ck} : la resistencia a compresión simple del hormigón
 ε_1 : deformación principal de tracción (figura 13)

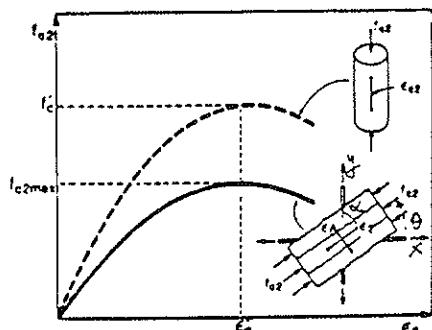


Figura 13. Variación de la resistencia a compresión con la deformación de tracción oblicua.

Siguiendo la notación de la figura 13 y planteando el círculo de Mohr en ese punto, se obtiene:

$$\operatorname{tg}^2 \theta = \frac{\varepsilon_x - \varepsilon_2}{\varepsilon_y - \varepsilon_2}; \quad \text{y} \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_x + \varepsilon_y - \varepsilon_2 \quad (5)$$

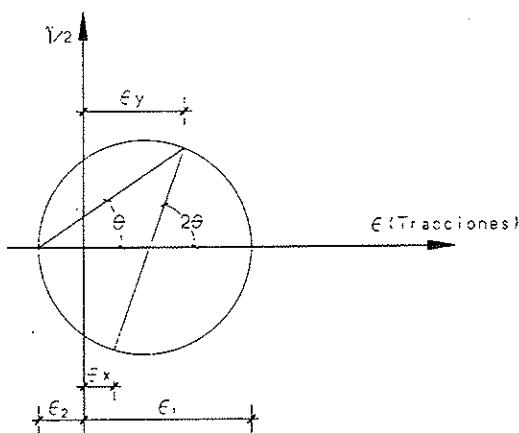


Figura 14. Círculo de Mohr para deformaciones.

Si se supone que la biela comprimida se agota para $\varepsilon_2 = -0,002$ (2%), sustituyendo el valor de ε_2 en las ecuaciones anteriores:

$$\operatorname{tg}^2 \theta = \frac{\varepsilon_x + 0,002}{\varepsilon_s + 0,002}; \quad \varepsilon_1 = \varepsilon_x + 0,002 + \varepsilon_s \quad (6)$$

entonces;

$$\varepsilon_1 = (\varepsilon_s + 0,002) \operatorname{tg}^2 \theta + \varepsilon_s \quad (7)$$

En las ecuaciones (6) y (7) se ha sustituido también ε_s por ε_y , siendo ε_s el valor de la deformación unitaria en el tirante y θ el ángulo que forma la biela con el eje X.

Si se considera que la armadura del tirante que intersecta a la biela trabaja a $f_{yd} > 420$ MPa y es un acero AEH-500 N

$$\varepsilon_s = \frac{42.000}{2,1 \cdot 10^7} = 0,002 \quad (8)$$

entonces:

$$\varepsilon_1 = 0,004 \operatorname{tg}^2 \theta + 0,002 \quad (9)$$

Particularizando la ecuación (9) para distintos valores de θ , se obtienen los distintos valores de $f_{2máx}$ que se indican seguidamente:

$$\begin{aligned} \theta = 60^\circ &\rightarrow \varepsilon_1 = 0,0140 f_{2máx} = 0,31 f_{ck} \\ \theta = 45^\circ &\rightarrow \varepsilon_1 = 0,0060 f_{2máx} = 0,55 f_{ck} \\ \theta = 30^\circ &\rightarrow \varepsilon_1 = 0,0033 f_{2máx} = 0,73 f_{ck} \\ \theta = 0^\circ &\rightarrow \varepsilon_1 = 0,0020 f_{2máx} = 0,85 f_{ck} \end{aligned}$$

O bien, expresando los valores de resistencia, en función del ángulo formado por biela y tirante, $\alpha = 90^\circ - \theta$

$$\begin{aligned} \alpha = 30^\circ &\rightarrow f_{2máx} = 0,31 f_{ck} \\ \alpha = 45^\circ &\rightarrow f_{2máx} = 0,55 f_{ck} \\ \alpha = 60^\circ &\rightarrow f_{2máx} = 0,73 f_{ck} \\ \alpha = 90^\circ &\rightarrow f_{2máx} = 0,85 f_{ck} \end{aligned}$$

Este criterio está respaldado, como se ha dicho, por una amplia y completa experiencia.

4.2.2. Formulación de J. Schlaich

Este autor propone, como valor de la resistencia del hormigón en bielas:

$0,85 f_{ck}$ en zonas comprimidas, sin fisuración.

$0,70 f_{ck}$ en bielas, con fisuración paralela a la dirección de las bielas.

$v f_{ck}$ si la fisuración no es paralela a la dirección de la biela.

$$\text{Con } v = 0,70 - \frac{f_{ck}}{200} \geq 0,5 \text{ (} f_{ck} \text{ en N/mm}^2 \text{)}$$

Para los elementos estudiados en este trabajo, $f_{ck} = 25$ N/mm², y por tanto $v = 0,58$, cuando la fisuración no es paralela a la dirección de la biela.

4.2.3. Formulación del CEB-FIP Model Code, 1990

Los valores de la resistencia del hormigón en bielas, propuestos en el MC 90 son:

Para zonas sin fisuración,

$$f_{2máx} = 0,85 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{ck} \quad (10)$$

y en zonas fisuradas, donde la resistencia a compresión se ve reducida por el efecto de tracciones oblicuas,

$$f_{2máx} = 0,60 \left[1 - \frac{f_{ck}}{250} \right] f_{ck} \quad (11)$$

Con una resistencia característica $f_{ck} = 25 \text{ N/mm}^2$, tal como se ha utilizado en los elementos estudiados, supone, en zonas sin fisuración: $f_{2máx} = 0,77 f_{ck}$ y en zonas con tracciones oblicuas: $f_{2máx} = 0,54 f_{ck}$.

4.2.4. Comparación entre formulaciones

En la figura 15 se recoge una comparación entre las formulaciones anteriores.

De entre ellas, se ha elegido para el proyecto la correspondiente al apartado 4.2.3.

Hay que indicar que en el caso en que las bielas no son cortadas por ningún tirante, al comprobar las compresiones máximas de los nudos, se comprueban simultáneamente las bielas.

4.3. Comprobación de nudos

En cada uno de los nudos se deben realizar dos comprobaciones:

- 1º Anclaje de las armaduras (en el caso de concluir algún tirante en el nudo).
- 2º Tensión de compresión del hormigón en el nudo.

4.3.1. Condiciones de anclaje

Las barras se anclarán de acuerdo con los criterios clásicos (por ejemplo, según los artículos 40 y 41 de la instrucción EH-91).

El anclaje de las armaduras se mejorará, en general, gracias a la acción de campos de compresiones (bielas) que entran en el nudo. La zona de anclaje de las armaduras se establece en función de la tipología del nudo (véanse figuras 16 a 19) y cumpliendo con las condiciones indicadas por la normativa.

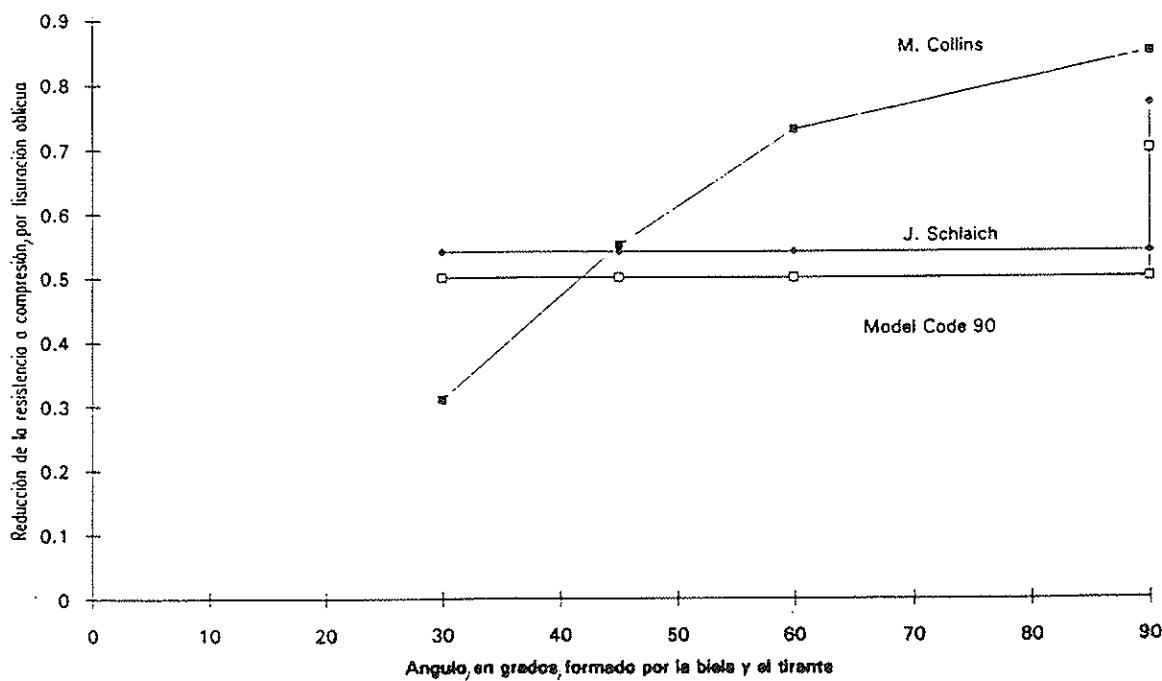


Fig. 15. Resistencia a la compresión, en función de la deformación por tracción oblicua, según diversos autores.

4.3.2. Compresiones en el nudo

La segunda comprobación, consiste en asegurar que el valor máximo de las compresiones de las bielas que acceden al nudo, o de las zonas de apoyo o de introducción de cargas localizadas en el nudo, no sobrepasan un cierto valor máximo.

Este valor depende de la tipología del nudo.

Se indican a continuación diversas formulaciones existentes en la literatura:

4.3.2.1. Valores propuestos por Collins y Vecchio

A) En el caso en que al nudo sólo confluyan bielas:

$$\sigma_{cd} \leq \frac{f_{ck}}{1,70} = 0,59 f_{ck}, \quad (12)$$

con σ_{cd} , tensión en el hormigón para cargas mayores, calculada de acuerdo con la geometría del nudo.

B) En el caso en que confluyan una o varias bielas y un solo tirante:

$$\sigma_{cd} \leq \frac{f_{ck}}{1,90} = 0,53 f_{ck}, \quad (13)$$

con los mismos significados anteriores.

C) En el caso en que confluyan más de un tirante

$$\sigma_{cd} \leq \frac{f_{ck}}{2,05} = 0,49 f_{ck} \quad (14)$$

Estos valores son los recogidos por el código Canadiense.

4.3.2.2. Valores propuestos por J. Schlaich

A) En el caso en que al nudo sólo confluyan bielas

$$\sigma_{cd} \leq 0,67 f_{ck} \quad (15)$$

B) En el caso de nudos con bielas y tirantes

$$\sigma_{cd} \leq 0,47 f_{ck} \quad (16)$$

4.3.2.3. Valores propuestos por CEP-FIP MODEL CODE 1990

A) En el caso en que al nudo sólo confluyan bielas

$$\sigma_{cd} \leq 0,85 [1 - \frac{f_{ck}}{250}] f_{ck}, \quad (17)$$

con f_{ck} en N/mm²

B) Para nudos en que se anclan barras, la tensión de compresión máxima en el hormigón estará limitada a:

$$\sigma_{cd} \leq 0,60 [1 - \frac{f_{ck}}{250}] f_{ck} \quad (18)$$

con f_{ck} en N/mm²

Este boletín indica que la primera expresión (17), puede utilizarse en nudos con tirantes, si el ángulo entre tirantes y la biela principal es mayor de 55° y si se ha cuidado el diseño de la armadura en el nudo (disposición de la misma en varias capas, existencia de horquillas transversales, etc.).

El Model Code 1990 permite asimismo aumentar los valores correspondientes a (17) y (18), en nudos con compresiones triaxiales debidas a compresiones locales o a confinamiento lateral debido a la presencia de armadura.

4.3.2.4. Tipología de nudos

Se recogen en las figuras siguientes, una serie de nudos típicos, que corresponden a todos los casos presentes en los elementos estudiados, tales como indica el MODEL CODE 1990.

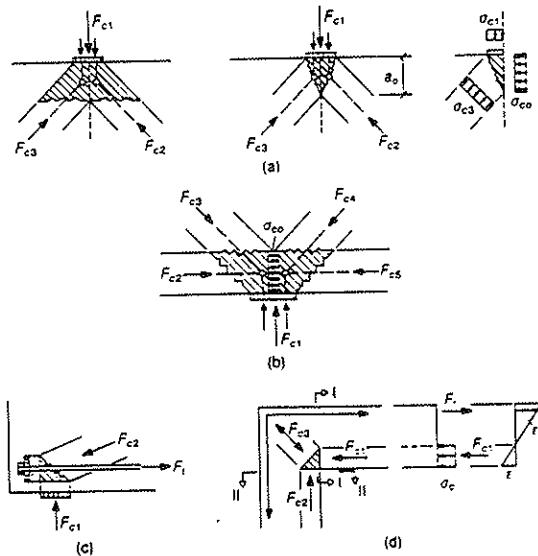


Figura 16. Nudos sólo con bielas [3].

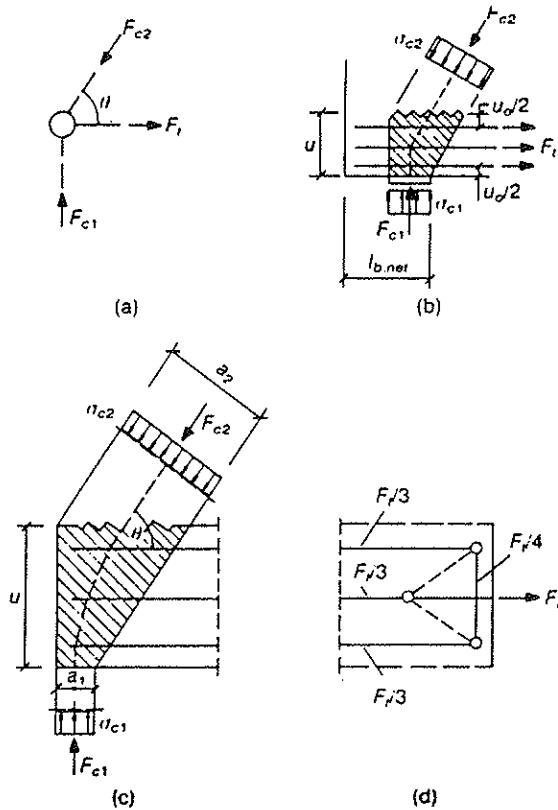


Figura 17. Nudos con un tirante [3].

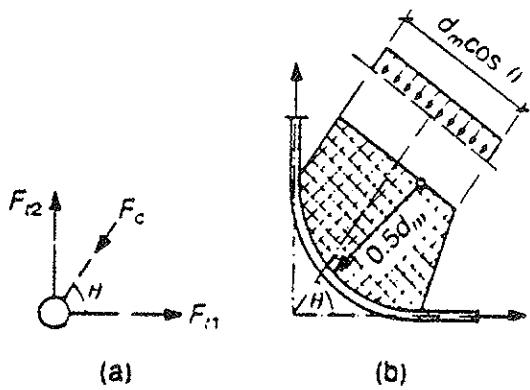


Figura 18. Nudo con barras dobladas [3].

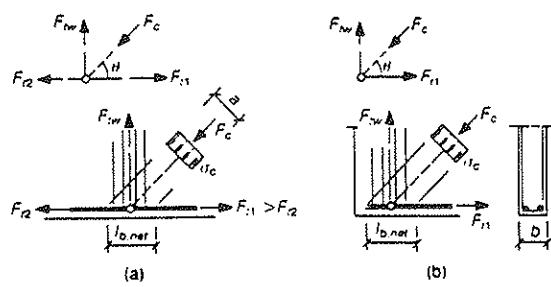


Figura 19. Nudos con tirantes en direcciones ortogonales [3].

4.3.3. Posible ajuste del modelo

Las condiciones geométricas del nudo, necesarias para que éste cumpla las condiciones indicadas anteriormente, pueden conducir a un cambio en las dimensiones generales del modelo, para que éste se adapte a la geometría necesaria del nudo. Esto implicaría realizar un nuevo cálculo de esfuerzos y una nueva comprobación de los diversos elementos.

Estas condiciones geométricas del nudo suponen:

- Dimensiones mínimas de las bielas y zonas de apoyo, para cumplir 4.3.2.
- Dimensiones del nudo para asegurar una disposición constructiva de la armadura y la coincidencia del centro de gravedad de las armaduras con el eje de aplicación del tirante, supuesto en el modelo (celosía).

Hay que indicar que, para los nudos de los modelos estudiados, las dimensiones que se obtienen usando las tres referencias recogidas no difieren sensiblemente.

4.4. Condiciones de servicio

Una vez diseñada la armadura, se ha comprobado su estado tensional en condiciones de servicio (en el modelo de celosía, con cargas en valores característicos) para controlar la posible fisuración.

Asimismo, y para cubrir posibles diferencias entre la armadura dispuesta en los tirantes y el campo de tracciones real en régimen de servicio, se ha procedido a colocar una cuantía mínima de armadura superficial.

4.5. Disposición de armaduras

De acuerdo con los criterios anteriores, se ha procedido a diseñar la armadura de los elementos estudiados, que se ha situado siguiendo los tirantes de las celosías.

En las figuras 20 y 21, se recogen las armaduras principales dispuestas.

5. CONCLUSIONES

El método de las bielas y tirantes es de gran utilidad en elementos planos de hormigón armado, con cargas contenidas en su propio plano

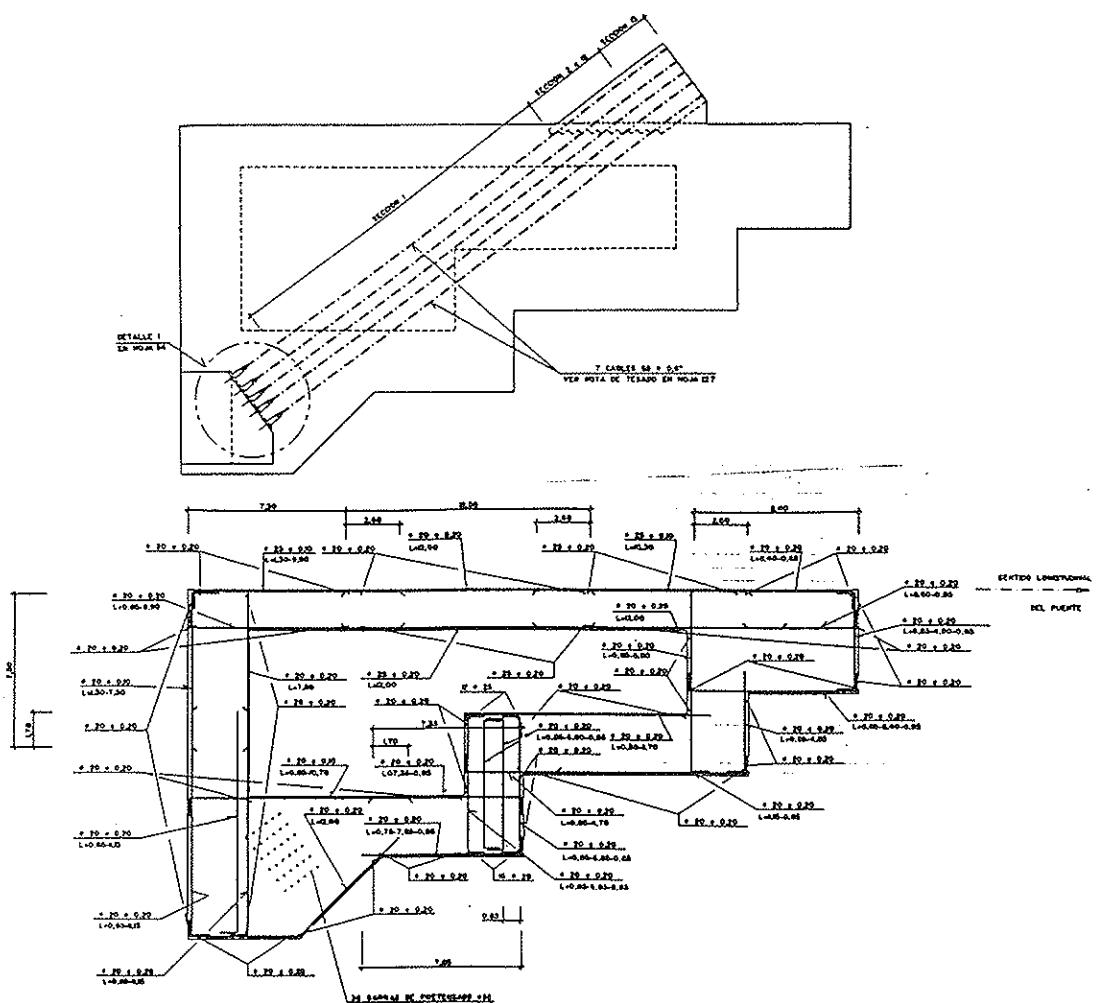


Figura 20. Contrapeso 1. Armaduras principales.

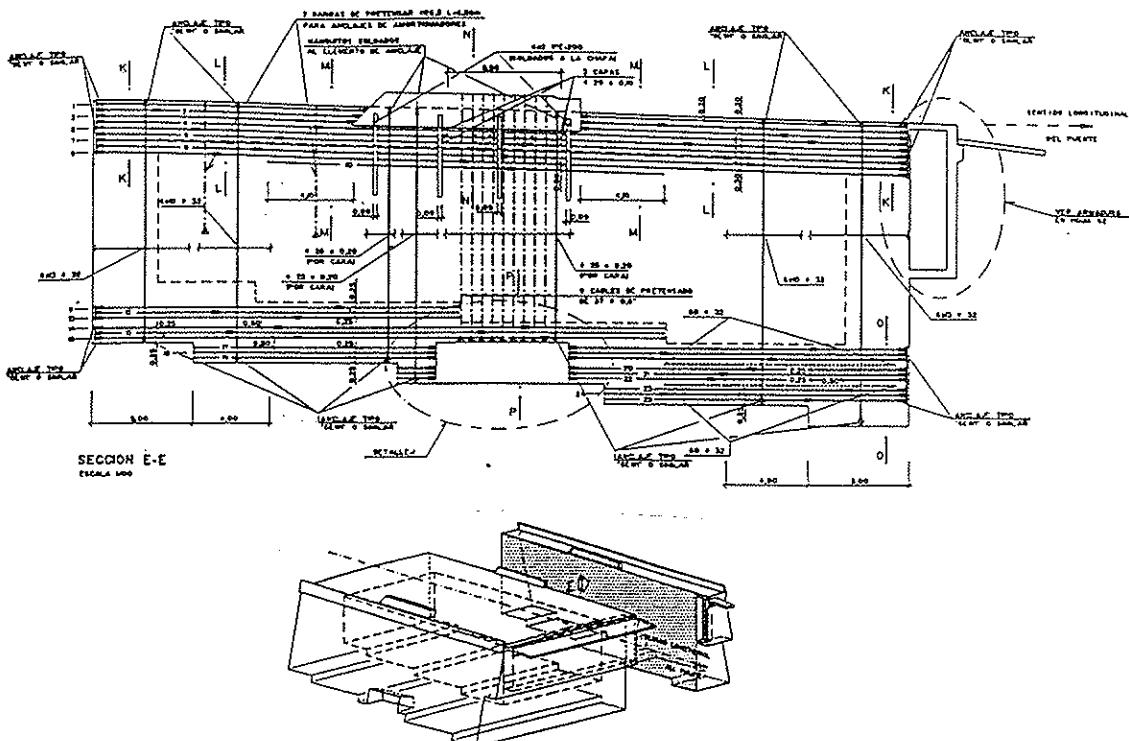


Figura 21. Contrapeso 2. Armaduras principales.

(láminas). Con este método se evitan los problemas prácticos que se generan con la utilización del método de los elementos finitos en régimen lineal: Concentración de tensiones irreales originadas por la inadecuada representación del comportamiento del hormigón y las armaduras, o la imposibilidad de colocar la armadura en las direcciones de las tracciones principales obtenidas.

Por el contrario, con el método de las bielas y tirantes, se puede obtener un criterio seguro de disposición de armaduras, que resulte constructivo, de una forma rápida y clara.

6. REFERENCIAS

- [1] The Design of Structural Concrete. IABSE 1993. Jörg Schlaich.
- [2] Concrete Structures. Michael Collins. Prentice Hall. 1991.
- [3] CEB-FIP Model Code 1990.
- [4] A new Spanish Suspension Bridge. H. Corres, M. Schlaich, J. Romo. Cable-Stayed and Suspension Bridges. IABSE 1994.

RESUMEN

El dimensionamiento de estructuras masivas tridimensionales de hormigón armado, no es abordable por los métodos clásicos de resistencia de materiales.

El método de las bielas y tirantes es de gran utilidad para el análisis de este tipo de elementos. Con este método se evitan los problemas prácticos

que se generan con la utilización del método de los elementos finitos en régimen lineal: Concentración de tensiones irreales originadas por la inadecuada representación del comportamiento del hormigón y las armaduras, o la imposibilidad de colocar la armadura en las direcciones de las tracciones principales obtenidas.

Por el contrario, con el método de las bielas y tirantes, se puede obtener un criterio seguro de disposición de armaduras, que resulte constructivo, de una forma rápida y clara.

En el presente artículo se recoge la aplicación práctica de este método, al análisis de dos contrapesos, de grandes dimensiones, de un puente colgante.

SUMMARY

The design of massive three-dimensional reinforced concrete structures is not possible by conventional methods.

The strut-and-tie approach is very useful for the analysis of this type of elements. With this method some of the practical problems which arise when using a Finite Element program are avoided (such as ficticiously large values of stresses due to a bad modelling of the behaviour of concrete and steel when using linear analysis, or the impossibility of placing the reinforcement in the direction of the principal stresses).

By contrast the strut-and-tie method results in a secure, clear, and fast criterium for determining an easy-to-build reinforcement layout.

In this paper, a practical application is described, concerning two large counterweights of a suspended bridge.

CEMCO 95 - Seminario S6

Características y durabilidad de conglomerantes hidráulicos

PROGRAMA

Jueves 27 de abril

09,00	Inscripción. Retirada de documentación.	
09.15	Presentación.	Tomás Vázquez
09.30	Normalización de cemento.	José Calleja
10.30	Control de calidad.	Juan C. López Agüí
12.00	Cementos especiales.	Mª Teresa Blanco
13.00	Recomendaciones de empleo e incompatibilidades.	Angel Palomo
15.15	Adiciones al cemento.	I. Sánchez Rojas
16.15	Aditivos al hormigón. Tipos y normalización.	D. Gaspar Tébar
17.15	Coloquio.	

Viernes, 28 de abril

09.15	Presentación. Relación entre microestructuras y durabilidad.	Sara Goñi
09.30	Procesos de hidratación del cemento portland.	Tomás Vázquez
10.30	Microestructuras I: En pastas de cemento.	Francisca Puertas
12.00	Microestructura II: Porosidad y fase acuosa.	Sara Goñi
13.00	Durabilidad del hormigón: Ataque por sulfatos.	D. Gaspar Tébar
15.15	Durabilidad del hormigón: Reacción álcali-árido.	E. Menéndez Méndez
16.15	Durabilidad del hormigón: Ciclos hielo-deshielo.	Mª Carmen Andrade
17.00	COLOQUIO	



SEMINARIOS CEMCO-95

FICHA DE INSCRIPCION

S1	
S2	
S3	
S4	
S5	
S6	
S7	
S8	
S9	
S10	
S11	
S12	
S13	
S14	
S15	
S16	

Sr. Director de CEMCO-95

Muy Sr. mío: Desearía inscribirme en los Seminarios cuyas claves marco con una X, para lo cual he procedido al envío del importe del total de la(s) cuota(s) de inscripción, ptas. mediante:

- cheque nominativo extendido a Instituto Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja/CEMCO-95,
 transferencia bancaria a la cuenta 0030/1125/13/0870000/271 Banco Español de Crédito, sucursal urbana de Potosí, c/. Bolivia, 11 - 28016 MADRID, a nombre de Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, indicando: para CEMCO-95 (Adjuntar copia del justificante de la transferencia).

Fecha de de 1995

Firma.

Apellidos Nombre

Domicilio Tel.-Fax

Localidad Cód. Postal

Empresa N.I.F.

Recomendaciones de la ATEP para el proyecto y construcción de forjados de hormigón pretensado con armaduras postesas no adherentes

Antonio R. Marí Bernat
Fernando Martínez Abella
Pere Roca Fabregat
Dres. Ingenieros de Caminos

1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS

Los forjados de hormigón pretensado con armaduras postesas no adherentes constituyen, en algunos países de nivel tecnológico similar o superior al nuestro, una solución competitiva frente a los forjados convencionales de hormigón armado y mixtos. Sin embargo, en España este tipo de estructura no ha alcanzado el eco que cabría esperar en relación a nuestro nivel de desarrollo económico y tecnológico, y donde, tradicionalmente, la arquitectura y la ingeniería han mostrado siempre un talante creativo e innovador.

Quizás una de las razones de ello haya sido la escasez de información y de difusión de las posibilidades de los forjados postensados, de sus ventajas técnicas y económicas y la ausencia de una normativa o de unas recomendaciones que pongan a disposición de técnicos, constructores y promotores, criterios para el proyecto, construcción y evaluación económica de estas soluciones estructurales como alternativas a las ya existentes en uso.

Ante esta situación, la Asociación Técnica Española del Pretensado se ha propuesto colaborar a la sensibilización de los agentes de la construcción a través de la elaboración de unas recomendaciones para el proyecto y construcción de losas postensadas con tendones no adherentes, cuyo esquema se presenta.

El objetivo del "manual" de la ATEP es doble:

Por una parte, pretende constituir un elemento informativo que de a conocer este tipo estructural; por otra, pretende aportar una herramienta que facilite la comprensión de su funcionamiento estructural y proporcione criterios para el predimensionado, proyecto, cálculo, construcción, mantenimiento y valoración económica.

2. ESQUEMA DEL CONTENIDO

El primer capítulo es una introducción en la que se describe este tipo de forjados y sus elementos componentes, se abordan las ventajas técnicas y económicas del uso del postensado en la edificación frente a los forjados convencionales de hormigón armado, se tratan los antecedentes históricos y se citan obras realizadas en nuestro país recientemente.

El segundo capítulo trata de los aspectos que hay que considerar en la fase de proyecto. Los aspectos que aborda, en concreto, son los siguientes:

- Tipología. Funcionamiento estructural.
- Características de los materiales.
- Predimensionamiento. Esbelteces.
- Posibles disposiciones en planta de los pilares.
- Métodos de cálculo de esfuerzos.
- Dimensionamiento de armaduras activas.

- Dimensionamiento de armaduras pasivas. Cuantías mínimas.
- Comprobaciones frente a estados límites últimos: flexión y punzonamiento.
- Estados límites de servicio: fisuración, deformabilidad, vibraciones.
- Durabilidad: protección frente al fuego y a la corrosión.
- Tipos de anclajes. Zonas de anclaje.
- Juntas. Aberturas.
- Tolerancias. Recubrimientos.

El tercer capítulo aborda los aspectos constructivos propios de este tipo de estructuras, tales como:

- Fabricación de tendones.
- Planteamiento general del proceso constructivo.
- Colocación de armaduras activas y pasivas. Espaciadores.
- Colocación, compactación y curado del hormigón.
- Operación de tesado. Plazos. Orden y fases de tesado.
- Juntas de construcción. Huecos.
- Descimbrado y apuntalado.
- Soldadura.
- Retesado. Destesado.
- Demolición.

El cuarto capítulo está dedicado a la durabilidad:

- Protección de anclajes.
- Consideraciones de proyecto frente a durabilidad.
- Consideraciones constructivas frente a durabilidad.
- Mantenimiento. Inspecciones.
- Patología.

El quinto capítulo se dedica a aspectos económicos:

- Coste de los materiales.

- Coste de la ejecución: mano de obra y tecnología.
- El valor del tiempo: plazos de ejecución.
- Aprovechamiento del espacio: diafanidad.
- Coste global. Comparación con soluciones alternativas.
- Campos de aplicación, según tipología.

El sexto y último capítulo se dedica a una serie de ejemplos de aplicación, en los que se describe, de forma detallada pero conceptual, el proyecto de dos forjados postensados:

- Edificio de oficinas.
- Edificio público (hospital).

El Anejo 1 incluye una bibliografía extensa relativa a este tipo de estructuras, así como las normas y recomendaciones existentes actualmente.

El Anejo 2 está dedicado a definiciones y notación.

RESUMEN

Se presentan los objetivos y contenido del manual de la ATEP sobre forjados postensados que está actualmente en proceso de elaboración por parte de un grupo de trabajo coordinado por el primer autor de esta comunicación.

SUMMARY

The objectives and a summary of contents of the ATEP recommendations for the design and construction of post-tensioned flat slabs with unbonded tendons is presented, which is currently under elaboration by a task group coordinated by the first author of this presentation.

Estudio comparativo sobre las limitaciones de permeabilidad del hormigón en las normativas española y europea

José Manuel Gállego Estévez

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Director del Centro de Estudios de Carreteras - CEDEX - (MOPTMA)

Fernando Rodríguez García

Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Sector de Auscultación de Estructuras

Laboratorio Central de Estructuras y Materiales - CEDEX - (MOPTMA)

1. INTRODUCCION

Los últimos años han contemplado el desarrollo de una creciente preocupación, dentro del panorama tecnológico internacional, por el estudio y la prevención de aquellos mecanismos capaces de provocar la degradación de las propiedades que caracterizan el comportamiento adecuado de los materiales de construcción. El conocimiento de las causas que desencadenan el deterioro, así como los mecanismos por los que éste se desarrolla, constituyen el campo de trabajo de un gran número de estudiosos e investigadores.

Son muchos, por lo tanto, los esfuerzos y estudios emprendidos durante los últimos años encaminados a explicar los procesos que originan el deterioro, para prevenir así la merma de comportamiento que se produce en los materiales cuando estos ven degradada su durabilidad.

En este contexto, el hormigón constituye uno de los materiales más profusamente empleados en el campo de la construcción. Además, presenta grandes expectativas de crecimiento en su utilización durante las próximas décadas. Consideraciones tanto de índole económico como medioambiental avalan esta perspectiva. A este respecto, pueden ser indicativos los estudios realizados por Kreijer [1] sobre la eficiencia energética y ecológica de diversos materiales, donde se contempla una metodología para la inclusión de consideraciones de coste ecológico en los proyectos de futuras obras. En dicho estudio, el hormigón, tal y como recoge la Figura 1, presenta claras ventajas respecto a otros materiales que pueden considerarse a priori como alternativos.

Por lo tanto, cada día cobran más importancia aquellos estudios encaminados a la consecución de una capacidad adecuada en las estructuras de

COSTES ECOLOGICOS DE MATERIALES DE CONSTRUCCION COSTES POR N/mm² DE RESISTENCIA

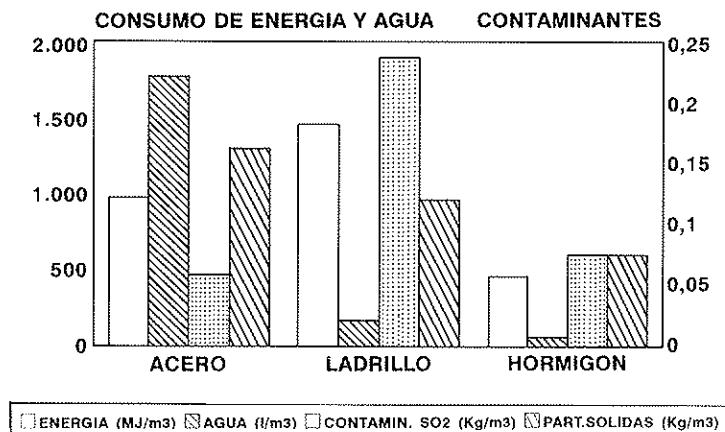


Fig. 1. Costes ecológicos de diversos materiales de construcción (Fuente: P. Kreijer)

hormigón para resistir los procesos de degradación durante su vida útil. Así, en todos los países del mundo desarrollado, se han multiplicado los esfuerzos, tanto en recursos humanos como económicos, para conseguir un mejor conocimiento de los mecanismos que gobiernan la entrada de sustancias agresivas hacia el interior del hormigón, así como de los procesos que originan la pérdida de las propiedades intrínsecas del material.

Paralelamente, y en la medida que los conocimientos técnicos lo han ido permitiendo, se ha producido una progresiva incorporación a la normativa, de criterios y especificaciones encaminados a conseguir una durabilidad adecuada de las estructuras de hormigón. La tendencia es creciente y se observa un incremento sistemático de los artículos dedicados a este tema en los diferentes códigos e instrucciones. Parece, por tanto, que nos encontramos ante un futuro no lejano en el que los técnicos se encontrarán abocados a la consideración real de la durabilidad como un criterio más durante las fases de diseño y construcción de las estructuras de hormigón. Como ejemplo, cabe destacar la posibilidad de que, en un futuro, sea necesario incluir en los proyectos un documento, a modo de anexo de durabilidad de la estructura, que integre y garantice la consideración de determinados criterios tanto de diseño, como de concepción estructural o de materiales. Esto, que hoy día puede parecer lejano, constituye sin embargo la línea que han emprendido ya algunas de las normativas que se consideran como técnicamente más avanzadas.

Hoy día, bastante lejano aún el horizonte indicado, los códigos e instrucciones presentan una situación algo dispar en cuanto al grado de desarrollo de especificaciones en relación con la durabilidad. A este respecto, cabe señalar que la Instrucción española EH [2] no se ha rezagado en este tema e incluye, desde su edición de 1988, requisitos específicos para los contenidos mínimos de cemento y para las relaciones máximas agua/cemento en función de la agresividad del ambiente al que esté sometido el elemento estructural. Así mismo, en 1991 incluyó la definición de durabilidad e introdujo, en consonancia con otros códigos europeos, el ensayo de penetración de agua bajo presión como método de control de la permeabilidad de un hormigón, cuyos resultados permiten obtener una estimación de la capacidad del material frente a la entrada de sustancias agresivas desde el exterior a través de su red porosa.

Pese a la inclusión de este ensayo en las normativas con las correspondientes especificaciones en función del ambiente, no se ha definido, por el momento, ningún método sistemático que se oriente al control de la durabilidad, de una forma análoga a la empleada para el control de otras propiedades, como la resistencia. A continuación, se presenta un resumen de los trabajos desarrollados en el Labora-

torio Central de Estructuras y Materiales del Centro de Estudios y Experimentación de Obras Públicas (MOPTMA). En ellos se elaboró un esquema de procedimiento operativo que facilita el control sistemático de la penetración de agua para cada uno de los hormigones empleados en una obra.

2. LOS ENSAYOS Y REQUISITOS DE PERMEABILIDAD DEL HORMIGÓN, EN LA NORMATIVA EUROPEA

El ensayo de penetración de agua bajo presión es un método normalizado en España según UNE 83.309/90 [3]. El procedimiento recogido en esta norma concuerda básicamente con lo indicado en ISO 7031 [4] y en la Recomendación RILEM CPC 13.1. [5], si bien no coinciden exactamente como consecuencia de una serie de lagunas en los métodos operativos de estas normas, que se detectaron previamente a su incorporación como normativa UNE a raíz de los estudios desarrollados en el CEDEX.

Se llevaron, entonces, a cabo una serie de trabajos al objeto de perfilar el proceso operativo [6]. En ellos se contempló la posibilidad de diversos procedimientos para la observación del frente de penetración de agua, concluyéndose en un método sencillo para la determinación del mismo. Igualmente, se definió cómo obtener el valor de la profundidad media de penetración, valor éste que aunque aparecía como especificación en algunos países, los criterios para su cálculo no se indicaban en las respectivas normas. La actual redacción de la norma UNE 83.309 es la consecuencia de aquellos trabajos.

El método de ensayo se lleva a cabo sobre probetas cúbicas de 150 o 200 mm de arista o cilíndricas de 150 mm de diámetro y altura comprendida entre 150 y 300 mm. Ello permite que se puedan utilizar en este ensayo probetas con las mismas dimensiones que las empleadas para el control de resistencia. Esto facilita el proceso ya que no es necesaria la fabricación de probetas con características especiales para este tipo de ensayo.

El procedimiento contempla la aplicación sobre la probeta de tres escalones sucesivos de presión de agua, que son los siguientes:

- un primer escalón de 1 Kp/cm², durante 48 horas.
- un segundo escalón de 3 Kp/cm², durante 24 horas.
- un tercer escalón de 7 Kp/cm², durante 24 horas.

Una vez finalizada la aplicación del último intervalo de presión, se procede a romper la probeta

mediante la aplicación de una fuerza sobre dos generatrices opuestas, de forma que se rompa en dos mitades, de forma análoga a como se hace para determinar la resistencia a tracción indirecta mediante el método brasileño. A continuación, se marcan los frentes de penetración, se determina la profundidad máxima de penetración y se procede a la estimación de la profundidad media de acuerdo con la definición dada en la norma de ensayo.

El método no es complicado en su aplicación práctica y su única laguna actual consiste en la inexistencia, hasta el momento, de datos, que en el ámbito nacional o internacional, hagan referencia a la reproducibilidad de sus resultados.

En alguna ocasión, se ha propuesto alguna mejora del procedimiento de ensayo, pero sin modificar el proceso básico del mismo. Entre ellas, cabe destacar la de Maya [7] que propone la determinación de dos frentes de penetración ortogonales mediante una segunda rotura de cada uno de los trozos en que ha quedado dividida la probeta, para conseguir así una mejor definición «volumétrica» de la masa de agua penetrada.

En los casos donde la normativa de otros países considera métodos para el ensayo de la penetración de agua, se suele contemplar la norma ISO 7031 como procedimiento de referencia. Por lo tanto, las variaciones en los diferentes casos son muy escasas o, en la mayoría de las ocasiones, inexistentes respecto a la mencionada norma.

Haciendo una selección de las instrucciones y códigos más importantes de nuestro entorno, la situación normativa referente a la inclusión de la permeabilidad de resume en la Tabla 1.

Es importante destacar que la normativa europea, contemplando como un conjunto homogéneo

la combinación del Eurocódigo EC-2 [8] y del Proyecto de norma europea ENV-206 [9], incluye la necesidad de comprobar la «impermeabilidad» del hormigón mediante el ensayo de penetración de agua, dando asimismo unas especificaciones para poder interpretar el ensayo.

Otros países, como es el caso alemán con su norma DIN 1045 [10], contemplan desde hace muchos años –1978– la necesidad de realizar este tipo de ensayos.

En cualquier caso, y como se apuntó anteriormente, la tendencia consiste en la aceptación progresiva del ensayo de penetración de agua como método para evaluar el previsible comportamiento del hormigón frente a problemas de durabilidad, y de esta manera, se está produciendo una incorporación creciente a los diferentes códigos, de especificaciones de penetración de agua dentro de los requisitos que debe cumplir un hormigón en función del tipo de exposición ambiental al que va estar sometido.

Ahora bien, no existe unanimidad en relación con los límites que deben contemplar las especificaciones de penetración. En la Tabla 2 se presentan los valores que se encuentran en los diversos códigos.

3. TRABAJO EXPERIMENTAL

3.1. Objetivos y metodología

Como se puede observar en la Tabla 2, existe unanimidad en cuanto al valor de 50 mm que debe tomar la especificación correspondiente para la profundidad de penetración máxima. Por el contrario, existe diversidad de criterios para los límites de profundidad media. Así, Alemania no

Tabla 1

Situación de la permeabilidad en la normativa europea

Código	Nación	¿Considera la permeabilidad?	Norma de ensayo
EH-91	España	Sí	UNE 83.309
EP-93		Sí	UNE 83.309
EC-2 (ENV-206)	Europa (UE + EFTA)	Sí	ISO 7031
BS 8110	Reino Unido	Sí (*)	–
DIN 1045	Alemania	Sí	DIN 1048
BAEL	Francia	No	–
BPEL		No	–
COD. MODELO CEB-FIP 93		Sí	ISO 7031

(*) La norma británica BS 8110 hace mención a la necesidad de que un hormigón sea impermeable para asegurar su durabilidad, si bien no especifica un procedimiento de ensayo para verificarlo de forma experimental.

Tabla 2
Especificaciones para las profundidades de penetración de agua

Código	Nación	Profundidad máxima de penetración (mm)	Profundidad media de penetración (mm)
EH-91	España	50	30
EP-93		50	30
EC-2 (ENV-206)	Europa (UE + EFTA)	50	20
COD. MODELO CEB-FIP 93		50	20
DIN 1045	Alemania	50-30 ^(*)	-

(*) Se contempla una limitación de 30 mm para la profundidad de penetración máxima en el caso de ambientes muy agresivos.

contempla especificaciones para este parámetro, mientras que el Código Modelo CEB-FIP y la Prenorma Europea ENV-206 consideran un valor de 20 mm como el adecuado. En España, los estudios realizados [11] apuntaban a que, para hormigones fabricados con los materiales españoles, el límite de 20 mm parece escaso, siendo más adecuado el valor de 30 mm como especificación para la penetración media.

Por lo tanto, y como continuación de los citados trabajos, se decidió plantear un trabajo experimental al objeto de comprobar la idoneidad de la limitación de la profundidad media de 30 mm propuesta. Así mismo, se pretendía definir una posible metodología para plantear un control de la permeabilidad del hormigón durante la ejecución de una obra, lo que constituiría un control sistemático enfocado a la durabilidad de forma que se complementara el ya existente de resistencia y consistencia.

Para ello se decidió efectuar un estudio que comprendiera tanto probetas fabricadas en laboratorio como testigos provenientes de obra, así como probetas fabricadas por clientes externos al laboratorio y que solicitan periódicamente la realización de este tipo de ensayo. Se trataba, en consecuencia, de contemplar la coherencia de las limitaciones propuestas, integrando tanto probetas fabricadas específicamente para este trabajo y cuyas dosificaciones fueron, por lo tanto, controladas en todo momento del estudio, como también

otras probetas cuyas dosificaciones se desconocían pero eran perfectamente adecuadas para el estudio de la relación existente entre los dos tipos de profundidad manejados en este ensayo.

3.2. Materiales y dosificaciones empleados

Se fabricaron diez dosificaciones diferentes, con relaciones agua/cemento comprendidas entre 0,40 y 0,70 con lo que se pretendía cubrir así un amplio intervalo de este parámetro que, como es sabido, condiciona de forma determinante el desarrollo de la red porosa capilar, y por lo tanto era previsible que se cubriera un amplio rango de resultados de penetración. Como otras variables consideradas en el diseño de las dosificaciones, cabe citar tanto el tamaño máximo del árido como la duración del período de curado. Las características específicas de cada dosificación se muestran en la Tabla 3. De cada una de ellas, se emplearon tres probetas para el correspondiente ensayo de penetración de agua.

Así mismo, se consideró conveniente para el estudio incluir algunas probetas y testigos que, al tener una procedencia ajena al propio laboratorio, permitirían detectar la existencia de algún tipo de desviaciones entre los resultados obtenidos en probetas de laboratorio perfectamente controladas y otras, provenientes en general de obras en ejecución cuyo control, en cualquier caso, era desconocido. Un total de 21 probetas con estas caracte-

Tabla 3
Dosificaciones de los hormigones fabricados en laboratorio

DOSIFICACION	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
CEMENTO										
RELACION A/C	0,53	0,60	0,70	0,40	0,46	0,41	0,53	0,53	0,53	0,53
T. MAX.ARIDO	20	20	20	20	20	20	40	10	20	20
CONTEN. DE CEMENTO	300	300	300	300	350	400	300	300	300	300
DURACION DEL CURADO	7	7	7	7	7	7	7	7	3	14

rísticas fueron consideradas en el estudio, lo que suponía un porcentaje bastante elevado respecto al total de 51 probetas ensayadas.

3.3. Resultados experimentales

Los ensayos se desarrollaron de acuerdo con lo recogido en la norma UNE 83.309 sobre probetas cuyas dimensiones fueron siempre de 300 mm de altura y 150 mm de diámetro.

En el caso de las probetas fabricadas en el laboratorio, se ensayaron todas entre los 26 y 30 días de edad, de manera que fuera así 28 días la edad media. Para el resto de las probetas ensayadas, esto no fue siempre posible dado que la edad la definía el peticionario del ensayo, de acuerdo con sus preferencias.

Según los casos, transcurrido el período de curado o una vez recepcionadas en el laboratorio, las probetas se conservaron en un ambiente a $20 \pm 2^\circ\text{C}$ y $50 \pm 5\%$ de humedad relativa. Previamente a la realización de los ensayos, las probetas fueron sometidas a un período de secado a $45 \pm 2^\circ\text{C}$ durante 72 horas.

En la Figura 2 se muestran los resultados obtenidos tanto para la profundidad máxima de penetración, como para la profundidad media, pudiendo distinguirse entre los valores obtenidos para las probetas fabricadas y las provenientes de expedientes para peticionarios externos.

4. ANALISIS CRITICO DE LOS RESULTADOS

A la vista de los resultados representados en la Figura 2, parece clara la existencia de una relación entre los valores correspondientes a cada una de las profundidades de penetración. Planteado el estudio estadístico correspondiente, se obtuvo un coeficiente de correlación entre ambas de 0,990 para una regresión lineal definida por la siguiente expresión:

$$P_{\text{med}} = 1,012243 P_{\text{max}} - 13,52743$$

En la Figura 3, se muestra la distribución de probabilidades de error de la estimación efectuada, mediante la aplicación de la regresión obtenida. Se observa una distribución claramente gaussiana, con un comportamiento muy centrado y probabilidad máxima de aparición de errores en el intervalo definido por $\pm 2,5$ mm.

Aceptando pues la regresión obtenida, y aplicándola para un valor de penetración máxima de 50 mm, valor éste generalmente admitido como

se indicó anteriormente, se obtiene una estimación del valor correspondiente de la profundidad media de 37 mm. Ello parece, por lo tanto, confirmar la idea de que los valores de 20 y 50 mm para las profundidades de penetración media y máxima, respectivamente, son poco congruentes entre sí, siendo además muy exigente la limitación impuesta para la penetración media.

A la vista de lo anterior, parece que el establecimiento de una especificación de 30 mm para la profundidad de penetración media, tal y como hace nuestra Instrucción EH-91, es mucho más adecuado, al menos para los hormigones fabricados con los materiales existentes en España. Para estudiar qué efecto tiene esta variación de los valores límite respecto a otra normativa europea, se procedió a la aplicación, para cada una de las probetas ensayadas, de los criterios de cumplimiento definidos por el Eurocódigo EC-2/Proyecto de norma Europea ENV-206 y por la Instrucción EH-91.

Las Figuras 4 y 5 muestran la aplicación de dichos criterios para cada uno de los códigos mencionados. Se puede observar en la Figura 4 la falta de coherencia existente entre los resultados experimentales obtenidos y la zona del «dominio de aceptación» definido por los criterios indicados en el Eurocódigo EC-2. Por el contrario, la Figura 5 muestra una mejor adaptación de la zona de validez definida por la Instrucción española, de acuerdo con los resultados conseguidos durante la fase experimental.

Continuando con el análisis de las profundidades de penetración obtenidas para la totalidad de las probetas ensayadas, se procedió al estudio de cuál era el criterio o los criterios que provocaban, en su caso, el no cumplimiento de las especificaciones recogidas en la normativa. Así, se clasificaron los resultados en función de su pertenencia a uno de los siguientes grupos:

- Grupo A: Cumple las dos especificaciones, tanto la de la profundidad de penetración máxima, como la de profundidad de penetración media.
- Grupo B: Cumple la especificación correspondiente a profundidad de penetración media, pero no cumple la de la profundidad máxima.
- Grupo C: Cumple la especificación correspondiente a la profundidad de penetración máxima, pero no hace lo mismo con la penetración media.
- Grupo D: No cumple, simultáneamente, ninguna de las dos especificaciones.

ENSAYO DE PENETRACION DE AGUA RESULTADOS

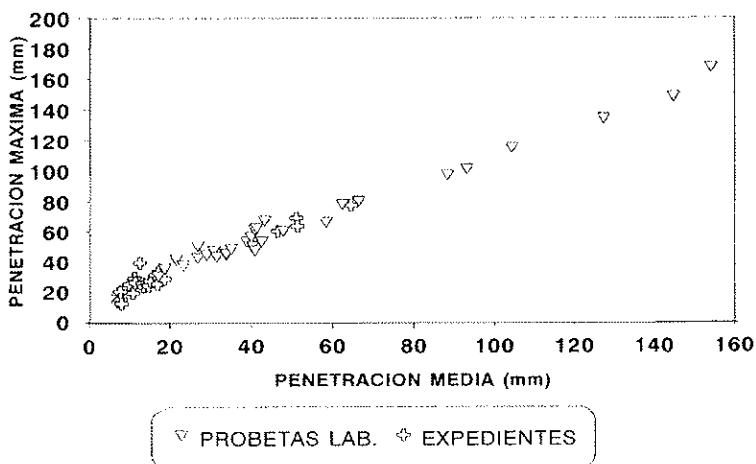


Fig. 2. Resultados experimentales obtenidos

ENSAYO DE PENETRACION DE AGUA ERRORES DE LA ESTIMACION DE PMED

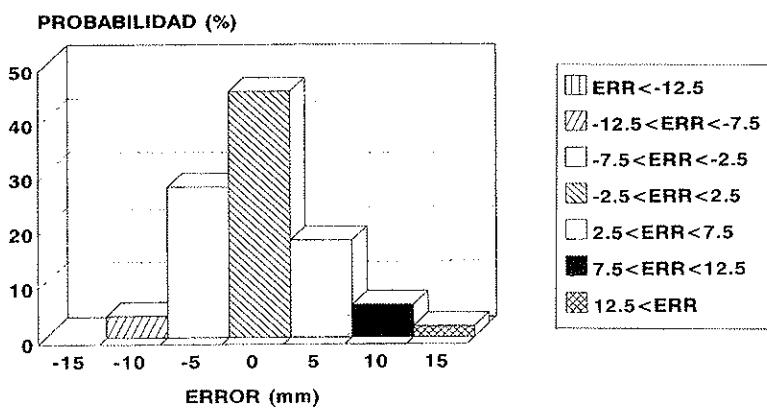


Fig. 3. Distribución de errores de la estimación

ENSAYO DE PENETRACION DE AGUA RESULTADOS - AREA DE CONFORMIDAD SEGUN EC-2/ENV-206

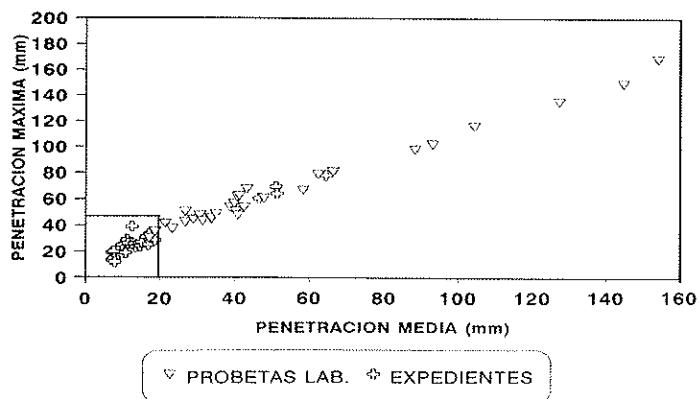


Fig.4. Campo de aceptación de resultados, definido por EC-2/ENV-206.

ENSAYO DE PENETRACION DE AGUA

RESULTADOS - AREA DE CONFORMIDAD SEGUN EH-91

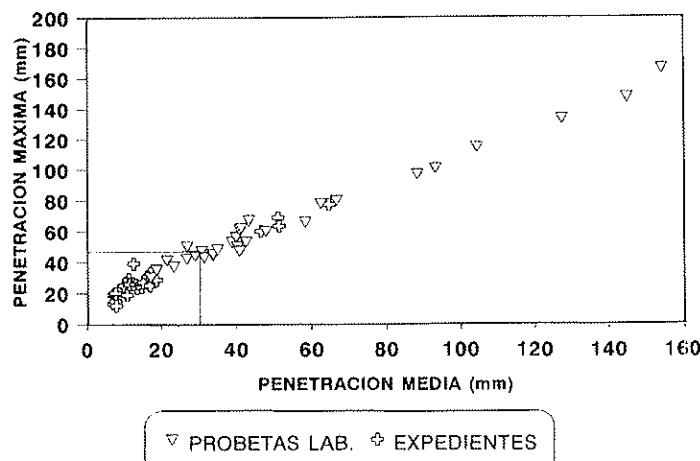


Fig. 5 Campo de aceptación de resultados, definido por EH-91.

A la vista de esta clasificación, parece que una población de resultados como la considerada, debe contemplar casos pertenecientes a cada uno de los grupos establecidos, de forma que no exista sesgo hacia ninguna de las limitaciones, si bien ello dependerá, claro está, del comportamiento frente a la penetración de agua propio de cada uno de los hormigones ensayados.

La Figura 6 muestra el análisis del comportamiento de las probetas ensayadas respecto a los criterios definidos por las dos normativas consideradas. Se observa que para el caso de la normativa de ámbito europeo (EC-2), se aprecia una casuística bastante equilibrada entre los Grupos A (38%), C (27%) y D (35%), no presentándose ningún caso enmarcado dentro del Grupo B, o lo que es lo mismo, no existe ningún resultado en el que, cumpliéndose la limitación de penetración media, no se haya cumplido la especificación requerida para la penetración máxima. Ello lleva a considerar que existe una cierta descoordinación e incoherencia entre las limitaciones establecidas por el EC-2, ya que la limitación de profundidad de penetración máxima, por sí sola, es prácticamente inoperante.

En el caso de las limitaciones establecidas por la Instrucción EH-91 española, y en comparación con los datos antes comentados para el EC-2, se pueden apuntar algunas consideraciones. Así, se observa en primer lugar un crecimiento porcentual (46%) de los casos enmarcados dentro del Grupo A o de cumplimiento, de lo que cabe deducir un menor grado de exigencia real de la normativa española. Por otro lado, se mantiene prácticamente constante el número de casos que no cumplen ambas limitaciones (33%) en el caso de la EH-91. Por lo tanto, el aumento de la especificación para la profundidad media no es motivo de

aumento o disminución del número de casos inmersos en la casuística propia del Grupo D que, como además es notorio, engloba a más de la mitad de los casos de incumplimiento de las limitaciones. En este aspecto, y a la vista de los resultados, se puede decir que lo más probable, en el caso de no cumplirse las especificaciones, es que ello sea debido a rebasarre simultáneamente los valores límites para los dos tipos de penetración que se manejan en este ensayo.

Además, el número de casos en que no se cumple una de las dos especificaciones disminuye notablemente en el caso de aplicar la normativa española (21%) frente a la aplicación del EC-2 (27%). Aceptando que, en cierto modo, la aparición de esta casuística está relacionada con fenómenos muy específicos, tales como efectos puntuales de los áridos con repercusión sobre formas anómalas del frente de penetración, cabe esperar que la frecuencia de este tipo de casos sea bastante escasa. Por lo tanto, parece más adecuada aquella normativa que genera una menor probabilidad de tener casos de este tipo (Grupo B + Grupo C). En este aspecto, por lo tanto, la normativa española también aparece, conforme a este criterio, como más adecuada.

Finalmente, cabe citar la aparición de algún caso englobado dentro del Grupo B, por lo que la profundidad máxima de penetración ha sido limitativa para alguna de las probetas. Si bien puede no ser muy significativo, sí cabe apuntar de la experiencia de la aplicación de las dos normativas, que debe descartarse la posibilidad de eliminar la especificación correspondiente a la profundidad media, tal y como se ha preconizado últimamente en foros europeos, ya que ello conllevaría la aceptación como único criterio de un valor umbral que, por sí solo, se ha revelado como insuficiente.

ENSAZO DE PENETRACION DE AGUA COMPARACION EC-2/ENV-206 Y EH-91

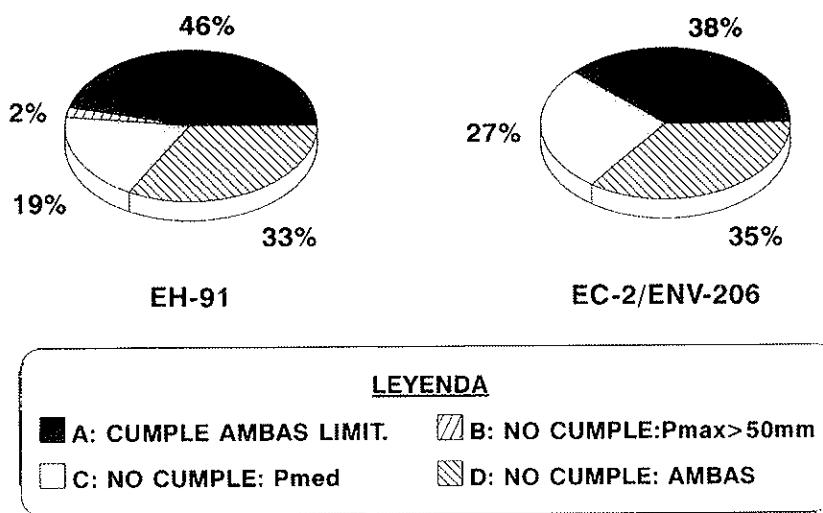


Fig. 6. Análisis de cumplimientos de las especificaciones definidas en EC-2/ENV-206 y en EH-91.

A este respecto, cabría, por el contrario, considerar como única limitación la correspondiente a la profundidad media de penetración, por las razones anteriormente expuestas.

En consecuencia, de todo lo anterior se deduce la mayor coherencia y oportunidad de las limitaciones contempladas por la Instrucción española EH-91, ya que el valor de 30 mm de profundidad media de penetración parece más adecuado que el de 20 mm contenido en otras normativas.

Otro de los objetivos cuya consecución se pretendía llevar a cabo con los resultados obtenidos, consistía en el planteamiento de un método sistemático para el control de la permeabilidad del hormigón. Para ello era muy importante el acotar las dispersiones obtenidas en los ensayos para probetas fabricadas con el mismo hormigón, al objeto de poder definir unos límites de variabilidad que, incorporados a los valores de las especificaciones, fueran capaces de tener en cuenta la posible dispersión de los resultados obtenidos para un mismo tipo de hormigón.

Como consecuencia de lo anterior, pareció conveniente restringir el estudio a las probetas fabricadas en laboratorio con hormigones perfectamente controlados. De esta manera, se pretendía minimizar cualquier tipo de influencias, salvo las derivadas estrictamente de la realización del ensayo, sobre diferentes probetas de un mismo hormigón.

En consecuencia, para cada uno de los hormigones fabricados en laboratorio, se calculó el valor medio de las penetraciones medias y máximas

para el conjunto de las tres probetas correspondientes. La Figura 7 muestra la distribución de las dispersiones respecto al valor medio que se presentan para cada una de las profundidades obtenidas en cada probeta.

Se observa la existencia de una región donde se concentran el 90% de los resultados obtenidos. Dicha región está delimitada por ± 15 mm para la profundidad máxima de penetración y ± 10 mm para la profundidad media. Ello permite establecer, por lo tanto, dos umbrales que valoren la dispersión de resultados y a partir de los que, aun cumpliéndose la especificación en cuanto a los valores medios, puedan rechazarse aquellos ensayos en los que la dispersión alcanzada así lo aconseje. Por lo tanto, una vez aceptados los límites actuales establecidos en la Instrucción EH-91, los valores que parecen ser más adecuados para dichos umbrales a la vista de los resultados obtenidos serán de 65 mm para la profundidad máxima y de 40 mm para la profundidad media. A partir de estos valores, el planteamiento de un método de control sistemático para la permeabilidad del hormigón es factible, tal y como se indica en el siguiente apartado.

5. PROPUESTA DE SISTEMATICA DE CONTROL DE LA PERMEABILIDAD DEL HORMIGON

La tendencia normativa de incrementar las exigencias referidas a la durabilidad, se encuentra hasta el momento con dificultades de orden práctico que son difíciles de soslayar. Los inconve-

ENSAYO DE PENETRACION DE AGUA DESVIACIONES RESPECTO A LAS MEDIAS

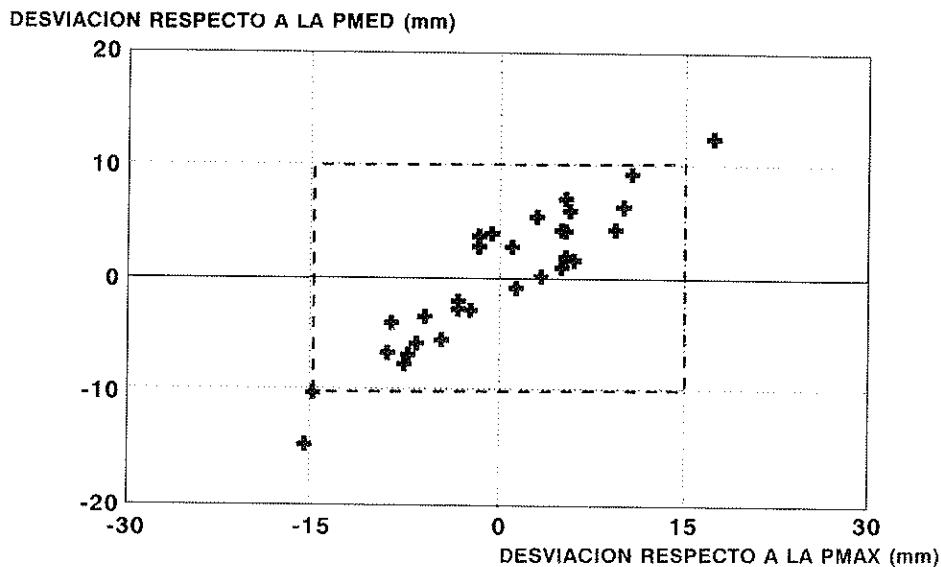


Fig. 7. Distribución de dispersiones en los resultados.

nientes fundamentales a este respecto radican en la dificultad práctica de comprobar de manera experimental, y una vez endurecido el hormigón, el contenido de agua y de cemento con el que ha sido fabricado éste.

Las normativas actuales contemplan, con carácter general, especificaciones para el contenido mínimo de cemento y la relación agua/cemento máxima. Sin embargo, la dificultad de comprobación del cumplimiento de estas limitaciones hace que las garantías de durabilidad que se pretende conseguir se conviertan, en algunas ocasiones, en meros actos voluntaristas por parte del proyectista o de la Dirección Facultativa.

Es importante, por lo tanto, el disponer de métodos capaces de validar experimentalmente las dosificaciones que se deben emplear de acuerdo con las especificaciones antes mencionadas. Surge así la posibilidad de recurrir a comprobaciones experimentales que, si bien de un modo indirecto, sean capaces de asegurar un adecuado comportamiento del hormigón frente a los mecanismos de ingreso de sustancias agresivas. En esta línea, y a falta de otros ensayos específicos sobre durabilidad, la normativa existente ha introducido ya en sus articulados limitaciones referidas a la permeabilidad del hormigón, entendiendo que esta propiedad está directamente relacionada con su durabilidad y, por lo tanto, se convierte en un parámetro útil para su control.

Se trata, por lo tanto, de realizar un control «a priori», para la validación de las dosificaciones

que se deben emplear en cada uno de los diferentes tipos de hormigón que van a ser utilizados en una obra concreta. No se trata pues de ensayar diferentes lotes de probetas durante la ejecución, sino de conseguir una conformidad inicial de que los hormigones que se van a emplear son los adecuados en relación al cumplimiento de las especificaciones de durabilidad. Si ello se complementa con un control documental posterior de las hojas de suministro de cada una de las amasadas que llegan a la obra, se habrá conseguido, un cierto «aseguramiento» de las prescripciones asociadas a la durabilidad. Cabe recordar en este aspecto que, en la actualidad, la hoja de suministro no siempre es objeto de la debida atención, por lo que suele cumplimentarse de forma rutinaria mediante horquillas de valores muy amplios y que, en consecuencia, no refleja fielmente la verdadera dosificación del hormigón puesto en obra.

A efectos del control de la permeabilidad, se deberá entender como tipos diferentes de hormigón, aquellos cuya resistencia o consistencia es diferente. Para cada uno de estos, será necesario el ensayo previo de tres probetas. Aunque éstas pueden presentar cualquiera de las dimensiones contempladas en UNE 83.309, es preferible que sean cilíndricas de 15 cm de diámetro y 30 cm de altura, al objeto de no recurrir a probetas especiales y que sean válidos los moldes empleados para el control de la resistencia.

Una vez sometidas las probetas al ensayo de profundidad de penetración de agua bajo presión,

según UNE 83.309, se determinarán sus profundidades máxima (Z) y media (T) de penetración. A continuación, se procederá a ordenar dichos valores, de menor a mayor, de acuerdo con el siguiente criterio:

$$Z_1 \leq Z_2 \leq Z_3$$

$$T_1 \leq T_2 \leq T_3$$

A la vista de los resultados obtenidos, se propone un criterio de aceptación de los hormigones ensayados, consistente en el cumplimiento simultáneo de las condiciones siguientes:

$$Z_m = \frac{Z_1 + Z_2 + Z_3}{3} \leq 50 \text{ mm} \quad Z_3 \leq 65 \text{ mm}$$

$$T_m = \frac{T_1 + T_2 + T_3}{3} \leq 30 \text{ mm} \quad T_3 \leq 40 \text{ mm}$$

Este es el criterio que ha incorporado en su texto el Grupo de Trabajo de la Comisión Permanente del Hormigón que ha preparado las propuestas para la mejora de la calidad del hormigón [12].

6. CONCLUSIONES

- Existe una regresión lineal significativa, con coeficiente de correlación de 0,990, entre los valores de la profundidad máxima de penetración y la profundidad media.
- La normativa existente es unánime en relación con el valor límite de 50 mm para la profundidad máxima de penetración. Sin embargo, el valor límite de 20 mm incluido en la normativa europea para la profundidad media es muy restrictivo. A la vista de los resultados, parece más coherente la adopción del valor de 30 mm tal y como contempla la Instrucción española EH-91.
- El método de ensayo de profundidad de penetración de agua presenta dispersiones respecto a los valores medios del conjunto de tres probetas, con un comportamiento muy próximo al de la distribución normal.
- Se pueden definir dos valores umbrales para la dispersión de cada una de las profundidades obtenidas con grupos de tres probetas. Dichos valores son de ± 15 mm para la pro-

fundidad máxima y ± 10 mm para la profundidad media.

- Se presenta una metodología y unos criterios de aceptación, para su utilización en el control sistemático de la permeabilidad de los hormigones que se van a emplear en una obra.

7. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

1. KREIJER, P.C. «Ecological properties of building materials». Materials and Structures. Vol. 20. N.º 118, Julio-Agosto, 1987, pág. 249-254.
2. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGÓN. «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado (EH-91)». Ministerio de Obras Públicas y Transportes, 1991.
3. ASOCIACION ESPAÑOLA DE NORMALIZACION. «UNE 83.309. Ensayos del hormigón. Determinación de la profundidad de penetración de agua, bajo presión». 1990.
4. INTERNATIONAL ORGANIZATION FOR STANDARDIZATION. «ISO 7031. Béton durci. Détermination de la profondeur de pénétration d'eau sous pression», 1983.
5. INTERNATIONAL UNION OF TESTING AND RESEARCH LABORATORIES FOR MATERIALS AND STRUCTURES (RILEM). «Recommendation RILEM CPC-13.1. Test for the penetration of water under pressure on hardened concrete». Materials and Structures, N.º 69 Vol. 12, 1979.
6. GALLIGO ESTEVEZ, J.M; RODRIGUEZ GARCIA, F. «El ensayo de penetración de agua como método para el control de la durabilidad de un hormigón utilizado en estructuras de puentes de carretera». Hormigón y Acero, N.º 171, 1989.
7. MAYA MIRANDA, E. «Evaluación de la norma UNE 83.309-90 respecto a su aplicación para el control de la permeabilidad al agua del hormigón». Actas de la II Jornada sobre Aplicaciones arquitectónicas de los materiales compuestos y aditivados. E.T.S. Arquitectura de la Universidad Politécnica de Madrid, 1992.
8. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. «ENV1992-1-1. Eurocode 2: design of concrete structures. Part 1: General rules and rules for buildings». Bruselas, 1991.

9. EUROPEAN COMMITTEE FOR STANDARDIZATION. «ENV-206. Concrete: Performance, Production, Placing and Compliance Criteria». Bruselas, 1988.

10. DEUTSCHES INSTITUT FÜR NORMUNG. «DIN 1045. Beton und Stahlbeton; Bemessung und Ausführung». Berlín, 1978.

11. GALLIGO ESTEVEZ, J.M.; RODRIGUEZ GARCIA, F. «Study on the influence of some parameters of the mix design on the permeability of hardened concrete». Proceedings of Fifth International Conference on Durability of Building Materials and Components. Brighton, 1990.

12. COMISION PERMANENTE DEL HORMIGÓN. «Propuestas para mejorar la calidad del hormigón». Ministerio de Obras Públicas, Transportes y Medio Ambiente., 1994.

RESUMEN

Las Instrucciones españolas EH-91 y EP-93, en su redacción actual, incluyen prescripciones para limitar la permeabilidad del hormigón medida mediante el ensayo de determinación de la profundidad de penetración de agua, de acuerdo con el procedimiento descrito en la norma UNE 83.309/90.

Las limitaciones establecidas en la normativa española no son exactamente coincidentes con las recogidas en el actual texto de la Prenorma europea ENV-206. En concreto, la limitación para la profundidad media de penetración toma un valor diferente para cada una: 20 mm en el caso de la ENV-206 frente a 30 mm en las instrucciones españolas.

La experiencia en este campo del Laboratorio Central de Estructuras y Materiales del CEDEX, permitió hacer un estudio sobre la idoneidad de los valores especificados para la profundidad media de penetración de agua en las normativas antes mencionadas. Dicho estudio contempló series

de valores obtenidos de la realización de ensayos tanto para probetas enmoldadas en laboratorio, como para testigos extraídos «in situ».

En el presente artículo se presentan las líneas generales del estudio desarrollado, así como las conclusiones alcanzadas que revelan, a la vista de los resultados obtenidos, un mayor grado de coherencia de las limitaciones contempladas en la redacción actual de las Instrucciones españolas EH y EP. Así mismo, se realiza un estudio de las dispersiones obtenidas con el ensayo y se presenta un procedimiento para el empleo de la penetración de agua como método sistemático para el control del cumplimiento de las especificaciones relativas a la durabilidad del hormigón.

SUMMARY

The Spanish Codes for concrete, EH-91 and EP-93, include at present provisions for limiting the permeability of concrete, measured in the water penetration test described in the UNE 83.309/90 standard.

The prescriptions of the Spanish Codes are not exactly coincident with the ones of ENV-206. So, the limiting value for the average penetration depth is different: 20 mm for ENV-206 while 30 mm in the Spanish Codes.

The broad experience in this field of the Laboratorio Central de Estructuras y Materiales from CEDEX, has allowed to perform a study on the validity of the average penetration depth fronts in both standards. In the study, both laboratory cast concrete samples, and in-situ drilled cores were used.

In the paper, the study is described in general terms, and the main conclusions are presented, these revealing a higher soundness of the limiting values in the Spanish Codes. Also, a study of the deviations obtained in the test is performed, and a procedure is presented for using the water penetration test as a standard control method for the durability specifications of concrete.

CEMCO 95 - Seminario S5

"Tecnología en la reparación de estructuras de hormigón armado dañadas por corrosión"

PROGRAMA

Lunes 24 de abril

Mañana

1 - Especificaciones y ensayos para determinar la impermeabilidad del hormigón.

Phil Bamforth, Bsc. PhD. CEng. MIC, Tey Wood Engineering Limited

2 - Causas y mecanismos de deterioro de la corrosión de armaduras.

José Antonio González, Dr. Ciencias Químicas, Profesor de Investigación, CENIM.

3 - Principales métodos de protección de armaduras frente a la corrosión.

Mª Cruz Alonso, Dra. en Ciencias Químicas, Colaboradora Científica, IETCC.

Tarde

4 - Inspección y diagnóstico de estructuras corroídas. Medida de la corrosión de las armaduras.

Luis Ortega, Ingeniero de Caminos, GEOCISA.

Marta García, Lda. Ciencias Químicas, GEOCISA.

5 - Valoración estructural y cálculo de la vida residual de estructuras con problemas de corrosión de armaduras.

Jesús Rodríguez, Dr. Ingeniero de Caminos, GEOCISA.

Julio Casal, Ingeniero de Caminos, GEOCISA.

Martes 25 de Abril

Mañana

6 - Normativa sobre reparación España/Europa.
Demetrio Gaspar, Dr. Ciencias Químicas, IETCC.

7 - Reparación de estructuras corroídas: Métodos avanzados.

Mª Carmen Andrade, Dra. Química Industrial, Profesora de Investigación, IETCC.

8 - La protección catódica: Método preventivo y curativo.

Miguel Angel Guillén, Dr. Ciencias Químicas, Instituto Español de Corrosión y protección, AYS.

9 - Métodos tradicionales de reparación. Consideraciones teóricas.

Olga Río, Dra. Ing. de Caminos. Colaboradora Científico, IETCC.

Tarde

10 - Presentación y visita técnica de la reparación de los Costillares del IETCC.

Javier Sarria, Arquitecto, IETCC.

Casos prácticos.

Miércoles 26 de Abril

Casos prácticos.

Mesa redonda.

INSTITUTO CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN "EDUARDO TORROJA"

Apartado 19002
28080 Madrid - España
Fax: 30 20 700

Muy Sr. mío: Desearía inscribirme en los Seminarios cuyas claves marco con una X, para lo cual he procedido al envío del importe del total de la(s) cuota(s) de inscripción, ptas. mediante:

- cheque nominativo extendido a Instituto Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja/CEMCO-95,
 transferencia bancaria a la cuenta 0030/1125/13/0870000/271 Banco Español de Crédito, sucursal urbana de Potosí, c/ Bolivia, 11 - 28016 MADRID, a nombre de Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, indicando: para CEMCO-95 (Adjuntar copia del justificante de la transferencia).

Fecha de de 1995

Firma.

S1	S9
S2	S10
S3	S11
S4	S12
S5	S13
S6	S14
S7	S15
S8	S16

Sr. Director de CEMCO-95

Apellidos

Nombre

Domicilio

Tel. - Fax

Localidad

Cód. Postal

Empresa

N.I.F.

Cuatro realizaciones en puentes mixtos de luces medias

J. Francisco Millanes Mato
Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Miguel Angel Delgado Núñez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
IDEAM, S.A.

La presente comunicación tiene por objeto la descripción somera del proyecto y construcción de algunos de los puentes mixtos de luces medias, más significativos, que IDEAM, S.A. ha proyectado recientemente.

1. PUENTE MIXTO SOBRE EL CAUCE DEL TURIA EN VALENCIA

Se trata de un puente curvo que consta de cinco vanos, de luces 40, 60, 60, 60 y 40 metros, medi-

dos en el eje desarrollado entre estribos, proyectado en dintel continuo de estructura mixta, con una sección en cajón mixto, unicelular, metálico, en acero resistente a la corrosión, y una losa superior en hormigón armado, semiprefabricado. El dintel mixto se ha proyectado autoportante, es decir, con la subsección metálica resistente para hacer frente a los esfuerzos de peso propio del conjunto del tablero, incluyendo la losa superior. Ello ha permitido eliminar las costosas y peligrosas cimbras sobre el cauce, previstas en la solución inicialmente proyectada en hormigón pretensado.

De esta forma se consigue un proceso de mon-

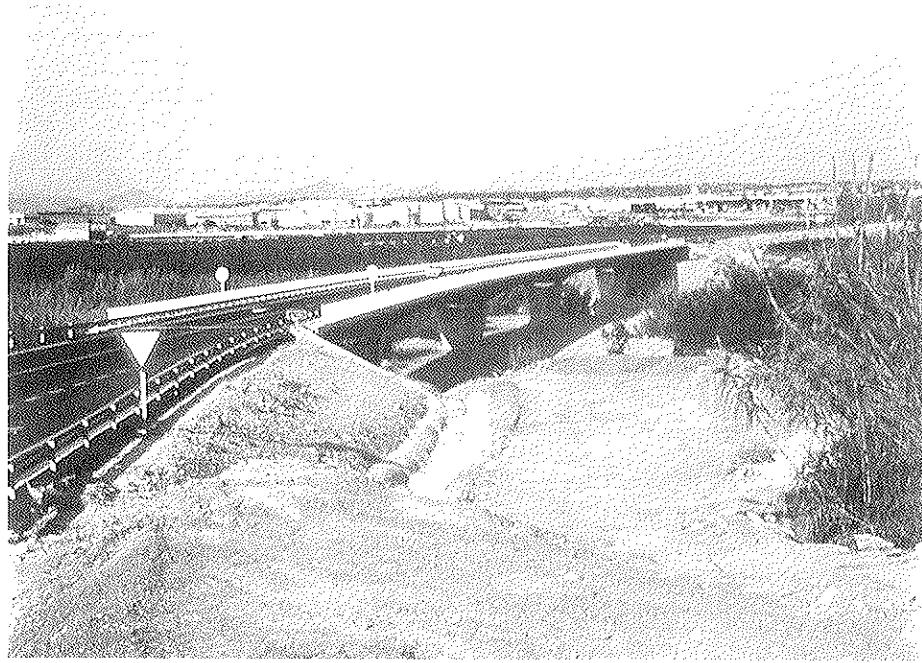


Fig. 1. Vista General del Puente.

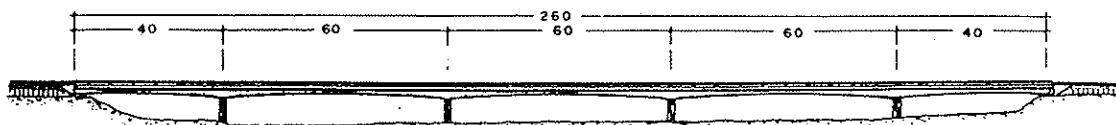


Fig. 2. Alzado General.

taje prácticamente independiente del cauce del río y sus imprevisibles avenidas, siendo únicamente necesario disponer unos ligeros apeos de posicionamiento durante el breve plazo de montaje y unión por soldadura de los tramos metálicos.

El tablero discurre continuo entre las juntas dispuestas en los estribos, con apoyos elastoméricos dobles en pilas y estribos en los que se materializa el empotramiento a torsión. El canto del tablero es variable, de 2 metros en centro de vano y estribos, y 3 metros en apoyos de pila, lo que supone una esbeltez de aproximadamente $L/30$ y $L/20$. El espesor del pavimento es de 8 cm.

La sección transversal del tablero presenta una anchura total de 12,00 metros, con una plataforma constituida por dos vías de circulación de 3,50 metros, dos arcenes de 1,50 metros y dos aceras de 1,00 metro, incluyendo en ellas la zona ocupada por los bordillos, de 0,20 m de ancho, la barandilla y las barreras de seguridad.

La acera se proyecta en el mismo hormigón que la losa, para simplicidad constructiva, con dos tubos de PVC en cada una, y una pendiente de desagüe del 1%.

La capa de pavimento de la calzada, de espesor constante de 8 cm, sigue de este modo el peralte impuesto del 2%, y permite evacuar el agua caída sobre la calzada por los sumideros dispuestos en el radio interior de la curva.

La estructura del tablero está constituida por una viga cajón metálica, unicelular, en acero resistente a la corrosión, con un canto variable entre 2 y 3 metros. La sección cajón es trapecial, con 7 metros de anchura entre ejes de almas en su cota superior, constante a lo largo de todo el puente.

El ancho de fondo de cajón es constante, de 5,50 metros, y no lleva pendiente transversal. Las platabandas superiores del cajón son de anchura variable, entre 0,40 y 0,60 metros, efectuándose el recorrido hacia el interior del cajón de forma que exteriormente sólo se aprecia una banda continua de 0,20 m de ancho. El plano formado por las platabandas lleva una pendiente transversal del 2%, y sobre ellas se dispone la conexión, variable a lo largo del puente según el nivel de rasantes que hay que conectar.

Las almas laterales del cajón, de distinta altura para permitir el peralte del 2% de losa, presentan una inclinación de 22,39° (alta) y 24,05° (baja) en centros de vano y estribos, y 14,90° (alta) y 15,64° (baja) en pilas.

En las zonas de predominancia de flexión negativa se dispone un refuerzo de hormigón inferior, vertido directamente sobre el fondo del cajón, y de espesor variable entre 20 y 30 cm de altura, enmarcado por dos células metálicas laterales que sirven de rigidización de fondo y alma, de encofrado lateral del hormigón de fondo y eliminan el peligro de corrosión en el punto de contacto entre hormigón y almas metálicas. Tanto en el fondo del cajón como en las células se establece la oportuna conexión que garantiza la colaboración del hormigón de fondo frente a los esfuerzos de flexión y torsión que solicitan la sección mixta.

En los apoyos de estribos y pilas se disponen unos mamparos transversales de transmisión de las reacciones a los apoyos de neopreno, adecuadamente rigidizados. Los mamparos de pila se disponen, lógicamente, siguiendo la dirección de las pilas, lo que les proporciona una cierta oblicuidad respecto al eje del tablero. Los efectos parásitos que este hecho pudiera producir han sido tenidos en cuenta en el cálculo del mamparo. Sobre ellos no se dispone conexión con la losa, reconociéndose localmente la torsión por un incremento

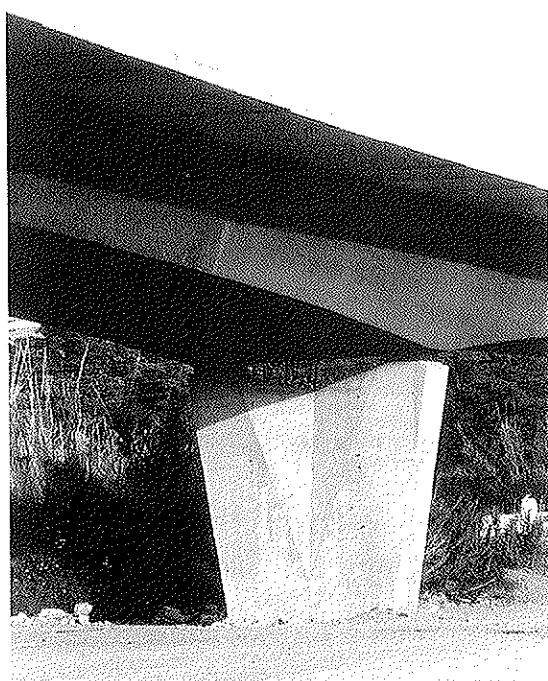


Fig. 3. Alzado Pila.

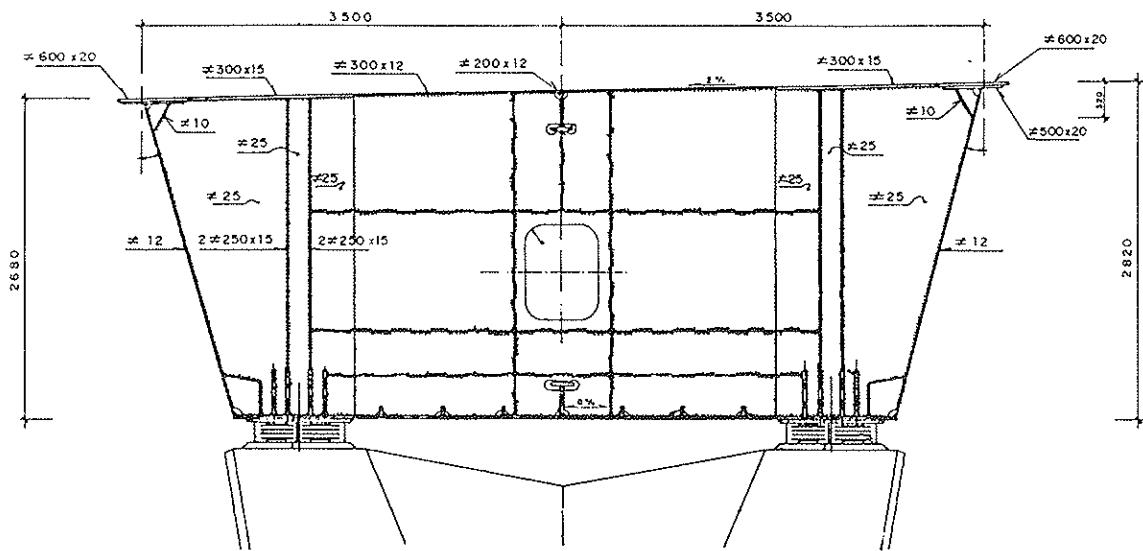


Fig. 4. Formas de Mamparos de Pilas.

localizado del cortante en las almas, en las zonas de apoyo.

La estructura principal metálica, incluidos los elementos de rigidización, conexión y mamparos, se proyectan en acero resistente a la corrosión, tipo CORTEN, que garantiza alcanzar 3.600 kg/cm² de límite elástico. Esto hace que no sea necesario aplicar pinturas protectoras en los paramentos exteriores, al generar el propio acero una capa de color siena que lo protege de la corrosión.

A la definición geométrica teórica de la estructura principal metálica se le aplican, en taller, unas contraflechas de ejecución adicionales, con el fin de conseguir, una vez montada la estructura, la rasante teórica de proyecto. Los valores máximos de dichas contraflechas alcanzaron los 8,54 cm en los vanos laterales, 25,26 cm en los intermedios y 12,85 cm en el central.

La viga cajón lleva un arriostramiento vertical en forma de celosías metálicas longitudinales y transversales, en acero A 42 b, a las que se aplica la debida pintura protectora, cuya misión es garantizar la indeformabilidad transversal de la sección por distorsión frente a sobrecargas excéntricas o puntuales y crear una línea nodal central en la rigidización del fondo del cajón.

También se dispone un arriostramiento superior entre platabandas, para absorber las torsiones de montaje que introduce la curvatura en planta del puente. Se proyecta en acero A 42 b, y se aplica la adecuada pintura protectora.

Ambos arriostramientos se disponen modularmente cada 5,714 metros en los vanos de 40 m y de 6,00 m en los vanos de 60 m.

La losa superior del tablero, en hormigón

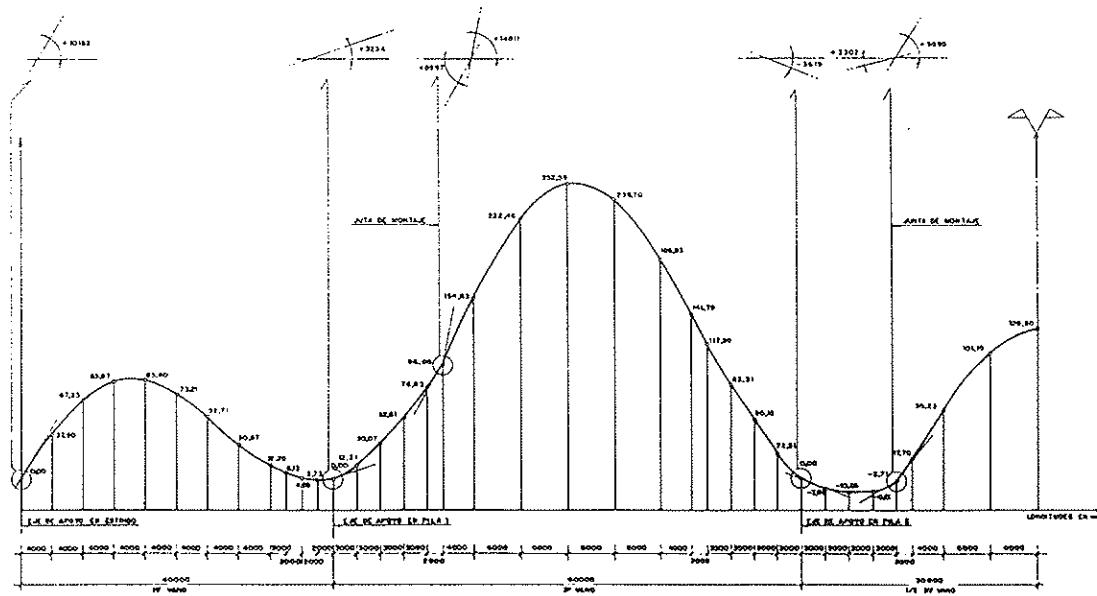


Fig. 5. Contraflechas de Taller.

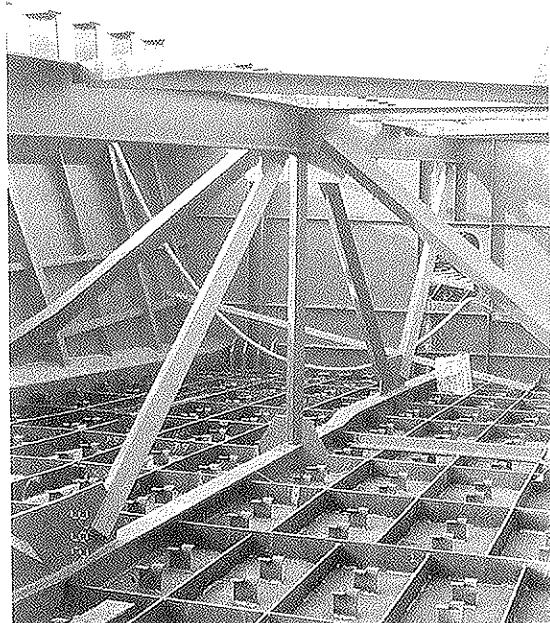


Fig. 6. Detalle de Celosía Vertical Longitudinal.

H-250, es de canto constante de 0,25 metros y se proyecta a base de placas prefabricadas constituidas por una tabla de 9 cm de espesor y dos nervios de 9 cm de canto, por placa. Las placas pre-

sentan una forma trapecial para adecuarse a la curvatura en planta del puente, con una longitud constante de 5.930 mm y una anchura, en eje de tablero, de 1990 mm en todos los vanos. Las placas salvan la luz transversal desde platabanda a eje puente, apoyando en un perfil central.

Sobre las placas se dispone la armadura superior in situ de la losa y, posteriormente, se hormigonara la losa hasta alcanzar el canto total de 25 cm.

Las armaduras del tablero, de 5.100 kg/cm^2 de límite elástico característico, constan de diferentes familias que han de recoger las solicitudes que aparecen en la losa por diferentes conceptos:

- Armaduras para esfuerzos negativos longitudinales, dispuestos según una armadura constante en todo el puente, con refuerzos en determinadas zonas, de hasta $150 \phi 25$ en la zona de apoyos.
- Armaduras para la flexión local de la losa, tanto transversal como longitudinal.
- Armaduras de torsión, como parte de la sección mixta.
- Armaduras de rasante, para transmisión de los esfuerzos de cizallamiento de los conectadores.
- Armaduras de las placas prefabricadas, para recoger los esfuerzos de peso propio de losa.

En los apoyos de neopreno zunchado se dispo-

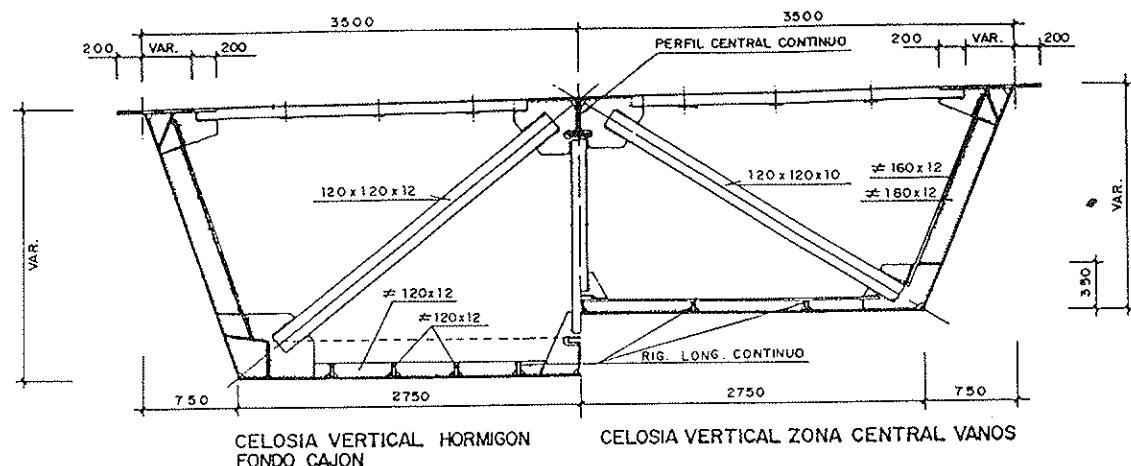


Fig. 7. Formas de Celosías Verticales Transversales.

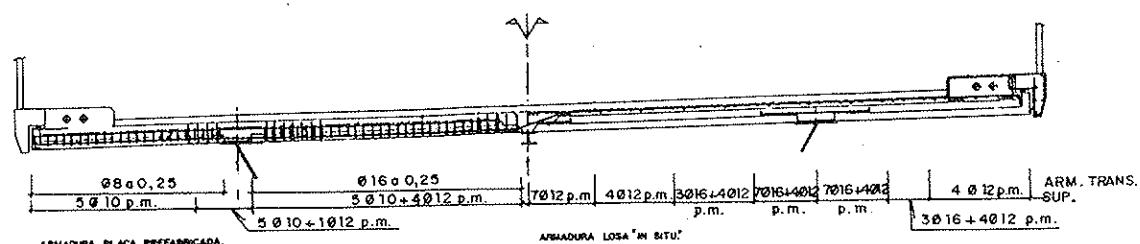


Fig. 8. Armado de la Losa y Placas Prefabricadas.

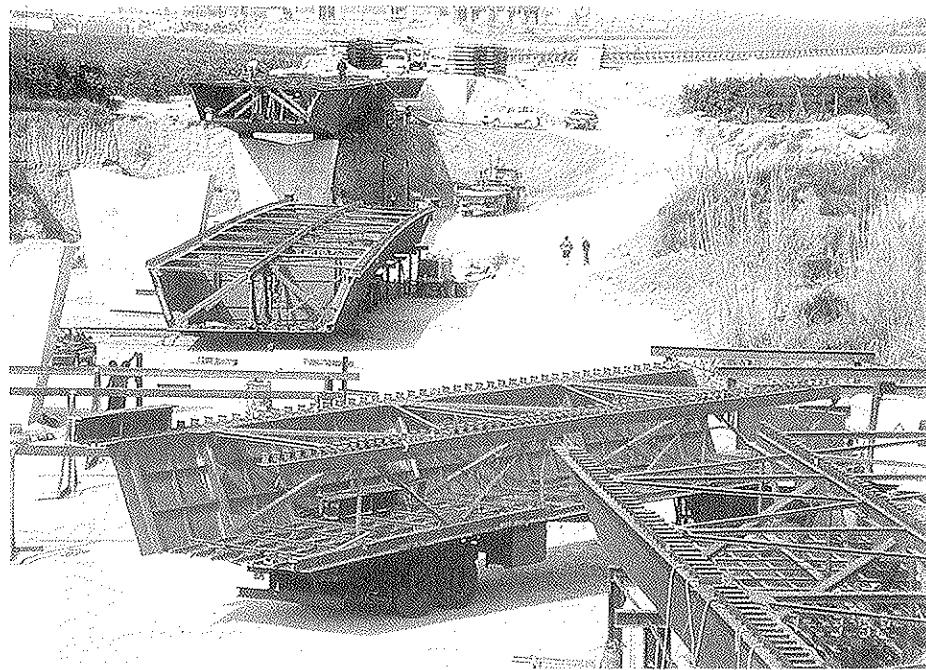


Fig. 9. Fase de Montaje.

nen cuñas longitudinales, compensadoras de la pendiente de trazado y contragiro de montaje.

Los apoyos de estribo van provistos de los correspondientes topes antirreptación. La compresión mínima garantizada en las pilas no hace necesario disponerlos en los apoyos de pila.

Las juntas de calzada se han proyectado con un recorrido máximo de 50 mm.

El proceso constructivo, una vez ejecutados en taller los tramos metálicos que conforman el tablero, y terminadas las pilas y los estribos, se realizó del siguiente modo:

- Montaje de los tramos laterales, previa nivelación de las mesetas de apoyo en pilas y estribos.
- Colocación de armaduras y hormigonado de los fondos de los cajones en las zonas de apoyo en pilas.
- Fijación de anclaje en estribos.
- Montaje del tramo metálico intermedio, al menos 7 días después del hormigonado del fondo de cajones.
- Este tramo se apoya en la pila siguiente y en un apeo provisional de fijación.
- Fijación provisional de los extremos del voladizo y soldadura de unión de alas, almas, elementos de celosía y rigidización.
- Retirada del apeo. Colocación de armaduras y hormigonado de los fondos de cajones en zonas de apoyo de pilas.
- Apeo del tramo central del puente. Fijación provisional a los extremos del voladizo y sol-

dadura de unión de alas, almas, elementos de celosía y rigidización.

- Retirada de apeo. Colocación de armaduras y hormigonado del resto de fondo de cajón.

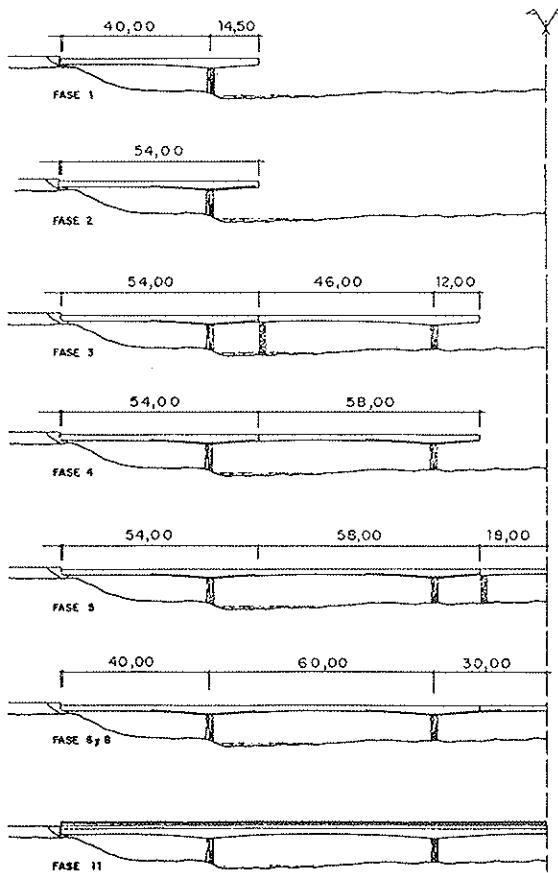


Fig. 10. Esquema de Fases de Montaje.

- Colocación de placas prefabricadas y armaduras "in situ" del tablero.
- Hormigonado "in situ" de la losa.
- Colocación de bordillos, acera y pavimento.
- Colocación de imposta prefabricada, mediante nivelaciones precisas antes de la fijación de los elementos.
- Colocación y nivelación precisa de barandillas y acabados totales.

2. PUENTE MIXTO DE SAGUNTO-GILET, SOBRE LA CN-340

La estructura que se describe consiste, básicamente, en la realización de un puente sobre la duplicación de calzada en la CN-340, tramo Sagunto - Gilet, en la Comunidad Autónoma del País Valenciano.

Dicha obra sirve para salvar el cruce con la CN-340, permitiendo así el cambio de sentido de los vehículos.



Fig. 11. Alzado General del Puente.

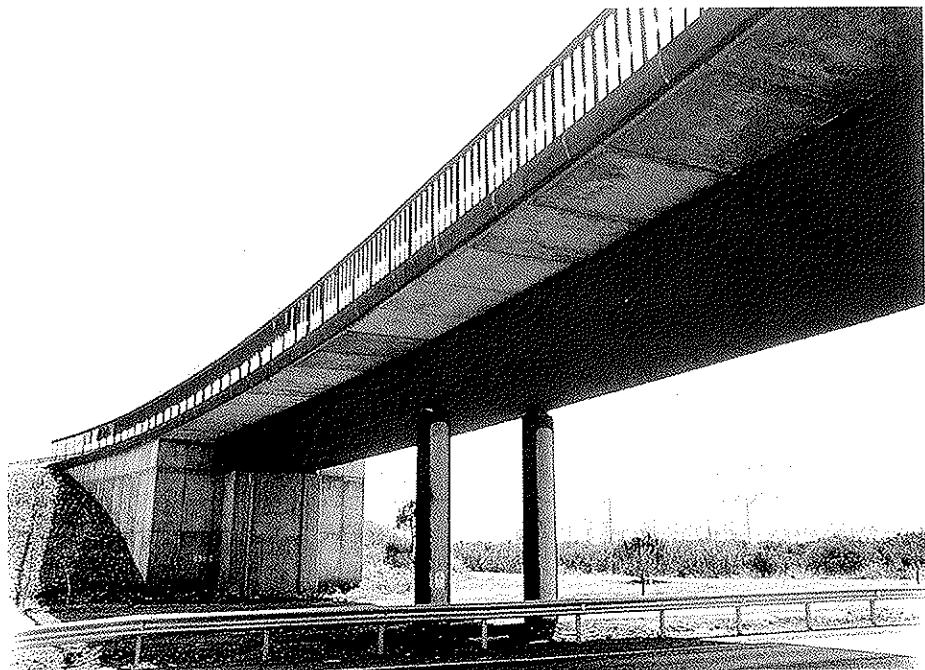


Fig. 12. Vista Inferior del Puente.

Se trata de un puente curvo que consta de tres vanos, de 16,40 y 16 metros, medidos en la cuerda entre ejes de apoyo en estribos, constituyendo un dintel continuo en estructura mixta, con una sección en cajón mixto, unicelular, metálico, en acero ENSACOR y una losa superior, en hormigón armado, semiprefabricado. En ambos estribos se dispone una longitud de entrega adicional de 0,55 m a partir del eje del apoyo, lo que da una longitud total de la obra, medida según el desarrollo de la proyección horizontal del eje del tablero, de 73,72 m.

El tablero discurre continuo entre las juntas dispuestas en los estribos, con apoyos elastoméricos dobles en pilas y estribos, en los que se materializa el empotramiento a torsión.

El canto del tablero es constante, presentando un total metal + losa + pavimento, de 1,50 metros, que deja un gálibo sobre eje de mediana de vía inferior, de 5,146 m.

El puente discurre según una curva circular en planta, de 160 metros. El paso a las curvas de radio 40 m adyacentes, se realiza en zona de estribos, una vez que ha finalizado el tablero.

La sección transversal del tablero presenta una anchura total de 10,00 metros, con una plataforma constituida por dos vías de circulación de 3,00 metros, dos arcenes de 1,00 metro y dos aceras de 1,00 metro, incluyendo en ellas zona ocupada por los bordillos, de 0,15 m de ancho, y la barandilla.

Los bordillos se proyectan en hormigón, con 27 cm de altura sobre la cota superior de pavimento, y están constituidos por un bordillo tipo Trief, que recibe el posible impacto de las ruedas, rigidamente anclado a la losa superior del tablero, de manera que resistan el choque lateral de los vehículos, pudiéndose eliminar las tradicionales barreras de seguridad.

La acera se proyecta en el mismo hormigón que la losa, para simplicidad constructiva, con tres tubos de PVC en cada una y una pendiente de desague del 1%.

La capa de pavimento de la calzada, de espesor constante de 8 cm, sigue de este modo el peralte impuesto, del 4%, y permite evacuar el agua caída sobre la calzada, por los sumideros dispuestos en el radio interior de la curva.

La estructura del tablero está constituida por una viga cajón metálica, unicelular, en acero resistente a la corrosión, con un canto constante de 1,20 metros en los 73,722 m entre juntas de estribos. La sección cajón es trapezial, con 5 metros de anchura entre ejes de almas en su cota superior, constante a lo largo de todo el puente.

El ancho de fondo de cajón es constante, de 3,80 metros, y lleva una pendiente transversal del 2% para lograr el peralte deseado. Las platabandas superiores del cajón son de anchura variable, entre 0,40 y 0,60 metros, efectuándose el recrecido hacia el interior del cajón de forma que, exte-

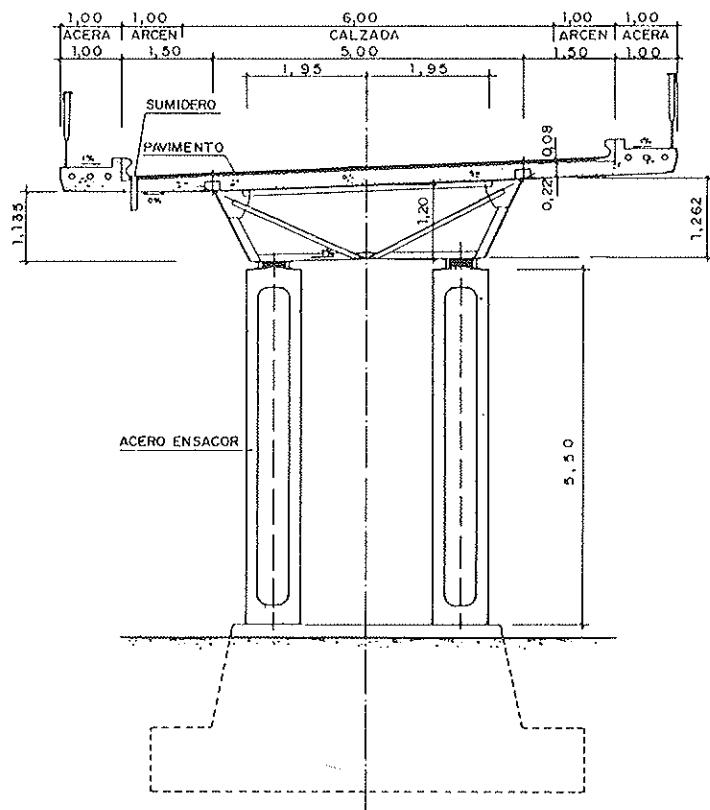


Fig. 13. Sección Transversal por Pilas.

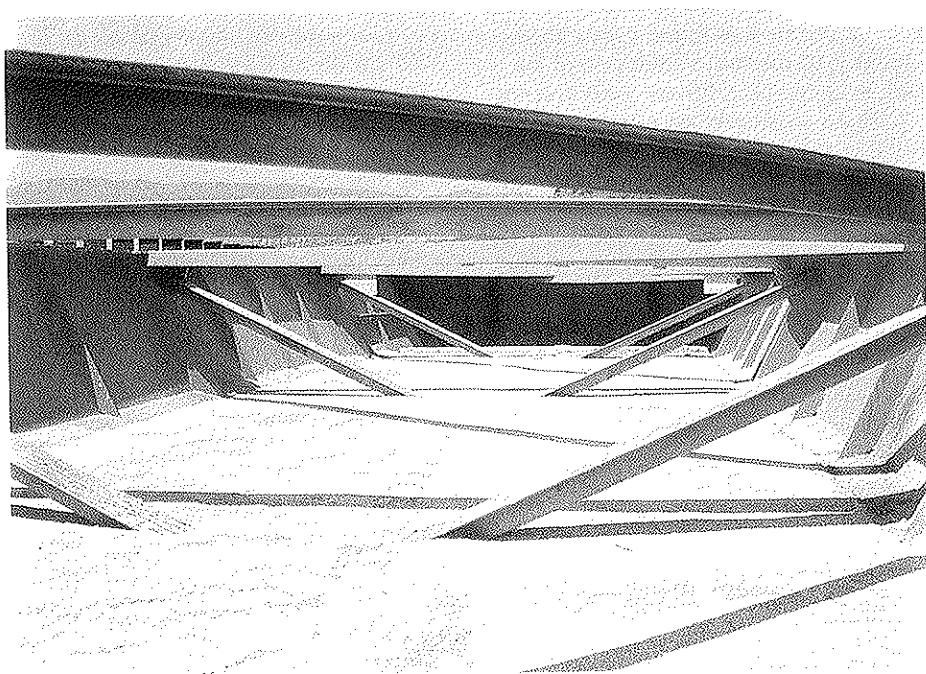


Fig. 14. Detalle del Hormigón de Fondo.

ríormente, sólo se aprecia una banda continua de 0,20 m de ancho. El plano formado por las plataformas lleva una pendiente transversal del 4%, y sobre ellas se dispone la conexión, variable a lo largo del puente según el nivel de rasantes que se vayan a conectar.

Las almas laterales del cajón, de distinta altura para permitir el paso del 2% de peralte en fondo cajón, al 4% de losa, presentan una inclinación de 25,42° (alta) y 27,80° (baja), constante a lo largo del puente.

En las zonas de predominancia de flexión negativa se dispone un refuerzo de hormigón infe-

rior, sobre el fondo del cajón, de 20 cm de altura, materializando un trabajo de doble acción mixta. El refuerzo de hormigón se extiende 20,50 m a partir de los 3 primeros metros desde cada estribo. Tanto en el fondo del cajón como en las células, se establece la oportuna conexión que garantiza la colaboración del hormigón de fondo frente a los esfuerzos de flexión y torsión que solicitan la sección mixta.

En los apoyos de estribos y pilas se disponen unos mamparos transversales de transmisión de las reacciones a los apoyos de neopreno, adecuadamente rigidizados. Los mamparos de pila se

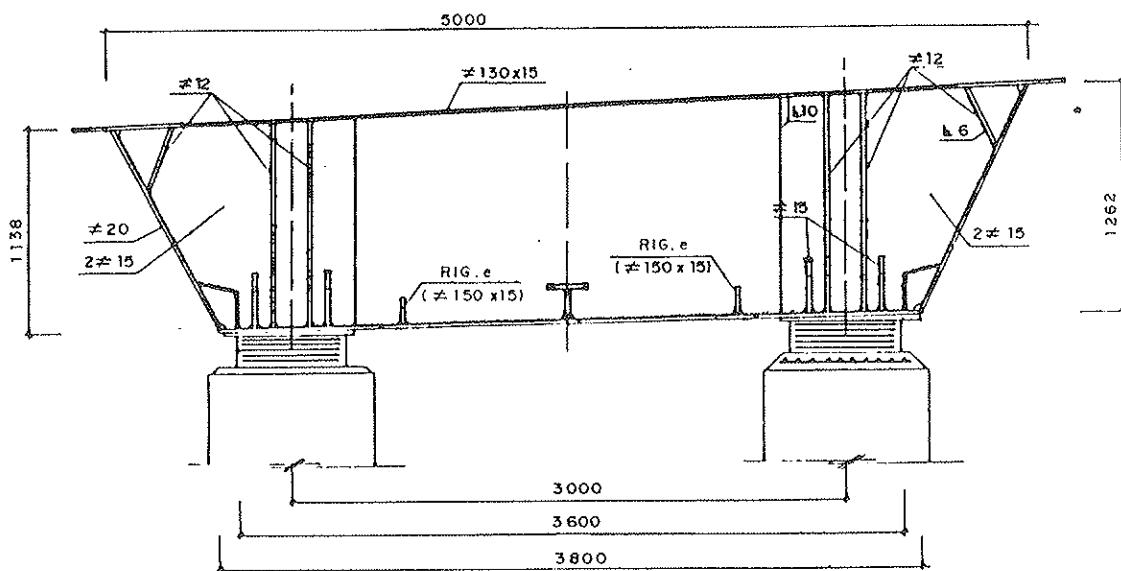


Fig. 15. Formas de Mamparo de Pila.

disponen, lógicamente, siguiendo la dirección de las pilas, lo que les proporciona una cierta oblicuidad respecto al eje del tablero. Los efectos parásitos que este hecho pudiera producir han sido tenidos en cuenta en el cálculo del mamparo. Sobre ellos se dispone conexión con la losa.

Dada la diferencia de luces entre vano central y vanos laterales, se produce un levantamiento del tablero en apoyo de estribos, incluso para carga permanente. Esto ha llevado a la necesidad de disponer de anclaje activo en ambos estribos, con una fuerza total por estribo de 240 toneladas, suficiente para garantizar incluso una compresión permanente en apoyos que impida su deslizamiento.

Los anclajes están formados, en cada estribo, por un par de anclajes de 3 torones $\phi 0,6"$ cada uno, junto a cada uno de los apoyos, con una fuer-

za de tesado inicial de 60,78 toneladas por anclaje. El anclaje en el estribo presenta un alveolo de 0,50 m de longitud, relleno de material inerte, para que los movimientos en el tablero no creen esfuerzos parásitos en los cables de anclaje.

La estructura principal metálica, incluidos los elementos de rigidización, conexión y mamparos, se proyectan en acero resistente a la corrosión, ENSACOR, que garantiza alcanzar 3.600 kg/cm² de límite elástico.

A la definición geométrica teórica de la estructura principal metálica se le aplicaron, en taller, unas contraflechas de ejecución adicionales, con el fin de conseguir, una vez montada la estructura, la rasante teórica de proyecto. Los valores de las contraflechas alcanzan un valor máximo de 22,91 cm en el vano central.

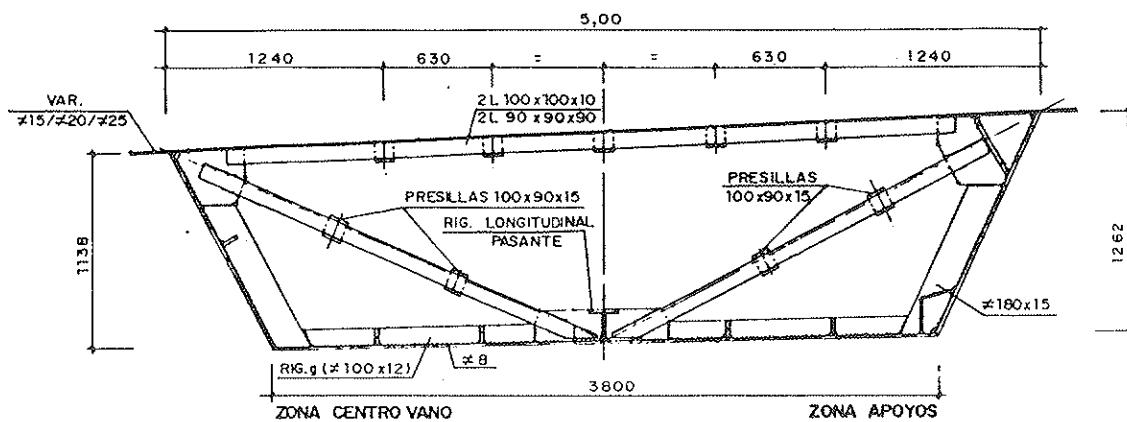


Fig. 16. Formas de Celosía Vertical Transversal.

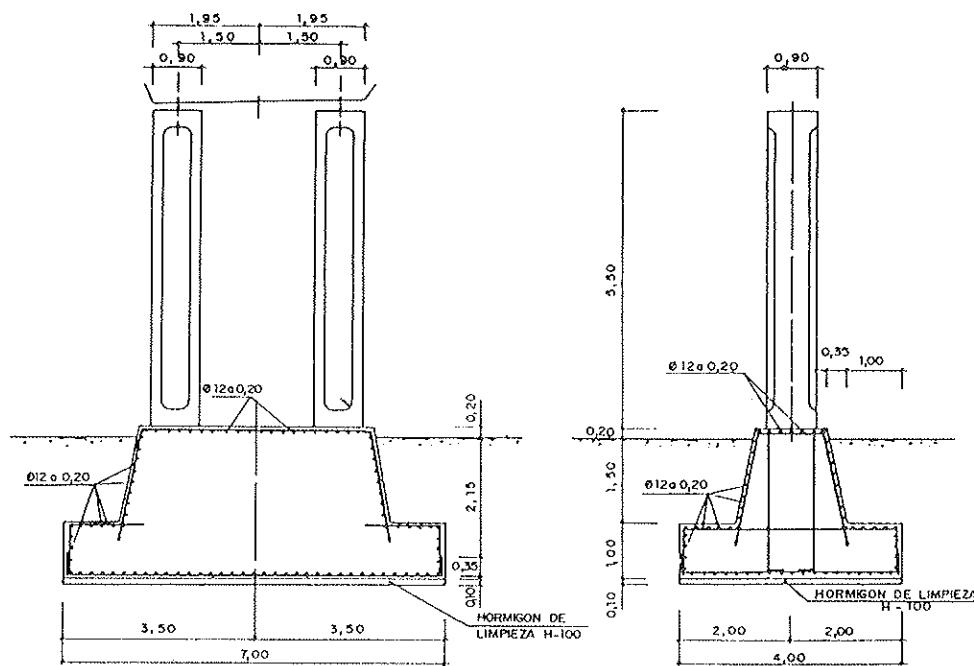


Fig. 17. Pila y Cimentación.

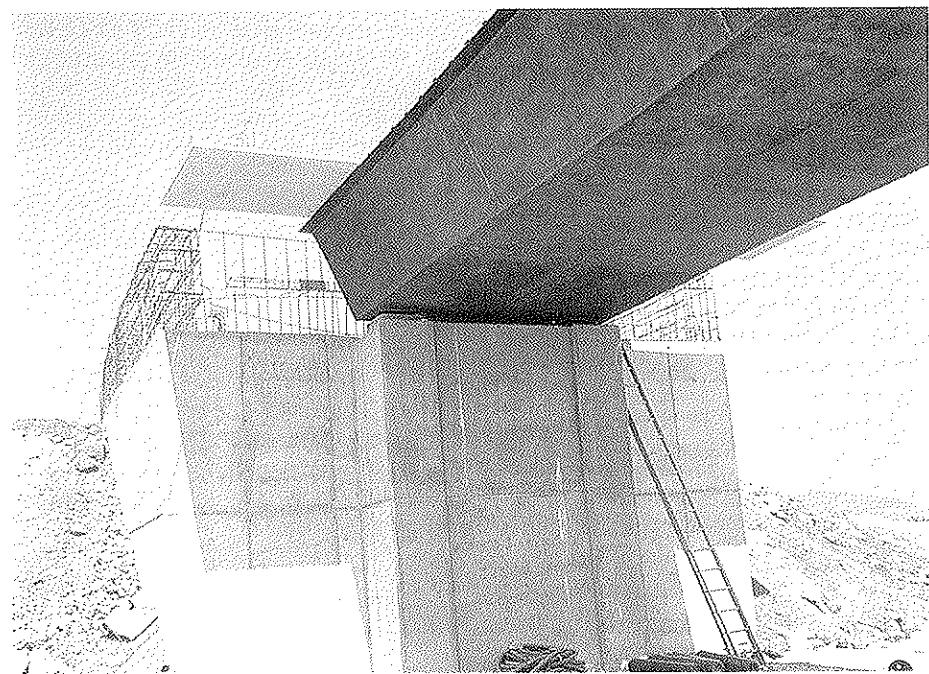


Fig. 18. Vista Intradós Estribo. Terminación Murete de Guarda.

La viga cajón lleva un arriostramiento vertical en forma de celosías metálicas, en acero A 42 b, cuya misión es garantizar la indeformabilidad transversal de la sección por distorsión frente a sobrecargas excéntricas o puntuales.

También se dispone un arriostramiento superior entre platabandas, para absorber las torsiones de montaje que introduce la curvatura en planta del puente. Se proyecta en acero A 42 b. A todos estos elementos internos en acero A 42 b, se les aplicó la adecuada pintura protectora. Ambos arriostramientos se disponen modularmente, cada 4 metros, aproximadamente.

La losa superior del tablero, en hormigón H-250, es de canto constante, de 0,22 metros, que se reduce ligeramente en los extremos de voladizos, y se proyecta a base de placas prefabricadas, constituidas por una tabla de 8 cm de espesor y dos nervios de 7 cm de canto, por placa. Las placas presentan una forma trapecial, para adecuarse a la curvatura en planta del puente, con una longitud constante de 9.620 mm y una anchura en eje de tablero, de 1.995 mm en vano central y 2.012,5 mm en vanos laterales.

En mamparo de pila se disponen dos placas especiales, para adaptarse a la conexión que se realiza en él, así como en los extremos del puente.

Sobre las placas se dispone la armadura superior in situ de la losa y, posteriormente, se hormigona la losa hasta alcanzar el canto total de 22 cm. Las armaduras negativas de refuerzo sobre los apoyos intermedios sobre pilas, alcanzan los 72 φ 20 en el total del ancho del puente.

En estribos, los apoyos de neopreno son de

forma rectangular, mientras que en las pilas adoptan forma circular, para adaptarse mejor al contorno de los fustes.

En los apoyos se dispusieron cuñas longitudinales compensadoras de la pendiente de trazado y contragiro de montaje, ya que éstos alcanzaban valores muy elevados que resultaban dimensio-

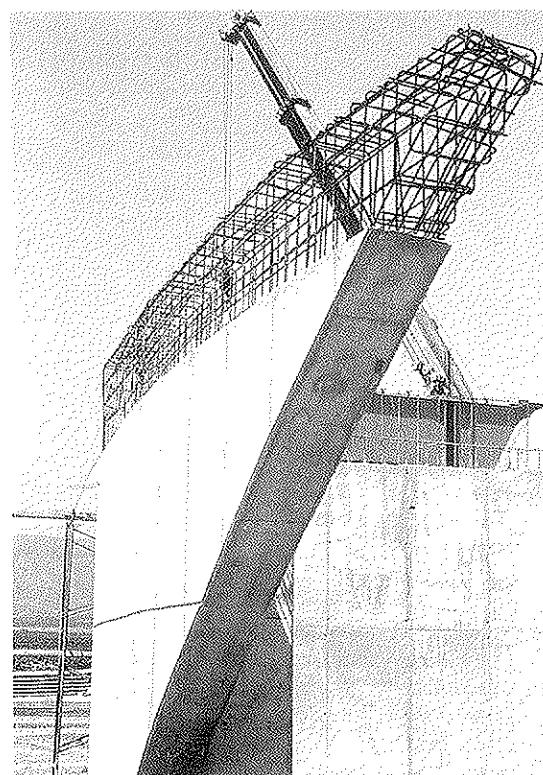


Fig. 19 Vista Aleta Curva en Estribo.

nantes. Los apoyos de estribo van provistos de los correspondientes topes antirreptación. La compresión mínima garantizada en las pilas, no hace necesario disponerlos en los apoyos de pila. Las juntas de calzada se proyectaron con un recorrido máximo de 50 mm.

Cada pila se encuentra constituida por dos fustes, de 0,90 m de diámetro y 5,50 m de altura, que materializan el empotramiento a torsión. La distancia entre ejes de fustes es de 3 metros.

Los fustes se realizan también en estructura mixta de hormigón y acero estructural, al disponerse una zona de chapa exterior, de acero tipo ENSACOR, como elemento resistente vinculado al hormigón interior. El hormigón es gris claro H-250.

El plano formado por los ejes de los fustes se dispone paralelo a la vía inferior, con objeto de perturbar lo menos posible al tráfico inferior, lo que produce un cierto esvaje respecto a la directriz en planta del cajón.

Se dispone una zapata rectangular, de 4 x 7 m², cimentada a 2,50 metros de profundidad, que recoge a los dos fustes de pilas.

Los estribos se proyectan cerrados y curvos en planta, siguiendo la traza del paso superior. Los muros en vuelta, de 13,00 m de longitud, incluyen 8,30 m de aletas en voladizo, de 0,70 m de espesor.

Con objeto de disminuir las flexiones de eje vertical en los muros en vuelta, se disponen, en el comienzo de las aletas con voladizo, sendos contrafuertes de 1,20 m x 0,80 m, que permiten absorber parte de dichos esfuerzos.

La cimentación del estribo es una zapata que consta de dos partes bien diferenciadas: Una primera zona, de 10,40 x 4,00 m que transmite al terreno las acciones debidas al empuje frontal de tierras y las acciones transmitidas por el tablero. La zapata presenta un canto variable de 1,35 m a 1,90 m, de modo que su base tiene una inclinación de 8° respecto a la horizontal, para asegurar la adecuada estabilidad al deslizamiento. La segunda zona de la zapata tiene por objeto transmitir al terreno las flexiones importantes que se producen en el contrafuerte, y presenta unas dimensiones de 5,50 x 2,50 m, centradas longitudinalmente en el eje del contrafuerte. El canto es constante, de 1,35 metros.

Las impostas de ambos alzados son idénticas, con un canto total de 0,40 m y constituidas por una chapa plegada, de acero ENSACOR, de 6 mm de espesor, y que se extiende en toda la longitud del tablero y estribos hasta la coronación de los taludes de derrame de tierras.

Las barandillas, de 1,20 m de alto, se proyectan en acero ENSACOR y están constituidas por pleitas de 80 x 6 mm que giran sobre sí mismas 90° a 40 cm de su base. La separación entre ejes de pleitas es de 25 cm. La barandilla se remata con una chapa quebrada, en forma de L, que recorre longitudinalmente el puente, soldándose a las pleitas.

El proceso constructivo del puente siguió las siguientes fases:

- Montaje de los tramos laterales, previa nivelación de las mesetas de apoyo en pilas y estribos.

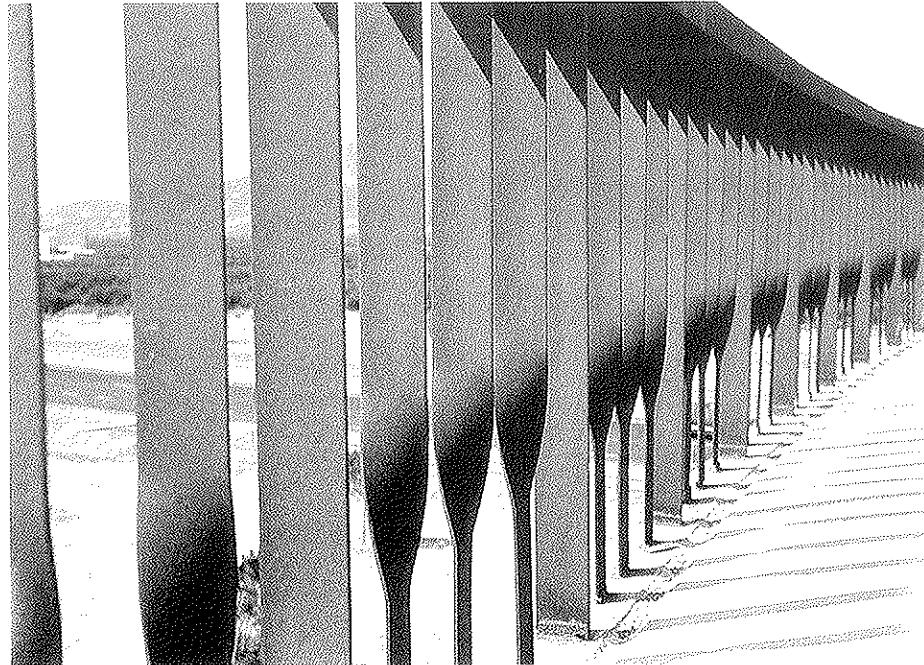


Fig. 20. Vista Barandilla.

- a) Colocación de armaduras y hormigonado de los fondos de los cajones, en las zonas de apoyo en pilas.
- b) Tesado de los cables de anclaje, en estribos.
- Montaje del tramo metálico central, al menos 7 días después de la fase a). Fijación provisional a los extremos del voladizo y soldeo de unión de alas, almas, elementos de celosía y rigidización.
- Colocación placas prefabricadas y armaduras in situ del tablero.
- Hormigonado in situ de la losa de forma continua, con la siguiente frecuencia:
 - I - Zona central del vano largo.
 - II - Zonas laterales de vanos cortos.
 - III - Zonas de apoyos en pila.
- Colocación de bordillos, acera y pavimento, al menos 14 días después de la fase anterior.
- Colocación de la imposta metálica, previa nivelación precisa antes de su colocación definitiva.
- Colocación de la barandilla metálica, previa nivelación precisa antes de su colocación definitiva.

3. PUENTE MIXTO SOBRE EL RIO NAJERILLA EN ARENZANA (LA RIOJA)

A continuación se describe resumidamente una obra ya extensamente descrita en un número anterior de la revista Hormigón y Acero.

El tablero del puente es un dintel continuo, de dos vanos de 40,00 m, con una sección en cajón mixto, unicelular, metálico, en acero tipo CORTEN, y una losa superior en hormigón armado transversal y longitudinalmente, salvo en la zona del tirante sobre el alvéolo, donde se dispone un ligero pretensado longitudinal por condiciones fundamentalmente de servicio.

El tablero discurre continuo entre las juntas dispuestas en los estribos, con apoyos elastoméricos dobles en pila central, sobre la que se establece un hueco o alvéolo en el que el cajón mixto, de alma llena, se descompone en dos elementos: tirante superior trabajando a tracción y bielas inclinadas canalizando las compresiones debidas a la descomposición del flector y cortante.

La estructura del tablero está constituida, en su mayor parte, por una viga cajón metálica, unicelular, en acero CORTEN resistente a la corrosión, con un canto constante de 1,13 m, en una longitud de 26,402 m a partir de la junta de estribos, que pasa a ser rápidamente variable, con trazado parabólico de la curva de fondo cajón, sobre 8,897 m, y finalmente recto, de pendiente 1/3, sobre los 5 metros restantes, alcanzándose un canto máximo de 4,13 m en el apoyo de la pila intermedia.

La sección cajón es trapecial, con 6 m de anchura entre ejes de almas en su cota superior, constante a lo largo de todo el puente, anchura máxima permitida por condiciones de transporte.

El ancho de fondo cajón es variable, con un máximo de 4,80 m en la zona de canto constante y una progresiva reducción, hasta 3 m en la zona canto variable. Las platabandas superiores del cajón son de anchura variable, entre 0,40 y 0,50 m.



Fig. 21. Alzado General del Puente.

En la zona predominante de la flexión negativa se dispone un refuerzo de hormigón inferior, sobre el fondo del cajón, de altura variable entre 0,15 y 0,25 m, materializando un trabajo en doble acción mixta.

A media distancia entre las almas del cajón y a lo largo de todo el tablero, se dispone un perfil armado que sirve de apoyo intermedio de la losa superior del tablero, reduciendo la luz de flexión transversal de la misma. Estos perfiles apoyan, cada 4 m, en las celosías transversales y en los mamparos de apoyo en estribos y en la transición a zona alveolada.

La viga cajón lleva un arriostramiento vertical en forma de celosías metálicas que garantizan la indeformabilidad transversal de la sección por distorsión frente a sobrecargas excéntricas o puntuales, sirve de apoyo a los largueros longitudinales dispuestos entre almas sobre los que descansan las placas prefabricadas de encofrado perdido, crea un punto fijo en la zona de fondo de cajón sometida a flexiones negativas para garantizar el carácter compacto de la sección y el carácter ultrarrígido de la rigidización de dicho fondo, y, finalmente, recogen las fuerzas de desvío del fondo de cajón en la zona curva y las transmite a las almas de la sección, donde alivian el cortante.

Estas triangulaciones se disponen modularmente, cada 4 m excepto en la zona de fuerzas de desvío, donde se colocan cada 1,333 m.

La losa superior del tablero es de canto constante, de 0,22 m, proyectada en hormigón armado salvo en la zona del tirante, donde lleva un pretensado mínimo por razones de servicio.

El tablero metálico se fabricó totalmente en taller, en cinco tramos a todo ancho: el central, de 10,20 m de longitud, 6,00 m de ancho y 4,13 m de alto, incluyendo la zona de alvéolo sobre pila; dos intermedios, de 11,15 m de longitud, y dos extremos, de 24,05 m.

El puente se premontó completamente en el interior del taller para confirmar exactamente los niveles de contraflecha previstos y la ausencia de quiebros en los puntos de unión de tramos, aspecto éste esencial para la imagen final de la obra.

Las piezas se transportaron a pie de obra en transportes especiales, dado el carácter considerable de sus dimensiones; se colocaron sobre apeos provisionales de 50 t de carga máxima, y se procedió a las soldaduras de cierre entre tramos.

El esquema del proceso de montaje se resume en la figura adjunta.

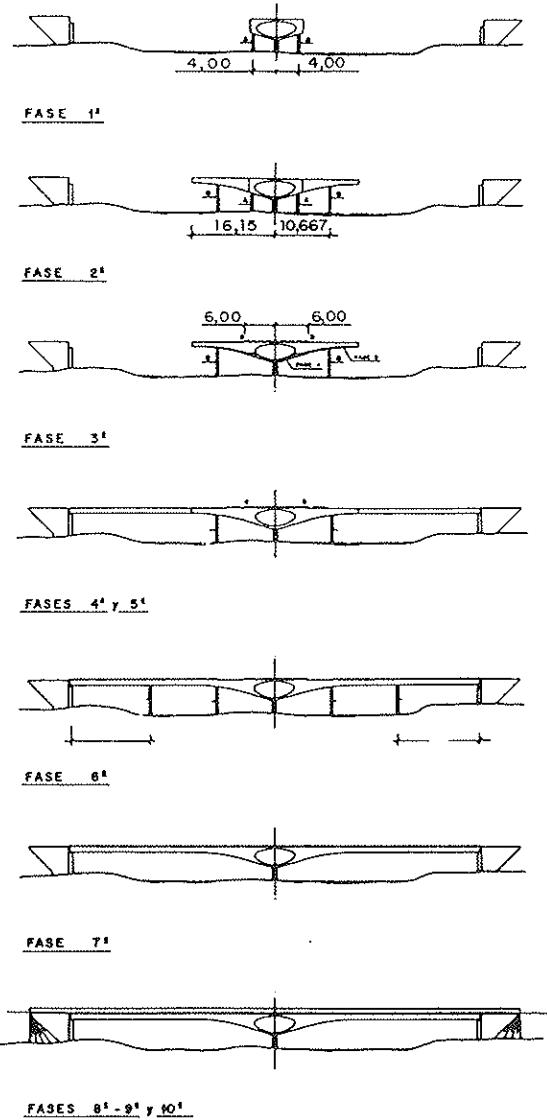


Fig. 22. Proceso de Montaje.

4. PUENTE MIXTO SOBRE LA GLORIETA DE ARROYO MEAQUES, EN MADRID

Finalmente, se presenta una obra ya también extensamente descrita en un número anterior de la revista Hormigón y Acero.

Se trata de un puente con tablero en dintel continuo, de estructura mixta, con 7 vanos, y una longitud total de 158 m, medida según el desarrollo del eje de la plataforma, entre puentes de apoyo en estribos.

La distribución de luces en vanos es de 20, 22, 24, 26, 24, 22 y 20 metros.

La sección transversal del tablero presenta una anchura total de 20,20 m, constituida por dos calzadas, de 8,50 m, cada una, una mediana de 1 m, y dos aceras de 1,10 m, incluyendo en ellas la zona ocupada por los bordillos, de 0,20 m de ancho, y barandilla.

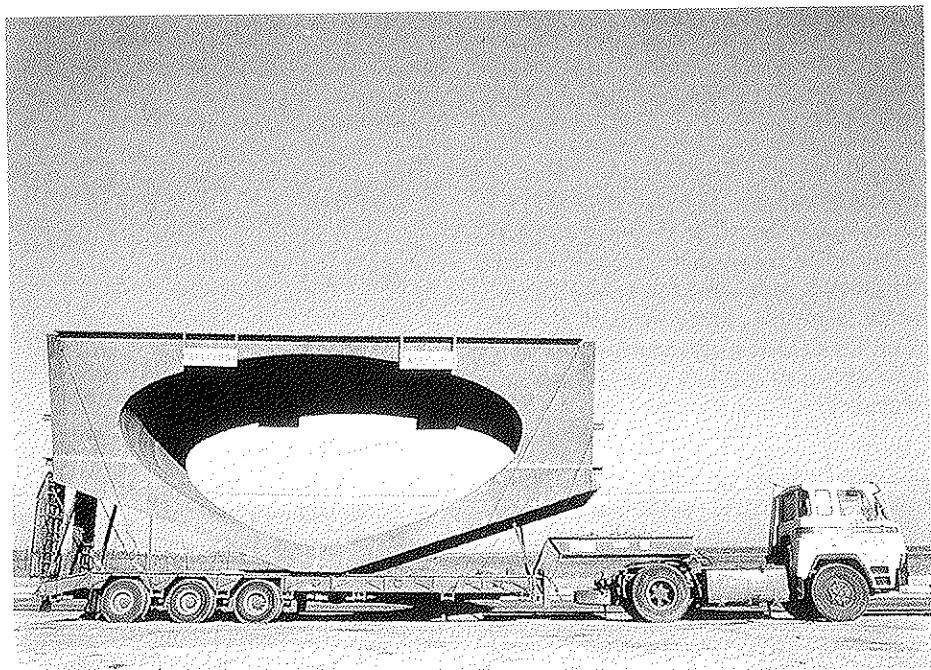


Fig. 23. Transporte del Tramo del Alvéolo.

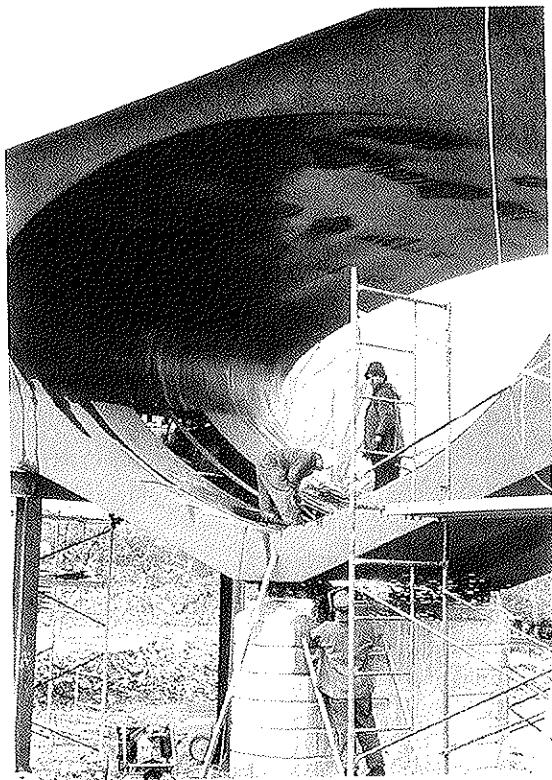


Fig. 24. Terminación del Alvéolo en la Obra.

La estructura del tablero está formada por dos vigas cajón metálicas, en acero resistente a la corrosión, de canto de 1,15 m (0,85 m de zona metálica y 0,30 m de losa superior en hormigón armado).

La sección cajón es trapecial, de 4 m de anchura entre ejes de almas en el extremo superior y 2,80 m en el fondo de cajón. En las zonas de pila, con predominación de flexión negativa, se dispone un refuerzo de hormigón interior, de 15 cm de espesor. La conexión del cajón metálico a la losa de hormigón se realiza mediante conectadores metálicos en forma de T, conectando de esta manera también los mamparos de apoyo, para garantizar así la transmisión del flujo de torsiones de la losa. Las vigas cajón llevan un doble tipo de arriostramiento:

- En el plano horizontal, para materializar el circuito cerrado a torsión necesario en fase de montaje.
- En los planos verticales, para garantizar la indeformabilidad de la sección frente a distorsión.

Una característica importante de este puente mixto es que la losa se encuentra totalmente armada, solución muy atractiva desde el punto de vista económico y constructivo para este tipo de estructuras de luces medias. Incluso el punto más delicado de este proyecto, la respuesta transversal de la losa, queda perfectamente resuelto con la solución armada, considerablemente más económica que la solución pretensada.

Dada la gran anchura del tablero y la gran longitud de la estructura, se buscó reducir visualmente el número de pilas, diseñando pilas, en hormigón blanco, de 0,80 x 1,20 m, con estriadas de 0,10 m.



Fig. 25. Alzado Lateral del Puente.



Fig. 26. Fase de Montaje.



Fig. 27. Detalle de Encuentro del Cajón con la Pastilla de Estribo.



Fig. 28. Alzado Lateral durante Prueba de Carga.

RESUMEN

Se describen cuatro puentes mixtos, de luces medias, tanto a nivel de proyecto como en su construcción; el primero, en la ciudad de Valencia, sobre el río Turia; el segundo, en las cercanías de Sagunto, sobre la carretera Nacional 340; el tercero, en las cercanías de Logroño, sobre el río Najarilla, y el cuarto cerca de Madrid, en Arroyo Meaques.

SUMMARY

Four composite bridges, middle spans, are described, as well in project phase as in construction phase; the first in the Valencia city over Turia river; the second near Sagunto over the N-340 road; the third near Logroño over Najarilla river, and the fourth near Madrid in Arroyo Meaques.

Puente de Fontejau sobre el río Ter, en Gerona, con postesado exterior

D. José Antonio Fernández Ordóñez

D. Julio Martínez Calzón

D. Francisco Millanes Mato (IDEAM,S.A.)

D. José García-Miguel Morales (IDEAM, S.A.)

1. INTRODUCCION

La construcción del nuevo acceso norte a Gerona desde la N-II, de Madrid a Francia por la Junquera, incluye un nuevo puente sobre el río Ter. El proyecto se enmarca dentro del Plan de Actuaciones en Medio Urbano del Plan General de Carreteras. De acuerdo con la filosofía general del Plan para este tipo de obras ubicadas en el entorno de ciudades, se abordó el proyecto con una marcada preocupación por los aspectos de impacto paisajístico y ambiental, procurando las máximas cualidades estéticas de diseño y acabado, no sólo de las estructuras sino del conjunto de la actu-

ción.

El proyecto del nuevo puente ha tenido una intención claramente urbana, puesta de manifiesto en el cuidado diseño clásico de tablero y pilas, en la amplitud de las aceras previstas en la plataforma, en la calidad de los solados, y en los acabados de los elementos no estructurales: unas piezas de imposta de gran potencia que rematan los alzados, proyectadas en módulos prefabricados, en las que se integran unas balaustradas de corte clásico con albardillas de gran sección y unas farolas de hormigón especialmente diseñadas por el escultor Eusebio Sempere, recientemente desaparecido. (Fig. 1).

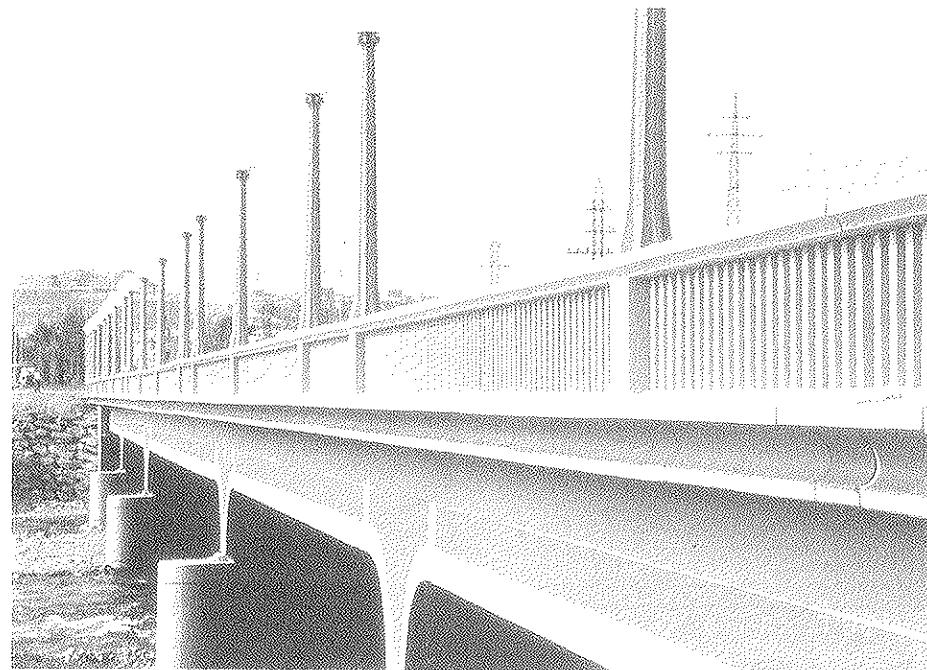


Fig. 1. Vista lateral.

La longitud total del puente es de 204,0 m, solucionada con cinco vanos de luces 30, 42, 60, 42 y 30 m. Las condiciones del trazado en planta imponen un fuerte esvaje respecto del cauce, de $53,5^\circ$, constante para todos los ejes de pilas y estribos que se han alineado con la dirección de las aguas. (Fig. 2).

La plataforma, de 22 metros, se distribuye en cuatro carriles de 3,50 m, arcenes laterales e interiores de 1 m, dos aceras de 2,25 m, y una mediaña central de 1,50 m. (Fig. 3).

La sección transversal del tablero se resuelve mediante 4 nervios en sección cajón, de 2,05 m de canto, lo que supone una esbeltez de aproximadamente 1/29 en el vano central. El canto en apoyos centrales aumenta sensiblemente, hasta 3,85 m, pero la transición se realiza muy rápidamente, en unos 4 m a cada lado del eje de apoyo, decisión adoptada por razones puramente formales, con objeto de acentuar la horizontalidad y ligereza visual de la obra, lo cual no permite, obviamente, su aprovechamiento total desde el punto de vista estructural.



Fig. 2. Vista frontal.

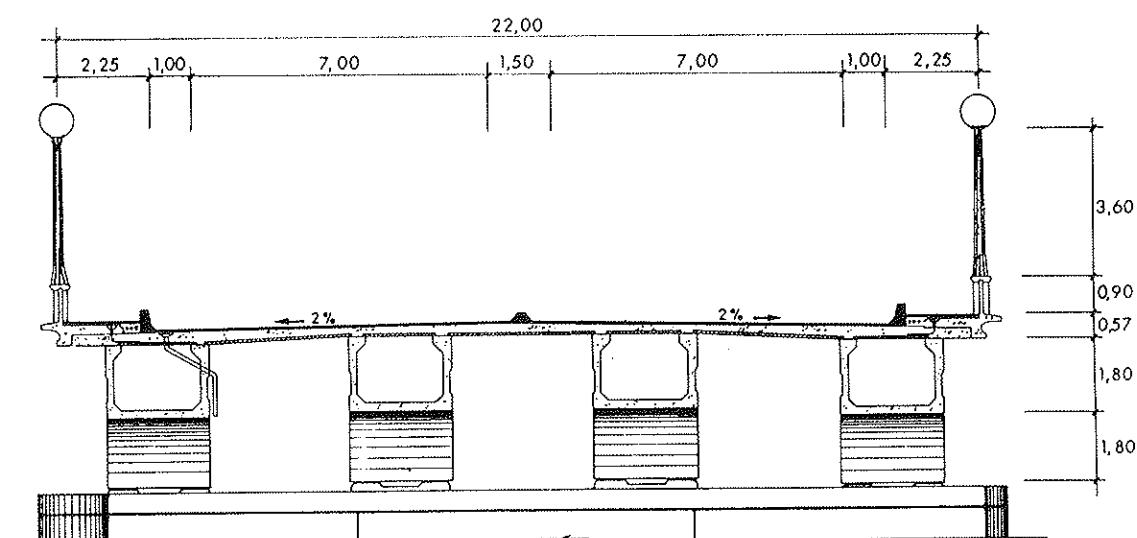


Fig. 3. Sección transversal.

2. ASPECTOS SINGULARES DE LA TIPOLOGÍA DEL PUENTE

Dentro del clasicismo formal y tipológico, de dintel continuo, y la moderación de sus luces, la solución adoptada presenta, conceptual y tecnológicamente, muchos aspectos innovadores que pueden resultar de gran interés para la apertura de nuevas vías, en las tipologías y métodos constructivos futuros, dentro del ámbito de los puentes de luces medias. Destacaremos los más significativos:

- Uso conjunto de la prefabricación de piezas de gran longitud y del postesado con cables exteriores, en un perfecto maridaje entre ambas técnicas. La ausencia de los cables de pretensado en las almas de los cajones, junto con el uso de hormigones de alta resistencia, permite prefabricar elementos ligeros y mecánicamente resistentes, de alta capacidad portante, fácilmente transportables y montables, con longitudes que pueden alcanzar los 30 ó 40 m. La facilidad de puesta en obra y tesado de los anclajes, así como la sencillez y eficacia de los trazados poligonales, simplifican y reducen los costes de ejecución. La calidad de la fabricación y replanteo geométrico, en talleres industrializados, de los delicados tacos de desvío y mogotes de anclaje, garantiza la correcta respuesta de los mismos. La técnica del postesado exterior, de ventajas ya conocidas, permite introducir la prefabricación, generalmente asociada a estructuras isostáticas o a dovelas para grandes puentes en voladizo, a las ventajas que la continuidad representa en el campo de las luces medias, y ello de forma fácil, sencilla y económica.
- Las condiciones del cauce del río Ter, con frecuentes crecidas repentinas y elevados niveles de socavación, suponían un alto riesgo para el apeo o cimbrado de la estructura del tablero. Por todo ello, se planteó un sistema constructivo por fases, muy estudiado y altamente evolutivo, que permitiera independizar al máximo el montaje, de las condiciones del cauce, mediante la aplicación de una técnica constructiva muy desarrollada para puentes mixtos acero-hormigón y que se reveló muy apta para su extensión al ámbito del prefabricado de hormigón con elementos autoportantes ligeros de gran longitud, pero, a su vez, de alta capacidad resistente. Se planteó la aplicación del postesado exterior, como elemento de cosido de las piezas prefabricadas armadas de sección abierta en forma de U, análogas a la subsección metálica de los puentes en cajón mixto, antes del hormigonado de la losa superior. Una vez aplicado el postesado, se consigue una semiestructura resistente autoportante, ligera y, por tanto, con moderadas condiciones de apeo, pero con capacidad suficiente para hacer frente a las cargas del peso del hormigón fresco de la losa. Una vez endurecida ésta, se obtiene la sección completa cerrada, que debe hacer frente a las cargas muertas y sobrecargas. La solución resultó ser de gran versatilidad, permitiendo abrir a la prefabricación la adaptación de ideas y criterios de un campo tan variado como es el de la construcción mixta.
- La prefabricación en taller y el transporte a obra de piezas de gran entidad, de hasta 87 t de peso, con formas complicadas y fuertes esviajes, ha sido posible gracias al desarrollo de las técnicas de hormigonado, ferralla y encofrado con hormigones de alta resistencia y espesores estrictos de almas y alas, de manera que se pudieran compatibilizar unos altos rendimientos mecánicos, geométricos y resistentes de las secciones, con unos niveles de peso aptos para su manipulación, transporte y montaje. La optimización de los rendimientos mecánicos de las secciones transversales prefabricadas y los pesos propios estrictos de las mismas permiten, a su vez, reducir apreciablemente las cuantías de pretensado.
- Desde el punto de vista del análisis de la estructura se aporta, asimismo, una novedad de interés. Al aplicarse el postesado exterior sobre sección en U abierta, la losa no se halla prácticamente pretensada en el momento de puesta en servicio del puente. Su dimensionamiento y análisis se aborda según los criterios bien conocidos en el campo de los dinteles continuos en estructura mixta con losa armada sobre apoyos. Las condiciones propias del pretensado se aplican únicamente a la sección prefabricada, garantizando su resistencia a tracción, de forma análoga a la subsección metálica del campo mixto. Con el tiempo, la propia fluencia del hormigón, incluso en la zona de apoyos, acaba pretensando la losa por transferencia diferida de compresiones desde el elemento prefabricado, obteniéndose, paradójicamente, una mejora de las condiciones de servicio en la zona de apoyos, a tiempo infinito. El análisis realizado debe por tanto tomar en consideración, de forma precisa, los controles de fisuración de dichas secciones a tiempo cero, así como las condiciones de pérdida de rigidez, incluyendo el "tension stiffening", de las zonas fisuradas de losa, en los cálculos de esfuerzos del dintel continuo. La aplicación del postesado exterior permite este planteamiento sin ninguna reserva respecto a los problemas de fatiga o corrosión del acero pretensado, ya que las condiciones de la sección son las del hormigón armado externamente comprimido. La reducción de las exigencias del nivel de pretensado permite, así mismo, una cierta economía adicional en su cuantía, aspecto de gran interés en postesado exterior donde, en general, no es posible su total aprovechamiento.

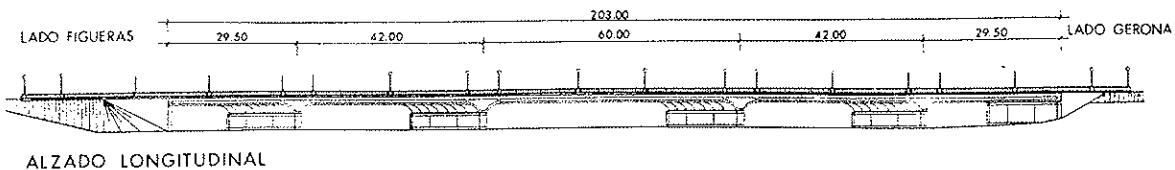


Fig. 4. Alzado longitudinal.

para el control del agotamiento de las secciones.

3. DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

Se trata de un tablero continuo, de 5 vanos, de 30, 42, 60, 42 y 30 m, ancho de plataforma de 22 m y apoyos fuertemente esviados ($53,5^\circ$) en pilas y estribos. (Fig. 4).

La sección transversal del tablero se resuelve mediante 4 vigas cajón de 2,50 m de ancho y 5,90 m de separación entre ejes (fig. 3). El canto es de 2,05 m en la zona central de vanos, con un fuerte incremento, hasta 3,85 m, sobre apoyos de pilas, que se desarrolla rápidamente en 4 m a cada lado del eje de los mismos. (Fig. 5).

Los cajones se materializan mediante dovelas prefabricadas, de sección abierta en U, de hormigón armado, de 450 kp/m^2 de resistencia característica, sobre las que se hormigona la losa in situ, de 0,25 m de canto, que completa la sección cerrada, hormigonada sobre placas prefabricadas de encofrado perdido, de 0,06 m de espesor. (Fig. 6).

La unión entre dovelas se realiza mediante juntas húmedas, con armaduras pasantes y cosidas

con cables de postesado exterior, ubicadas en el interior de los cajones.

Los espesores de las almas y tablas de fondo de cajón, al no tener que alojar las vainas de postesado, son de 0,18 m únicamente, lo que permite, dada su gran ligereza, la fabricación, transporte y montaje de pocas unidades de gran longitud: (acotadas en la planta superior de la figura 6).

- El vaneo de 30 m se resuelve mediante una sola dovela de 24,45 m de longitud, 1,80 m de alto y 82,50 t de peso.
- Los vanos de 42 m se resuelven mediante dos dovelas de 15,20 m de longitud, 1,80 m de alto y 53,70 t de peso.
- El vaneo de 60 m se resuelve mediante dos dovelas de 24,70 m de longitud, 1,80 m de alto y 85,80 t de peso.
- Sobre apoyos de pilas se disponen unas grandes piezas en gaviota, de 10,10 m de longitud, 3,60 m de altura y pesos de 60,5 t sobre pilas intermedias y 73,60 t sobre pilas centrales. (Fig. 7).

Las piezas en gaviota absorben completamente el efecto de la oblicuidad sobre pilas. Las juntas

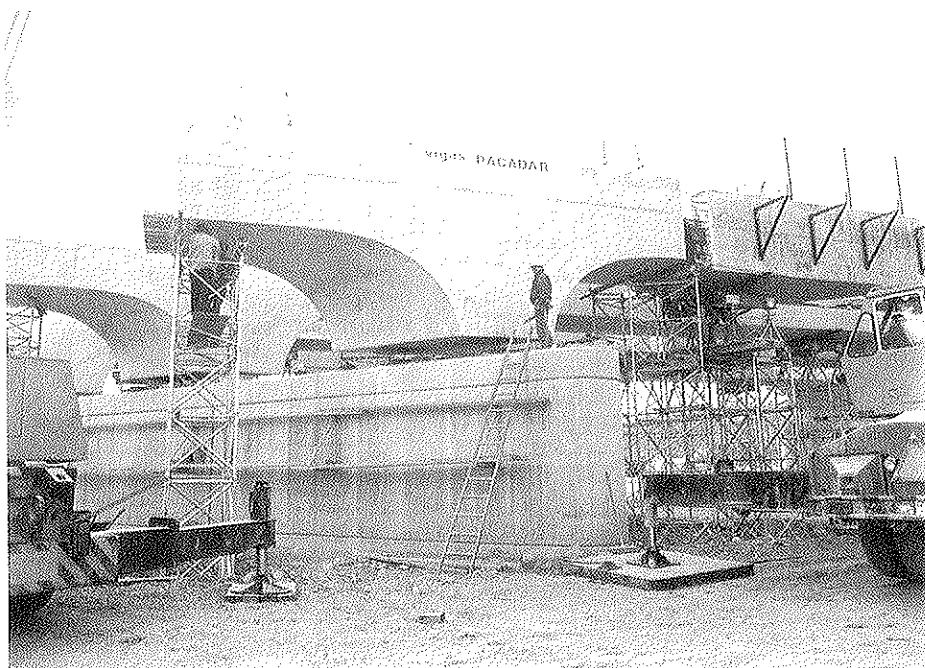


Fig. 5. Pieza gaviota sobre pilas.

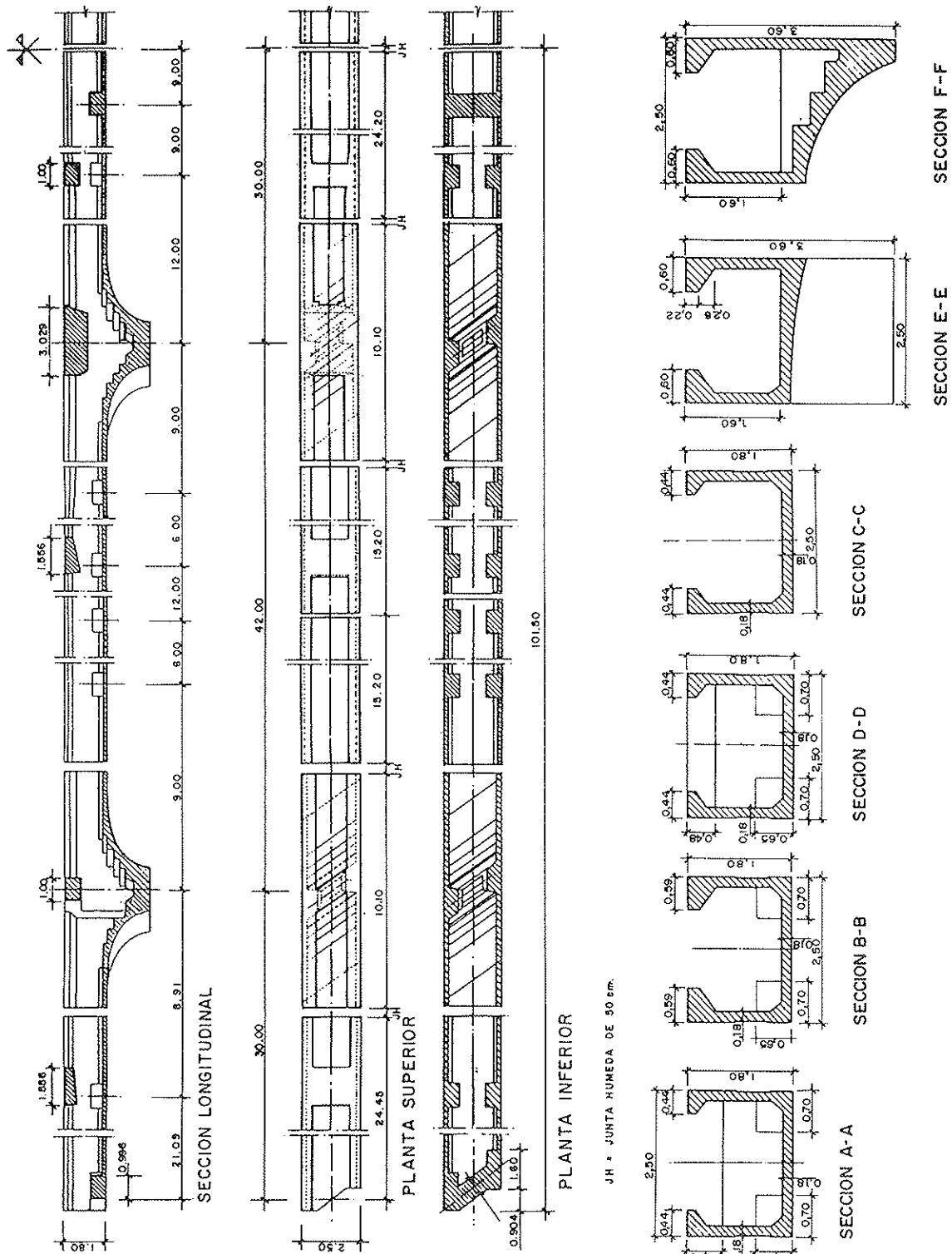


Fig. 6. Geometría general de un cajón prefabricado.

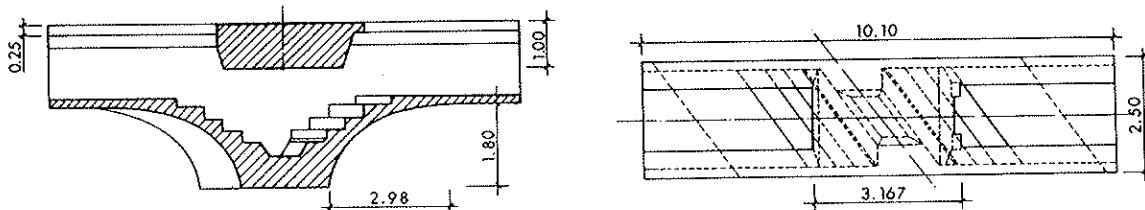


Fig. 7. Pieza gaviota sobre apoyo central.

de las dovelas que materializan las zonas de centro de vano, se proyectan rectas y normales a directriz, decaladas lógicamente en planta para los 4 cajones, a causa del esvaje.

Se concentran así los problemas de la oblicuidad en las dovelas de la zona de los apoyos de pila, simplificándose sensiblemente las transmisiones de esfuerzos, axiles, flectores, cortantes y torsores, a través de las juntas húmedas, así como los procesos de fabricación, montaje y replanteo de cables del resto de las piezas.

El tamaño de las gaviotas, junto con la presencia de grandes volúmenes de hormigón debidos a los mamparos y desviadores de cables de la zona de los apoyos, ha obligado a aligerar la zona del fondo de cajones, donde se produce el rápido incremento de canto. Para ello, se ha planteado un aligeramiento mediante escalones, que crea un recinto hueco que se hormigona en 2^a fase, una vez colocada la pieza en obra. La confluencia de la fuerte oblicuidad y la rápida variación de canto plantea condicionantes geométricas que impiden orientar las juntas de escalones en sentido normal a la directriz, tal y como aconsejan las razones de tipo estructural. Así pues, fue necesario realizar un cuidadoso análisis para justificar el dimensionamiento de las armaduras en espiga, que debían dejarse en los escalones, con objeto de garantizar el adecuado cosido de los planos oblicuos de discontinuidad.

Dichas armaduras deben garantizar la compleja transmisión del siguiente conjunto de esfuerzos:

- Compresiones de la tabla inferior bajo flexiones negativas.
- Flujo de torsiones del cajón a consecuencia de la oblicuidad y las cargas excéntricas.
- Fuerzas de desvío debidas a la fuerte curvatura de la tabla inferior.
- Rasantes de unión alma-tabla inferior.

Las juntas húmedas, de 0,50 m de longitud, se hormigonan in situ con un mortero sin retracción tipo grout, de 450 kp/cm² de resistencia característica y 100 kp/cm² de adherencia mínima, con objeto de mejorar las condiciones de solape de las armaduras pasantes. (Fig. 8).

Las dovelas prefabricadas van únicamente armadas. Todo el pretensado del tablero se pro-

yecta exterior a los cajones, con trazados poligonales anclados sobre travesaños ubicados en las zonas próximas a los apoyos de las pilas y estribos. Para el desvío del trazado se aprovechan las mismas piezas de anclaje, o bien se disponen tacos de hormigón adosados a las esquinas de unión de las almas a las tablas superior e inferior del cajón. (Fig. 9).

El postesado exterior consta de las siguientes familias por vano:

Vanos 1 y 2: 2 cables de 31 φ 0.6" + 2 cables de 9φ0.6"

Vano 3: 2 cables de 20 φ 0.6" + 2 x 2 cables de 25φ0.6"

Lo que supone unos niveles de compresión máxima, en el momento del tesado, de 1.080 t en vanos 1 y 2 y 2.800 t en vano 3, con unas perdidas aproximadas, a tiempo infinito, del 20%.

Como medida precautoria, siempre aconsejable

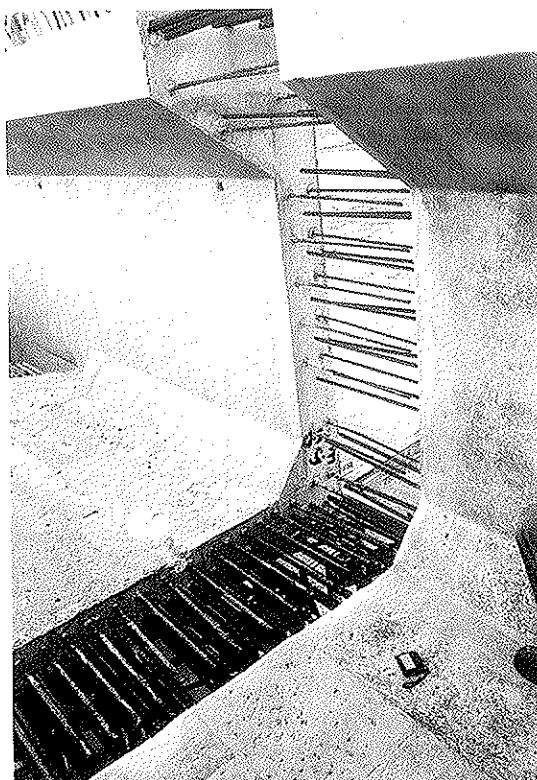


Fig. 8. Junta húmeda.

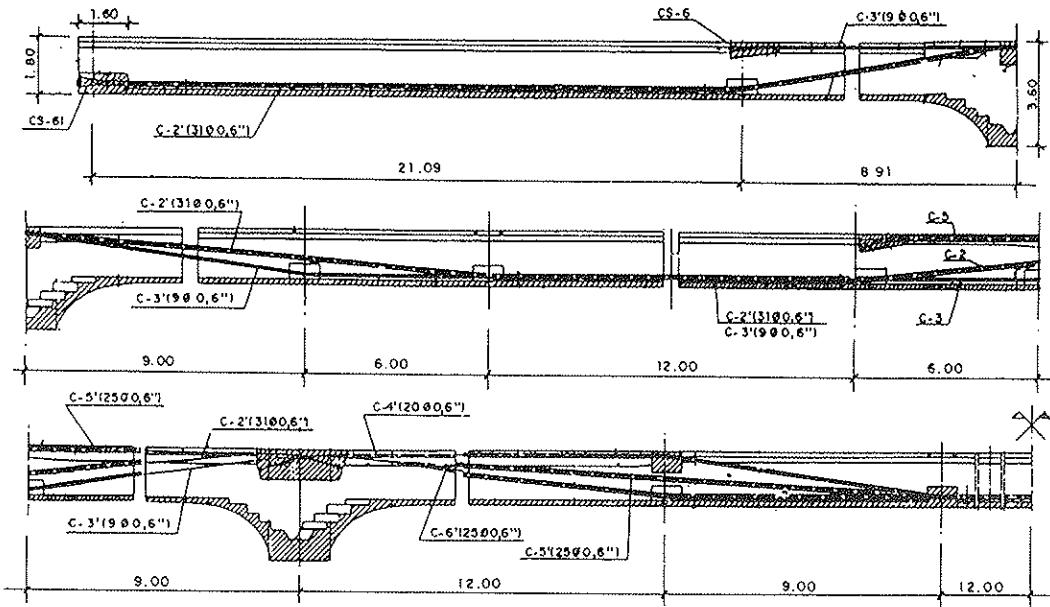


Fig. 9. Trazado de los cables de postesado.

en puentes de esta tipología, se han previsto en proyecto culatas, elementos de anclaje y vainas, capaces de absorber un incremento del 10%, aproximadamente, del número de torones proyectado. Esta reserva de seguridad, cubre la posible incertidumbre suscitada por factores tales como incrementos de los coeficientes de rozamiento reales y roturas de torones en el momento del tesado.

Por otra parte, se había previsto en fase de proyecto realizar un cálculo evolutivo diferido paso a paso, con objeto de controlar y verificar los resultados del cálculo del mismo una vez que se dispusiera de datos reales sobre pesos, módulos de deformación de los materiales, edades de puesta en carga de las dovelas, ritmos y secuencias definitivas del montaje, etc. El análisis realizado durante la Dirección de Obra confirmó los niveles de tensiones estudiados en proyecto, no siendo preciso recurrir a un incremento de los niveles de tesado.

Los cables van alojados en vainas de polietileno de alta densidad, que posteriormente se inyectan con lechada de cemento. A su paso por los tacos de desvío, las vainas se alojan en tubos metálicos curvados, replanteados especialmente con sumo cuidado, ya que ligeros errores en las coordenadas de la poligonal pueden producir sensibles incrementos de las fuerzas de desvío, dimensionantes de las armaduras de cosido de los tacos. Los extremos de los tubos metálicos se redondearon, con objeto de evitar contactos parásitos con los cables, que podían crear concentraciones de esfuerzos elevados en las esquinas de los tacos y demás elementos de desvío, así como pinzamientos y rozaduras en los cables.

En todos los diafragmas y macizados del cajón se dejaron huecos de paso de hombre, de modo que el tablero entero puede ser recorrido e inspec-

cionado desde un extremo.

Dado el fuerte esviaje de las líneas de apoyo respecto de la directriz de los cajones, se dispusieron apoyos simples bajo cada nervio en los apoyos de estribos y dobles en los de pilas intermedias, donde la continuidad amortigua sensiblemente los efectos de la oblicuidad.

Dada la longitud del puente y los fuertes tesaños que se aplican sobre sección abierta, los niveles de acortamiento elásticos y diferidos del tablero son muy importantes.

El punto fijo se dispone en la pila 2, una de los dos que enmarcan el tramo central. Los apoyos de los cajones son de neopreno en la pila 1, situada a 42 m del punto fijo y de neopreno teflón en los restantes.

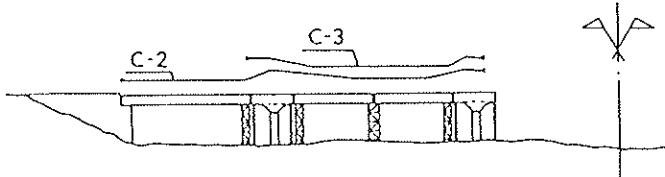
En el estribo 2 se dispuso un tope provisional antideslizamiento longitudinal, hasta el momento del tesado de cierre de juntas húmedas del vano central, en el que se materializa la continuidad estructural del conjunto del puente.

Dada la magnitud de los acortamientos del tablero, por efectos instantáneos y diferidos del pretensado, se procedió durante el montaje a un cierto descentramiento de los apoyos de teflón, con un valor máximo de hasta 7,5 cm en el estribo 2, en sentido contrario al punto fijo. De esta forma se absorbió la mitad del acortamiento diferido esperable, buscando una posición de equilibrio frente a las situaciones extremas.

4. PROCESO CONSTRUCTIVO

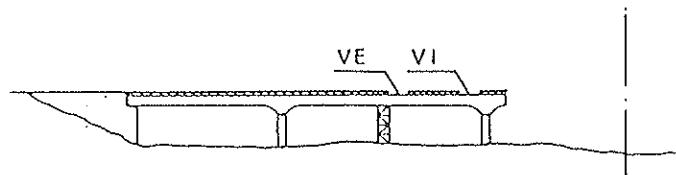
El proceso constructivo del tablero se estableció con la idea de minimizar el riesgo de crecidas repentinas durante las fases de montaje de las

1^a Fase:



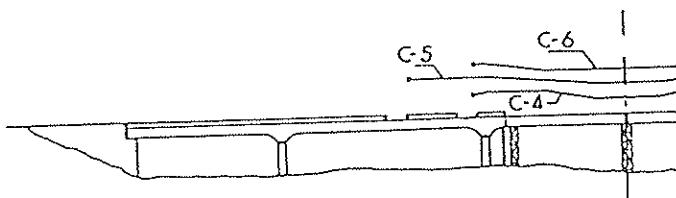
Ejecución de estribos, pilotaje de pilas y cimentación de apeos.
Ejecución de pilas y colocación de apeos.
Colocación de piezas prefabricadas sobre apoyos.
Hormigonado de juntas húmedas.
Rellenos de piezas gaviota.
Colocación de cables de postesado de vanos 1 y 2 y tesado parcial (C2, C3)

2^a Fase:



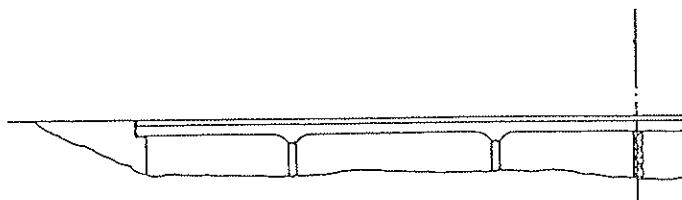
Eliminación apeos fin gaviota.
Postesado cables a valor total.
Hormigonado de losa dejando ventanas para tesado de cableados vano central.

3^a Fase:



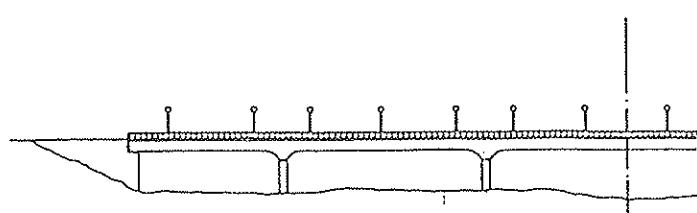
Eliminación de apeos centrales.
Colocación de piezas prefabricadas.
Hormigonado de juntas húmedas.
Colocación cables postesado y tesado parcial (C4 y C6).

4^a Fase:



Eliminación apeos fin gaviotas.
Postesado hasta valor final de los postesados C4, C6 y C5.
Hormigonado de losa de compresión.

5^a Fase:



Eliminación apeo vano central.
Colocación de carga muerta: acera, imposta, barandilla, etc.

Fig. 10. Proceso constructivo adoptado.

dovelas prefabricadas y el hormigonado de las losas in situ. Para ello se estableció una secuencia de montaje que reducía a lo estrictamente necesario el número y tiempo de apeo provisional de la estructura sobre el cauce del río Ter. De hecho, las crecidas acaecidas durante la ejecución de la obra confirmaron el buen criterio de las disposiciones adoptadas.

Según una técnica muy similar a la utilizada en el campo de la construcción mixta, y que se reveló muy adecuada para su extensión al ámbito del prefabricado de hormigón con elementos autoportantes ligeros pero, a su vez, de alta capacidad resistente, se aplicó el postesado exterior sobre las dovelas prefabricadas abiertas, antes del hormigonado de la losa superior. Se obtuvo de esta forma una semiestructura resistente, análoga a la sección metálica de las estructuras mixtas, que con mínimas condiciones de apeo podía hacer frente a las cargas de peso propio de la losa. Una vez endurecida la losa se procede al desapeo, quedando la sección transversal cerrada que debe hacer frente al resto de las acciones permanentes y a las sobrecargas.

En la figura 10 se esquematiza la frecuencia de fases del proceso de montaje realizado.

5. ALGUNOS ASPECTOS DEL ANALISIS DE LA ESTRUCTURA

Dada la poca rigidez a torsión de las secciones abiertas, el análisis de los esfuerzos en las mismas bajo la actuación de las cargas de montaje: peso propio de vigas y losa y acción del postesado exterior, se aproxima correctamente por la teoría de la viga.

Una vez terminada la sección transversal del tablero con losa superior, los efectos del esvaje generan un reparto de cargas entre los diferentes cajones, por lo que se realizó un cálculo de empa-

rrillado bajo la actuación de: eliminación de apeos provisionales, cargas muertas, sobrecargas móviles y sobrecargas térmicas.

Como consecuencia de la fluencia, una parte muy significativa, entre el 75 y el 80% de las acciones aplicadas sobre estructura abierta, tiende a redistribuirse sobre la estructura final, por lo cual se realizó, así mismo, un cálculo de emparrillado de la estructura terminada, bajo la totalidad de las acciones.

Se utilizan anchos de tamaño finito ideal, con objeto de reproducir en el modelo el efecto del ancho de los cajones en la rigidez de las barras transversales que modelizan la losa flectando entre ejes de cajones (véase fig. 11). Los deflectores resultantes del análisis de emparrillado son posteriormente adaptados para reproducir las condiciones reales de la flexión de la losa apoyada en las almas de los cajones.

Las acciones de montaje: deflectores de peso propio y axiles y deflectores isostáticos e hiperestáticos de pretensado, actúan inicialmente sobre la semi-sección en U prefabricada. Como consecuencia del proceso de fluencia que se desarrolla sobre la sección total, una parte importante de los esfuerzos se transfiere a la losa, produciéndose unas importantes redistribuciones tensionales en el conjunto de la sección que afectan sensiblemente a los niveles de pretensado. Dada la separación entre los centros de gravedad de las secciones abierta y cerrada, la excentricidad del cable de pretensado se ve sensiblemente afectada por este proceso diferido. A su vez, las redistribuciones tensionales desarrolladas a nivel de cada sección, producen incrementos en la deformación de las mismas, acortamientos y curvaturas, que no siendo homotéticas a las que se obtienen durante el montaje, dan lugar a redistribuciones hiperestáticas de reacciones y esfuerzos sobre la estructura terminada.

En zona de apoyos, la losa no queda pretensada

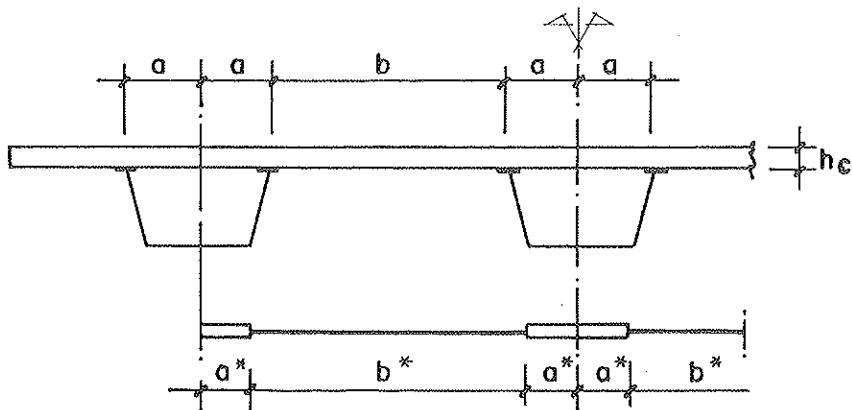


Fig. 11. Esquema idealización flexión losa.

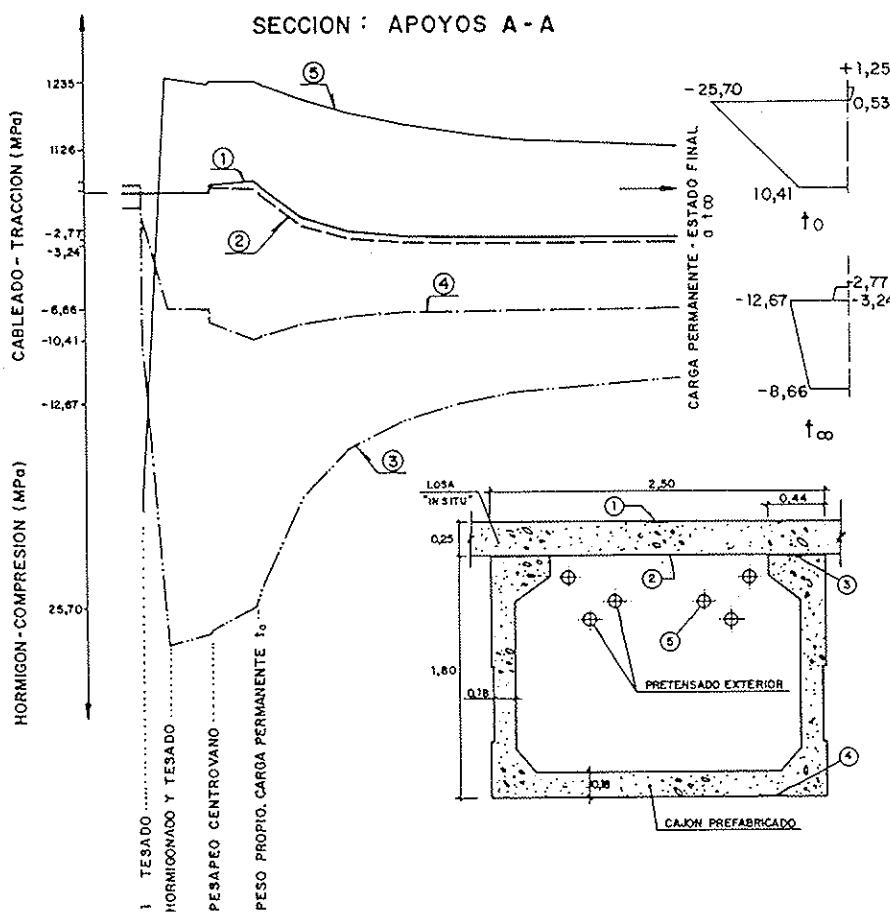


Fig. 12. Tensiones en la sección pésima de negativos.

a tiempo cero, dimensionándose como losa armada según criterios ya conocidos en el campo de las estructuras mixtas, ya que las condiciones de pretensado quedan limitadas a la dovela prefabricada. Con el tiempo, la propia fluencia del hormigón acaba pretensando la losa por transferencia diferente de compresiones desde el elemento prefabricado.

Dada la magnitud de este complejo proceso de redistribuciones, altamente evolutivo, y la necesidad de una correcta aproximación del mismo para dimensionar adecuadamente los niveles de pretensado, se realizó un análisis exacto diferido paso a paso, adaptado al modelo de fluencia del CEB, con consideración precisa de las secuencias, tiempo y edades de los hormigones, de cada una de las fases de montaje.

Los resultados más significativos, tanto a nivel de esfuerzos globales en la estructura, como de redistribuciones tensionales en el interior de cada sección, se muestran en las figuras adjuntas, donde se constata la importancia de los fenómenos mencionados. (Figs. 12 y 13).

Se presenta, asimismo, la comparación con los resultados de un análisis aproximado, según los

modelos de Dischinger/Rusch, consistente en una interpolación entre dos cálculos realizados sobre la estructura de montaje y sobre la estructura final. Es interesante observar cómo en este tipo de estructuras altamente evolutivas, el uso de los modelos aproximados, muy extendido, puede llevar a serias imprecisiones sobre el nivel de redistribuciones. Ello se debe, principalmente, al hecho de que una parte importante de los efectos diferidos se produce sobre las estructuras parciales de montaje, a lo largo de procesos constructivos de varios meses. Sólo un modelo preciso, que tenga en cuenta las fases, ritmos y edades de los hormigones, permite aproximar la magnitud y tendencia de estas redistribuciones.

Finalmente, el alto nivel de compresiones de pretensado sobre las piezas prefabricadas, da lugar a movimientos muy importantes por acortamientos instantáneos y diferidos, que en este caso llegaron a los 15 cm en un estribo. Su estimación, necesaria para el dimensionamiento de los aparatos de apoyo y la estimación de las fuerzas horizontales en pilas y cimentación, debe hacerse teniendo en cuenta de forma precisa la parte del acortamiento, elástico y diferido, que se produce sobre la sección prefabricada, antes del hormigo-

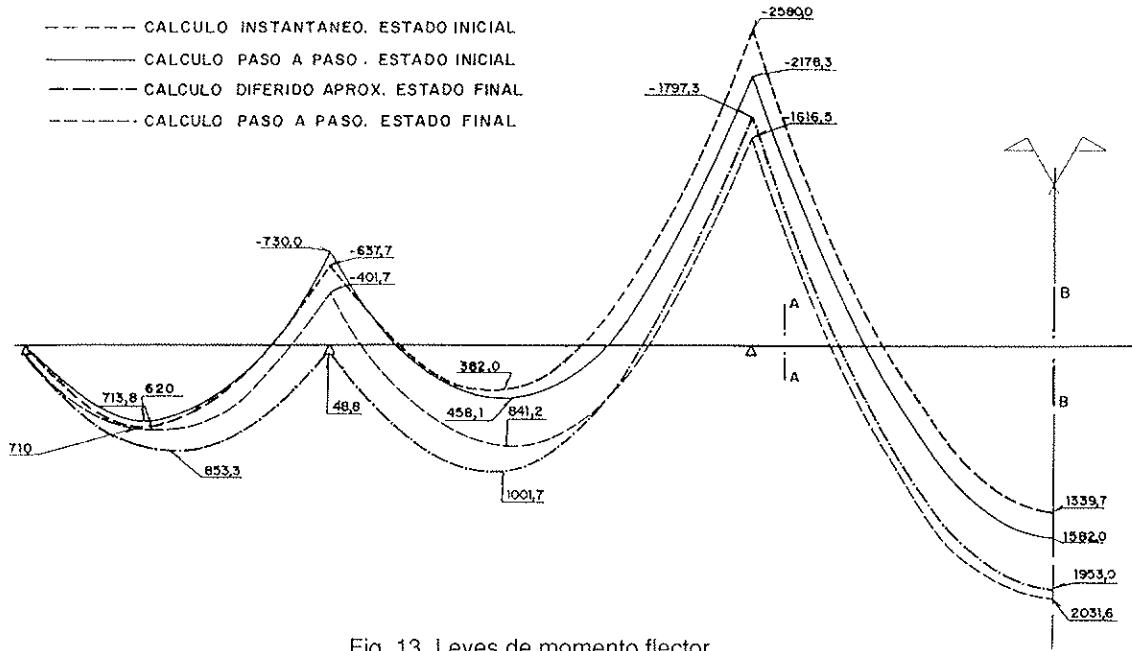


Fig. 13. Leyes de momento fletor.

nado de la losa y el que se desarrolla por fluencia sobre el conjunto de la sección, con transferencia de compresiones a la losa y la consiguiente reducción del nivel medio de compresiones sobre la sección.

En este caso se obtiene, para el estribo 2, más alejado:

Acortamiento elástico sobre estructura prefabricada: 48 mm

Acortamiento diferido durante montaje: 21 mm

Acortamiento diferido sobre estructura terminada: 56 mm

Acortamiento térmico: 24 mm

TOTAL: 149 mm

6. CONCLUSIONES

El nuevo Puente de Fontejau sobre el río Ter en Gerona, tratándose de una solución clásica en su tipología de dintel continuo, y moderada en sus luces y planteamientos, presenta una serie de innovaciones conceptuales y tecnológicas de interés, que permiten abrir un ámbito nuevo de gran futuro en el campo de las luces medias, mediante el uso conjunto de la prefabricación y el postesado exterior. En este sentido hay que destacar, como aspectos más significativos: la prefabricación en taller de piezas de gran entidad, la técnica del postesado exterior y la prefabricación de elementos ligeros.

En cuanto a la prefabricación en taller y trans-

porte a obra de piezas de gran entidad, con formas complicadas y fuertes esviajes, ha sido posible gracias al desarrollo de las técnicas de hormigonado, ferralla y encofrados, con hormigones de alta resistencia y espesores estrictos de almas y tablas, de manera que se pudieran compatibilizar unos altos rendimientos mecánicos, geométricos y resistentes de las secciones, con unos niveles de peso aptos para su manipulación, transporte y montaje. Los altos rendimientos mecánicos y los pesos propios estrictos han permitido, a su vez, reducir apreciablemente las cuantías de pretensado. (Fig. 14).

La técnica del postesado exterior permite adaptar la prefabricación, de forma fácil, sencilla y económica, a las ventajas que la continuidad representa en el campo de las luces medias. Así, la ausencia de cables de pretensado en las almas de los cajones; la facilidad de puesta en obra y tesado de los anclajes; la sencillez y eficacia de los trazados poligonales; la calidad que garantiza la ejecución en taller de los delicados tacos y mogotes de anclaje y desvío; junto a las ya conocidas ventajas del postesado exterior, permiten un perfecto maridaje entre ambas técnicas, prefabricación y postesado exterior, en la línea de las actuales tendencias europeas y americanas.

Finalmente, la prefabricación de elementos ligeros y mecánicamente resistentes, de alta capacidad portante, permite soluciones muy versátiles, a las que es posible adaptar toda la variedad de sistemas constructivos propios del campo de la construcción mixta, permitiendo, mediante una mayor solicitud de los elementos prefabricados, adaptarse y resolver constructivamente los más variados condicionantes de montaje. Asimis-

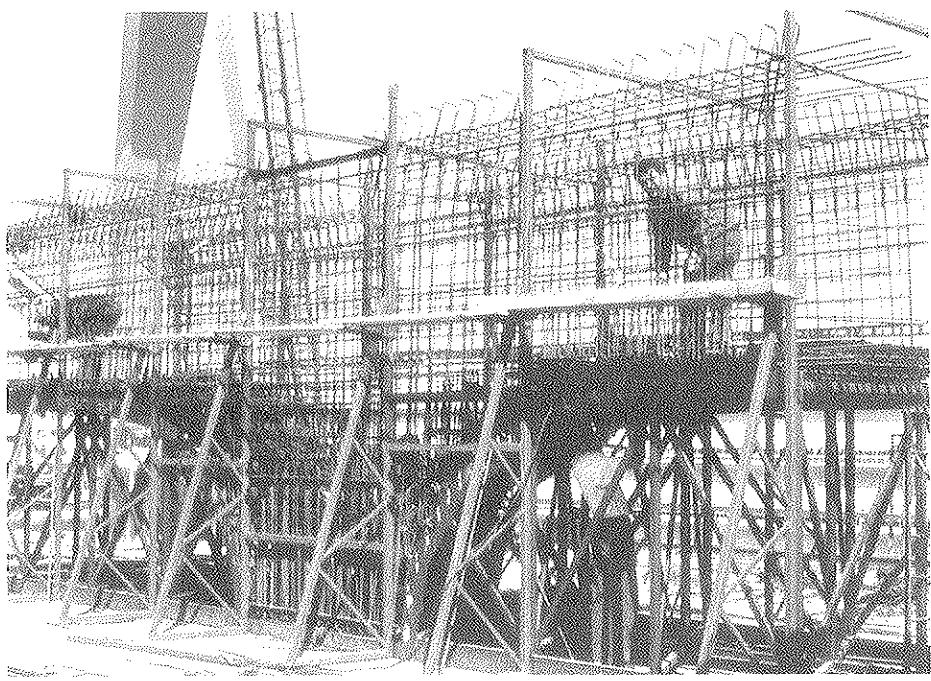


Fig. 14 Armado de la gaviota en taller

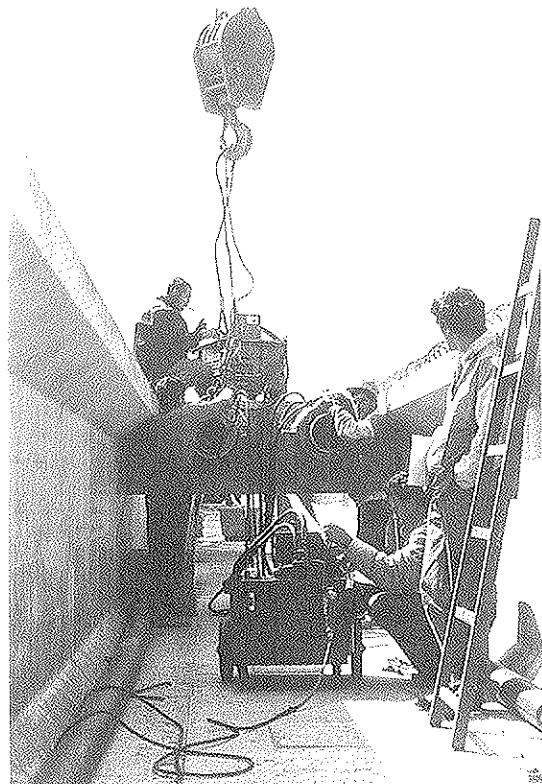


Fig. 15. Posicionamiento de gatos para trazado de cables.



Fig. 16. Montaje con grúa de varios tramos del puente.

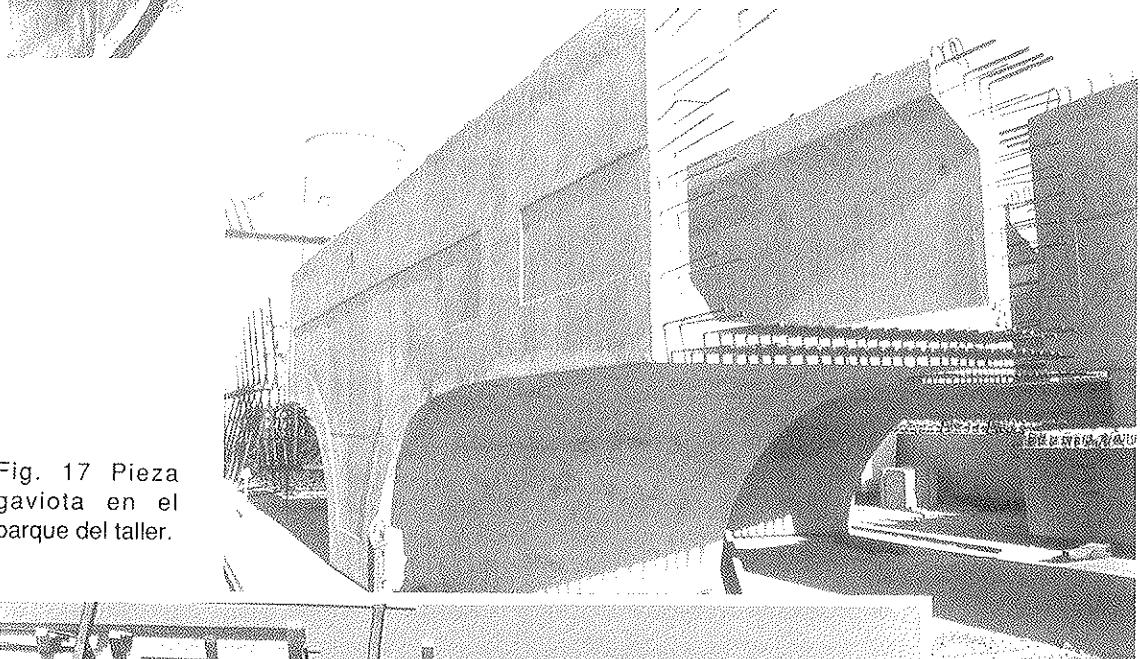


Fig. 17 Pieza gaviota en el parque del taller.

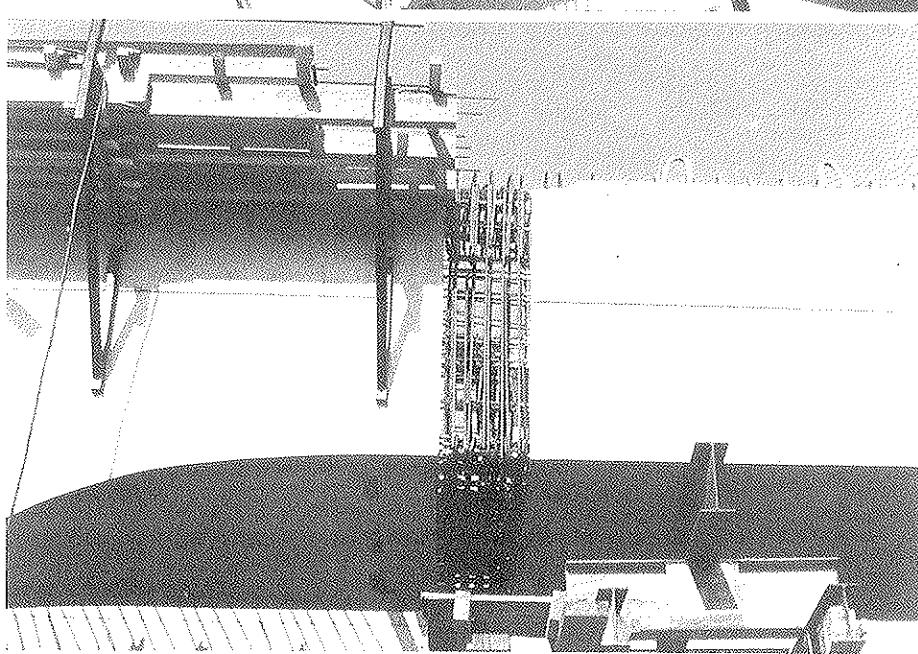


Fig. 18 Detalle de unión húmeda de gaviota, con tramo recto.

mo, con la prefabricación se pueden reducir al mínimo los imprevistos propios de cualquier proceso constructivo, abaratando costes y garantizando al máximo los niveles de calidad y acabados previstos en proyecto. (Figs. 15, 16, 17 y 18).

7. FICHA TECNICA

- **Administración:** Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
- **Director de Proyecto y Obra:** D. Francisco Aracil Mira.
- **Autores del Proyecto:** D. José Antonio Fernández Ordóñez.
D. Julio Martínez Calzón.
D. Francisco Millanes Mato. IDEAM, S.A.
D. José García-Miguel Morales. IDEAM.S.A.
- **Empresa Constructora:** LAIN, S.A.
- **Jefes de Obra:** D. Joaquín Salvador. D. Rafael Carreira.
- **Prefabricación:** PACADAR.
- Longitud total: 204 m
- Anchura Plataforma: 22 m
- Superficie total: 4.488 m²

RESUMEN

El puente de Fontejau, en Gerona, ha sido proyectado poniendo especial atención en los aspectos estéticos. En su realización se han conjuntado asimismo las últimas técnicas constructivas.

La intención claramente urbana del puente se

manifiesta en el tratamiento de pilas, imposta, balaustrada, farola e incluso del alzado general del puente.

Como aspectos técnicos singulares cabe resaltar la utilización conjunta de:

- Prefabricación, con la cual se consiguen excelentes materiales, precisión geométrica y acabados.
- Proceso constructivo muy evolutivo con hormigón. Tanto la estructura como la sección, se van completando sucesivamente, a partir de piezas abiertas en U, de pesos y longitudes manejables.
- El posteo exterior sirve para resistir la totalidad de los esfuerzos normales, que son variables con el tiempo.

SUMMARY

The new Fontejau bridge, has been designed and built with many aesthetical and technical improvements.

Special attention has been paid to piles, corniche, balustrade, lamppost, general view and colours, which result on a clear urban bridge.

As singular aspects in this structures can be mentioned:

- Prefabrication, with high quality materials and finished, and extremely narrow section. And associated to:
- Evolutive construction in concrete; structure and also section are successively completed, starting from pieces in U shape of handle weight and length. And,
- Using the external prestressing technique to resist the, variable with time, normal efforts.

Puente mixto sobre la Plaza Central del Parque Tecnológico de Andalucía, en Málaga

J. Francisco Millanes Mato

Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos

Javier Pascual Santos

José M. González Barcina

Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos

IDEAM, S.A.

1. INTRODUCCION Y PLANTEAMIENTO BASICO DEL PROYECTO

El puente sobre la plaza central del Parque Tecnológico de Andalucía salva el paso sobre la misma del bulevar central del parque, que en el lado opuesto al Palacio de Exposiciones termina en una glorieta circular.

El cruce del puente sobre la plaza se realiza con un marcado esviaje, condicionado por el trazado general de viales del parque. La plaza, de forma rectangular y con el lado mayor en sentido transversal al puente, se halla ligeramente depri-mida, con una cota sensiblemente horizontal que básicamente se sitúa al nivel + 44,50. La rasante del puente, que cruza completamente horizontal, se sitúa en la cota + 50,60, al nivel superior del eje de calzada (Fig. 1.)

La plaza central del Parque constituye el foco neurálgico del mismo, concebida como punto central de encuentro, cuyo diseño tiene un marcado carácter lúdico y de esparcimiento. En ella se incluyen estanques y láminas de agua que la cruzan circundando espacios destinados a paseos, cafeterías, etc.

La plaza presenta una planta rectangular de 50,00 m de ancho, aproximadamente, sobre la que cruza el puente, cuya longitud entre estribos es del orden de 72,00 m, debido al marcado esviaje de la alineación en planta del bulevar respecto al eje de la plaza.

La anchura de la plataforma del tablero es de 13,40 m, alojando dos carriles con arcenes laterales y amplias aceras, a ambos lados, de 2,70 m de anchura, necesarios dado el marcado carácter peatonal de la zona. Por otra parte, la diferencia de

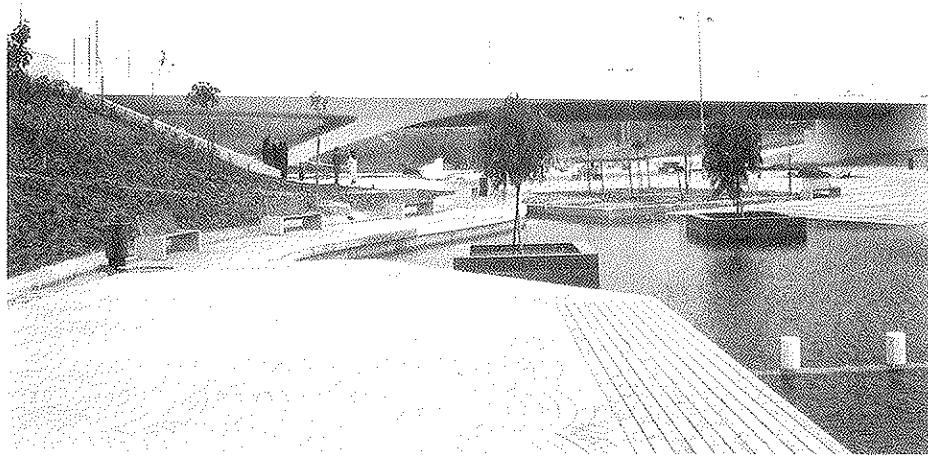


Fig. 1. Alzado del puente sobre la plaza central.

cotas entre niveles de calzada del puente y de la plataforma inferior de la plaza es de 6,10 m, lo que plantea la necesidad ineludible de acudir a soluciones de canto estricto, con objeto de mantener un gálibo mínimo, eliminando y controlando en lo posible el efecto túnel, de impacto visual desfavorable, que tiende a crear la plataforma del puente sobre el espacio de la plaza.

La actuación se concebía como un hito simbólico para la imagen del parque, lo que aconsejaba proyectar una solución de diseño muy cuidado formalmente y con una tipología singular que, dentro de unos costes adecuados, diera respuesta a los condicionantes ya expuestos. Como condición adicional, no se permitía ningún apoyo del tablero en el centro de la plaza.

2. JUSTIFICACION DE LA SOLUCION DEL PUENTE

Básicamente consiste en una solución mixta hormigón-acero corten, cuya tipología estructural es la de un sólo vano, empotrado completamente en el estribo lado glorieta y con empotramiento elástico en el estribo lado bulevar (Fig. 2).

La solución con doble empotramiento permite salvar la longitud total de la obra con un canto mínimo, del orden de 1,30 m, lo que supone una esbeltez de 1/30 respecto a la luz principal y 1/55 respecto a la longitud total, sin apoyar en el centro de la plaza.

El empotramiento completo en el estribo del

lado glorieta se consigue con un canto fuertemente variable en la zona de empotramiento. Con objeto de reducir el impacto visual de dicho empotramiento, el canto total se descompone estructuralmente en una biela inclinada a compresión, la pila, y un tirante de hormigón pretensado a tracción, creando un efecto pórtico en forma de V en el que se han cuidado al máximo las formas y curvas de los paramentos de los diferentes elementos. La compresión y tracción se autoequilibran a través de una biela inclinada, de manera que el conjunto de pila, tirante y biela constituye una célula triangular que sólo transmite cargas verticales y momentos a cimentación, sin componente horizontal, a pesar del efecto pórtico aparente de su alzado longitudinal (Fig. 3).

Esta pieza singular de empotramiento se proyecta en hormigón blanco y formas y paramentos muy cuidados, constituyendo el elemento de diseño de mayor fuerza visual de la solución. En efecto, se crea una pieza en forma de delta invertida, con un ángulo agudo muy marcado que, apoyando en el estribo lado glorieta, avanza sobre la plaza y lanza el fino y esbelto tablero mixto en acero corten que, suavemente apoyado y retenido, pero al mismo tiempo lanzado, avanza sobre la plaza hasta alcanzar al estribo opuesto del lado bulevar. Este estribo, rectangular y clásico, con berenjenas horizontales que acentúan el carácter horizontal del puente, prolongándolo visualmente, recoge nuevamente el tablero y en su interior aloja y oculta un vano pequeño de continuidad, en tablero mixto, que permite crear un empotramiento elástico muy favorable, necesario para reducir el canto y las flexiones positivas en centro luz (Fig. 4).

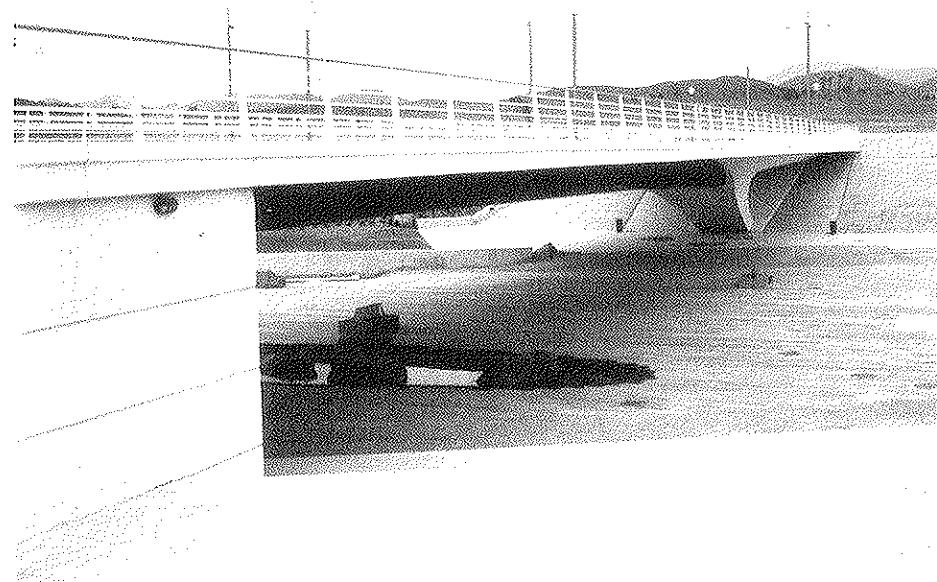


Fig. 2. Alzado lateral del puente.

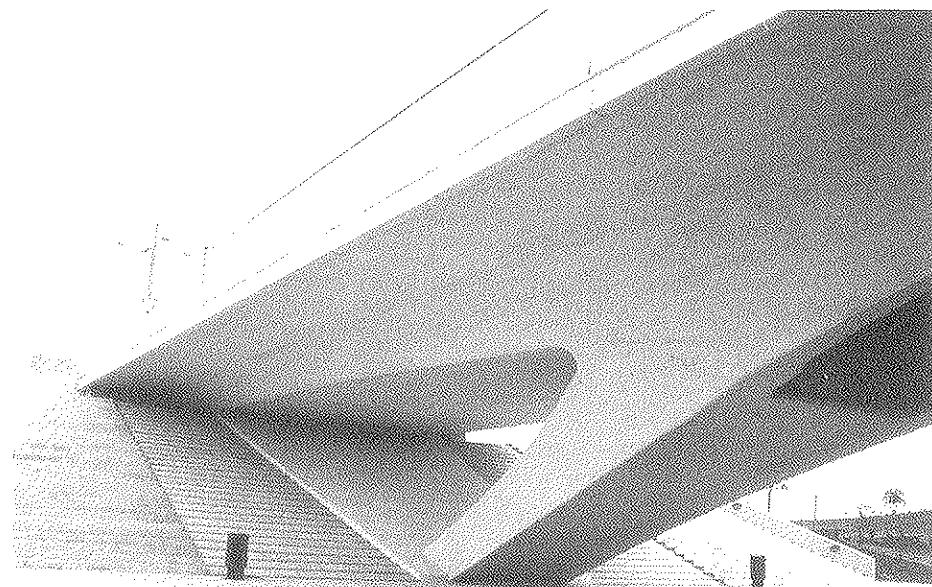


Fig. 3. Detalle de célula triangular en estribo glorieta.

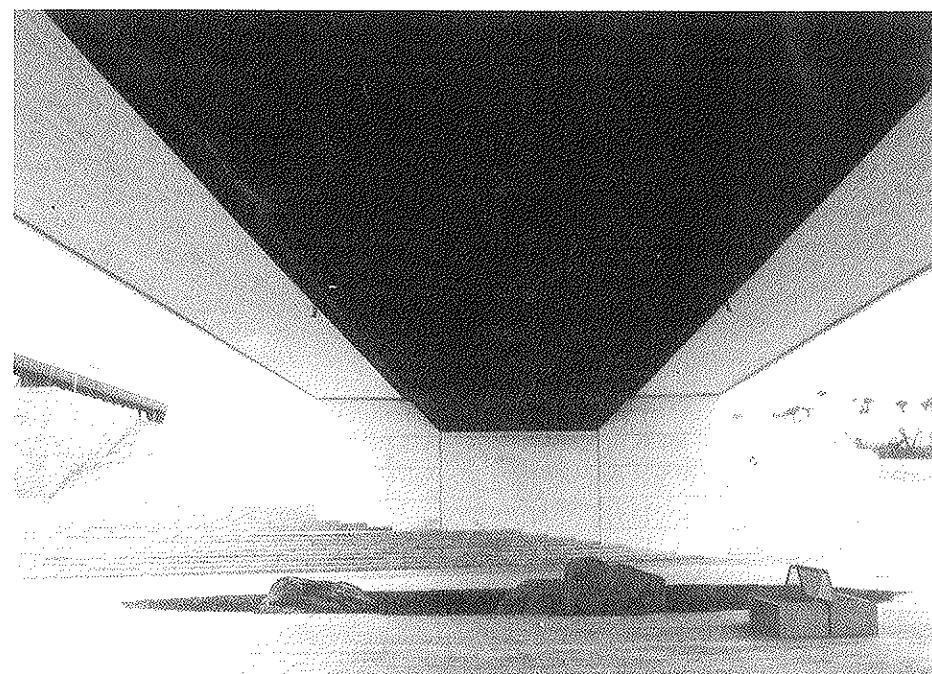


Fig. 4. Vista estribo bulevar.

El carácter singular del puente, estructural y estéticamente, se basa en el uso de la estructura mixta que permite combinar los diferentes materiales, acero y hormigón, de la forma que sea más apta para las características resistentes de cada uno: hormigón en las bielas inclinadas a compresión y losa superior del tablero, acero en zonas a tracción y cortante en centro vano y hormigón pretensado en tirante a tracción. En este caso, se ha forzado estéticamente el juego cromático entre

el sieno del acero corten y el blanco del hormigón, creando una macla de transición en la que el acero del tablero se pierde bajo el hormigón de la pila inclinada, cosido adecuadamente por la prolongación de los cables de postesado del tablero; pila que a su vez engarza visualmente y se continúa formalmente por la imposta del tablero (Fig. 5).

La barandilla, diseñada en acero pintado de color blanco, intenta asimismo realzar la dimen-

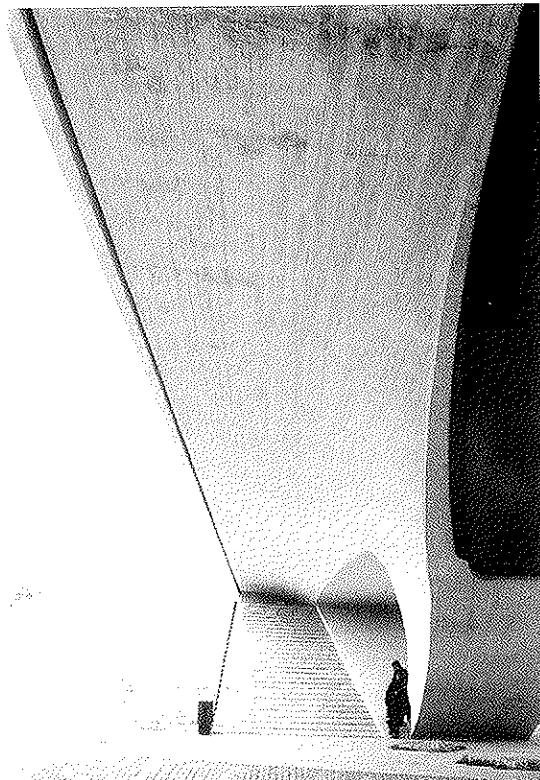


Fig. 5. Vista lateral inferior.

sión horizontal de la obra, alargándola visualmente.

Para concluir, se destaca la importancia del diseño, integrado con el puente, de las escaleras en ambos estribos, cuyas pendientes y formas se han concebido conjuntamente con las dimensiones y el diseño de los estribos, permitiendo destacar y realizar el carácter asimétrico de la obra, apoyada y lanzada desde la glorieta y con suave apoyo en el bulevar, lo que nos ha parecido la mejor solución para los problemas formales y estéticos que planteaba el esviaje del trazado del puente sobre la plaza.

3. DESCRIPCION DE LA TIPOLOGIA ESTRUCTURAL

El puente proyectado consiste en una estructura continua en la que el tablero se materializa mediante dos tipologías bien diferenciadas, con una primera zona, próxima al estribo del lado glorieta, constituida por una losa aligerada pretensada, y el resto mediante una sección en cajón mixto unicelular metálico en acero corten y una losa superior en hormigón armado semiprefabricado.

La longitud total de la obra resulta de 82,65 m, medida entre muro frontal de estribo glorieta (E1) y extremo de la longitud de entrega en el estribo bulevar (E2).

Los vínculos en ambos extremos son de empo-

ramento en el primero y apoyo simple en el segundo, presentando en este caso un vano oculto, de 10 metros de longitud, introducido en el estribo con objeto de compensar estructuralmente al puente y disminuir los movimientos bajo sobrecargas.

Entre las dos tipologías anteriormente descritas se establece una zona de transición en la que el cajón metálico de la zona mixta va dando paso paulatinamente a una sección cuyas alas se proyectan mixtas mediante una zona superior de hormigón y una inferior de acero corten, hasta la total desaparición de éste, generando, en perfecta continuidad de líneas y trazos, la pila, de directriz curva a modo de semiarco, que transmitirá las cargas a la cimentación.

El canto del tablero es variable entre un mínimo de 1,00 metro de altura del cajón metálico, en los 10,573 metros más próximos al estribo E2, y un máximo de 1,641 m.

La pila presenta directriz superior recta e inferior parabólica, materializando ésta la transición hacia la zona mixta, hasta llegar con tangente horizontal a la cota superior de platabandas, prolongándose visual y formalmente en perfecta continuidad, con la pieza de imposta blanca del borde del tablero.

La losa pretensada, aligerada, mantiene una directriz inferior parabólica, acordándose adecuadamente con la arista superior de la pila, para cerrar la célula de hormigón sobre la que descansa el puente (Fig. 6).

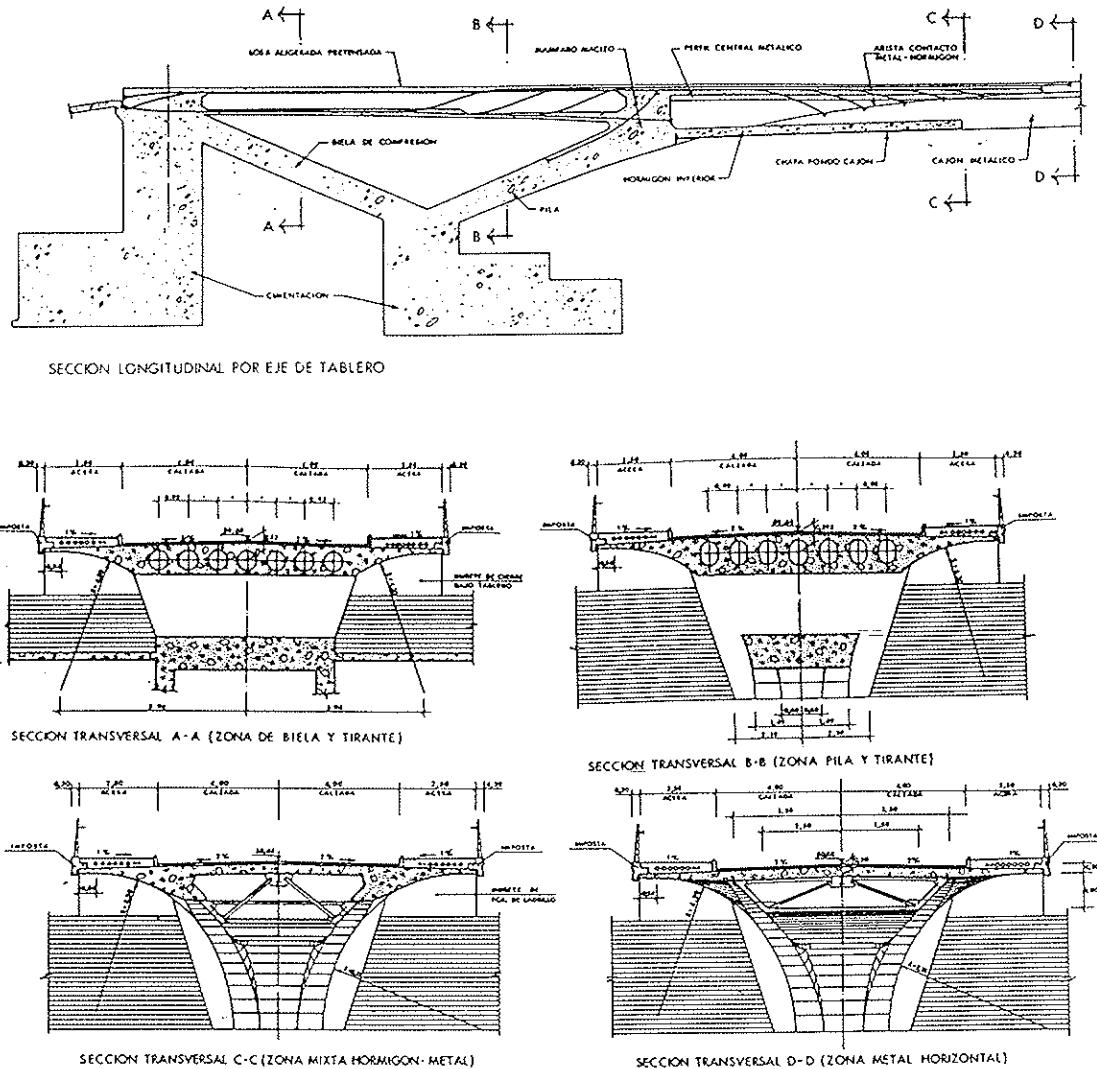


Fig. 6. Sección longitudinal por eje tablero y secciones transversales.

4. EL TABLERO Y LA PILA

La sección transversal del puente, salvo impostas, presenta una anchura total de 13,00 metros.

La estructura del tablero presenta tres zonas diferenciadas:

- Zona mixta
- Losa aligerada pretensada
- Pila en forma de biela comprimida

con una suave transición entre todas ellas.

La zona mixta está constituida por una viga cajón metálica, unicelular, en acero resistente a la corrosión, con un canto constante de 1,00 metro en 10,573 m desde el apoyo en muro frontal de estribo 2 hacia el puente, y 5,00 m hacia el bulevar, pasando después a una directriz circular $R = 1.200$ m hacia el puente y pérdida lineal de canto en el resto del vano de compensación ocul-

to, con un canto mínimo de 0,54 m en el apoyo anclado.

La sección cajón es trapecial, con 7,00 metros de anchura entre ejes de almas en su cota superior, constante a lo largo del puente, y almas inclinadas a 45° . Se obtiene así un ancho de fondo de cajón de 5,00 metros para canto 1,00 m, decreciendo a medida que aumenta éste.

Las platabandas superiores del cajón son de anchura variable entre 0,50 y 0,76 m, efectuándose el recresco hacia el interior del cajón de forma que exteriormente sólo se aprecia una banda continua de 0,20 m de ancho. Sobre las platabandas se dispone la conexión, variable a lo largo del puente según el nivel de rasantes que hay que conectar.

En las zonas de predominancia de flexión negativa, en ambos extremos del vano central, se dispone un refuerzo de hormigón inferior sobre el fondo del cajón, de altura variable, enmarcado por

dos células metálicas laterales que sirven de rigidización de fondo y alma, de encofrado lateral del hormigón de fondo y eliminan el peligro de corrosión en el punto de contacto entre el hormigón y las almas metálicas.

Tanto en el fondo del cajón como en las células, se establece la oportuna conexión que garantiza la colaboración del hormigón de fondo frente a los esfuerzos de flexión y torsión que solicitan la sección mixta.

En los apoyos del estribo 2 se disponen mamparos transversales de transmisión de las reacciones a los apoyos de neopreno. Otro mamparo se dispone con objeto de recoger el desvío producido debido al cambio de alineación del fondo de cajón en el centro del vano de compensación oculto.

El puente se prolonga oculto en el estribo, mediante un vano de 10,00 metros, con objeto de compensar estructuralmente al vano principal y disminuir las flechas. La longitud y rigidez de dicho vano de compensación se ha proyectado con objeto de conseguir un equilibrio entre la reducción de flexiones positivas en vano central y el nivel de las flexiones negativas que aparecen en el apoyo en estribo y vano oculto. Obviamente, se produce un importante levantamiento en el extremo del vano de compensación, impedido por medio de 4 anclajes activos de $7 \phi 0,6"$, suficientes para mantener en el neopreno una compresión mínima que impida su deslizamiento.

La estructura principal metálica, incluidos los elementos de rigidización, conexión y mamparos, se proyecta en acero resistente a la corrosión, de 3.600 kp/cm^2 de límite elástico.

A la definición geométrica teórica de la estructura principal metálica se le aplicaron en taller unas contraflechas de ejecución adicionales, de hasta 18,61 cm de valor máximo, con el fin de

conseguir, una vez montada la estructura, la rasante teórica de proyecto (Fig. 7).

La viga cajón lleva un arriostramiento vertical en forma de celosías metálicas, en acero A42b, cuya misión es garantizar la indeformabilidad transversal de la sección por distorsión frente a sobrecargas excéntricas o puntuales. Este arriostado se dispone modularmente cada 4,0 metros.

La losa superior del tablero en zona mixta, en hormigón H-350, es de canto constante de 0,30 metros, que se reduce ligeramente en los extremos de los voladizos, y se proyecta a base de placas prefabricadas, de 9 cm de espesor, que apoyan a modo de encofrado perdido sobre las platabandas y un perfil metálico central en el centro de la luz transversal de flexión de la losa, el cual a su vez flecta longitudinalmente como viga continua mixta de 4 m de luz entre puntos de apoyo en los arriostramientos en celosía del cajón metálico.

Las armaduras de tablero mixto, de 5.100 kp/cm^2 de límite elástico característico, constan de diferentes familias que han de recoger las solicitudes que aparecen en la losa por diferentes conceptos:

- Armaduras para esfuerzos negativos longitudinales, dispuestos según una armadura constante en todo el puente, con refuerzos en determinadas zonas, y complementadas con postesado en las secciones de arranque de la ménsula.

- Armaduras para la flexión local de losa, tanto longitudinal como transversal.

- Armaduras de torsión, como parte de la sección mixta.

- Armaduras de rasante, para transmisión de los esfuerzos de cizallamiento de los conectadores.

La zona del puente próxima al estribo 1 se

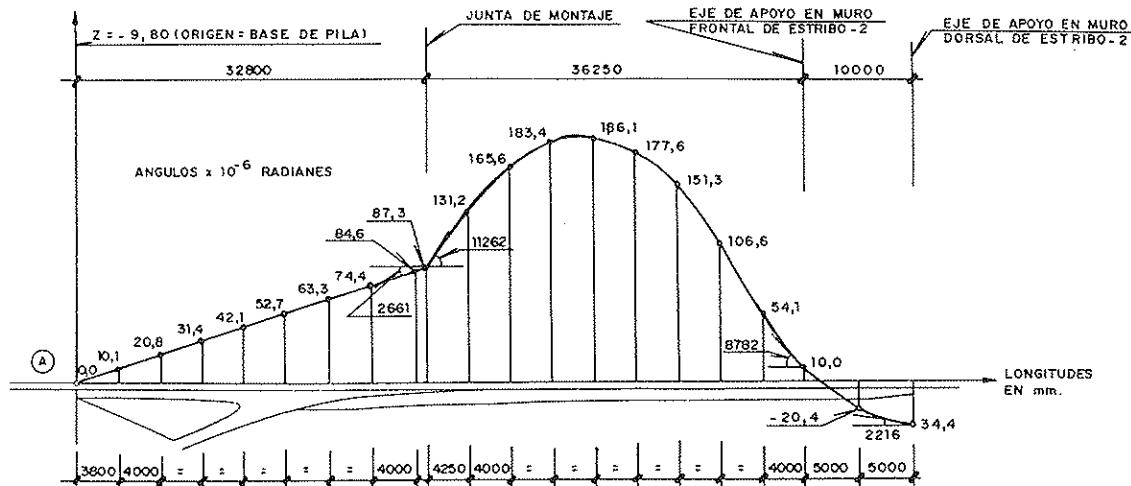


Fig. 7. Esquema de contraflechas.

materializa mediante una losa aligerada pretensada que trabaja frente a cargas propias como tramo biempotrado en estribo y encuentro de pila, y como tirante de la ménsula frente a las acciones del resto del tablero.

El ancho total de la losa, en su cara superior, es de 13,00 metros, para ubicar aceras y calzada del mismo modo que en la zona mixta ya descrita. La anchura inferior es variable entre 7,28 m en estribo y 6,15 m, aproximadamente, en mamparo de pila.

Con objeto de disminuir el peso de la sección del tablero losa, y aumentar al mismo tiempo el rendimiento frente al pretensado, se ha proyectado un aligeramiento mediante 7 tubos cilíndricos de metal desplegado, de 0,60 m de diámetro.

El estado de esfuerzos de la losa es básicamente de flexotracción, siendo recogidos mediante un postesado parabólico, tesado en dos fases, que, en parte, una vez pasada la pila, se utiliza para materializar el cosido del plano de discontinuidad entre el cajón mixto y la sección transversal de hormigón del arranque de la pila, a través de los oportu-

nos anclajes de ciertos cables en las almas de la sección metálica.

El nudo de conexión entre el tirante de la losa aligerada, el fuste macizo de hormigón de la pila y la sección en cajón mixto del tablero del vano central, se materializa mediante un mamparo interno en hormigón pretensado que garantiza la correcta y compleja transmisión de esfuerzos longitudinales y transversales de los diferentes elementos que confluyen en él.

La pila, que constituye la cabeza de compresión de la ménsula de canto variable que empotra el tablero, se proyecta en hormigón H-350, pretensado en la parte superior del fuste como consecuencia de las flexiones que recoge la pila en la proximidad del nudo rígido superior.

La sección transversal de la estructura está delimitada, tanto en la pila como en la zona de losa aligerada, por dos cilindros de eje horizontal y radios, 5,15 m (inferior) y 4,30 m (superior), tangentes entre sí y tangentes al paramento inclinado de las almas laterales de la zona de transición al cajón mixto. Esta adecuación de los dife-

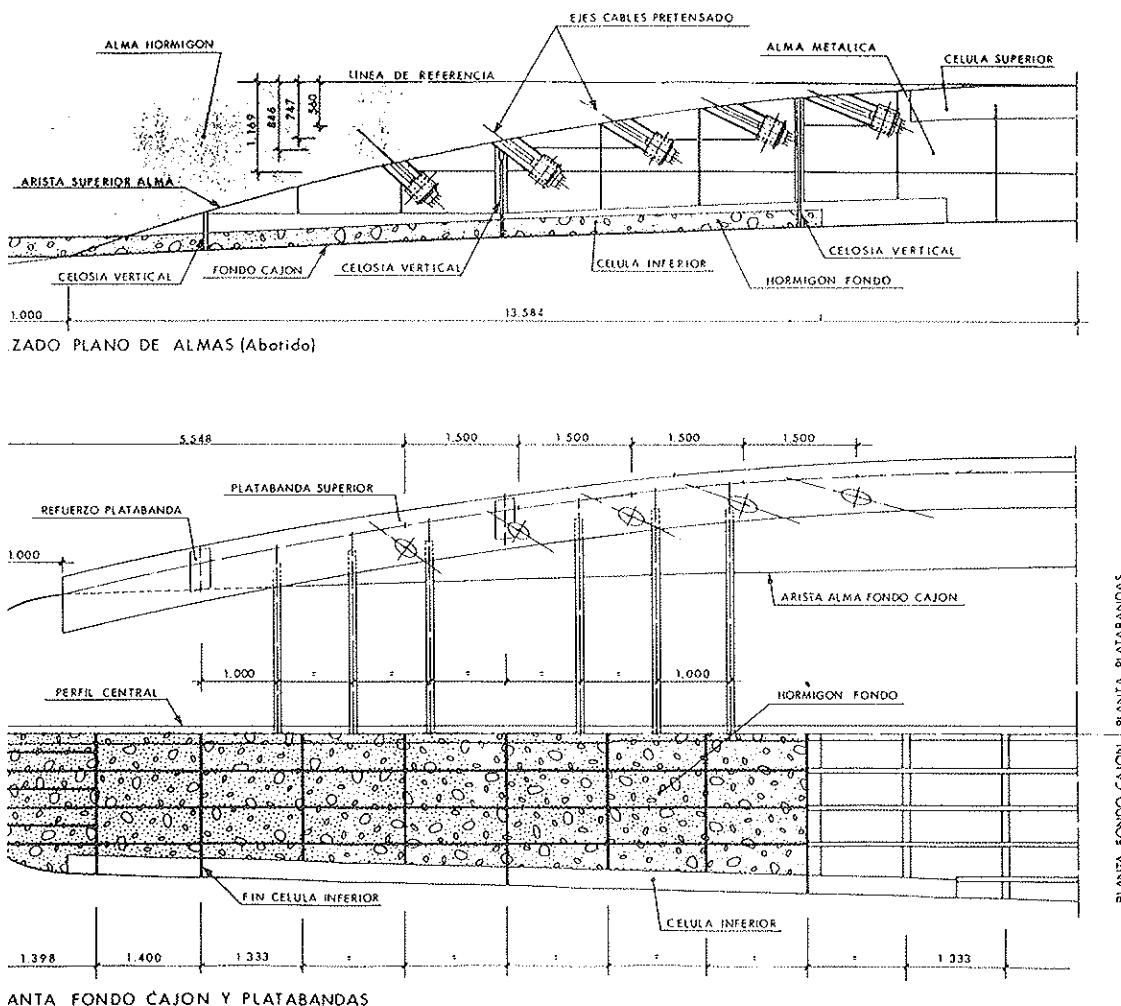


Fig. 8. Anclajes de pretensado en zona metálica.

rentes paramentos laterales de la pila y tablero permitió un diseño integrado, visual y constructivamente, de los diferentes elementos, de características muy distintas entre sí, con transiciones suaves y claras entre ellos, dando a las diferentes vistas laterales e inferiores de la estructura un carácter unitario y global, a priori difícilmente alcanzable.

A todo ello colabora intensamente la solución adoptada para la transición entre tablero mixto y fuste inclinado de pila de hormigón. Para ello, se ha dado continuidad formal a la directriz del plano inferior de la pila que, en prolongación con la inclinación de la misma, abraza al tablero metálico y se lleva a morir en continuidad suave y gradual con la línea superior de imposta. Durante 13,0 m se realiza la suave transición entre alma lateral metálica y de hormigón, materializándose la conexión entre ambas mediante conectadores que transmiten los esfuerzos rasantes y cables pretensados de la zona de negativos de pila que, inclinándose, se anclan en las almas metálicas, colgando parte del cortante y garantizando un estado de compresiones a lo largo de toda la línea de discontinuidad acero-hormigón (Fig. 8).

- Biela de compresión, semi oculta en el plano de las escaleras, de 1,00 metro de canto, en hormigón blanco H-250, que equilibra la tracción en la losa pretensada y la compresión en la pila.
- Zapata delantera, con una zarpa anterior de 2,00 metros de canto y un recresco hasta 3,0 metros posteriormente, con una anchura total de 12,0 metros.
- Plinto de arranque, para materializar la unión pila-bielta.
- Muro trasero, de 3,0 metros de espesor, con objeto de proporcionar el contrapeso necesario que equilibra el tiro de las cargas exteriores.
- Bandeja dorsal, de 4,00 metros en sentido longitudinal, que permite contar, además de su propio peso, con el de las tierras que soporta encima, para mejorar el contrapeso.
- Muros laterales, de 60 cm de espesor, ocultos bajo las escaleras, que trabajando como viga pared, hacen funcionar conjuntamente la zona anterior y posterior de la cimentación como zapata, posibilitando un mayor rendimiento (Fig. 9).

5. ESTRIBOS Y CIMENTACION

5.1. Estribo lado glorieta

Los elementos fundamentales que constituyen el estribo son:

5.2. Estribo lado bulevar

Los elementos fundamentales que constituyen el estribo son:

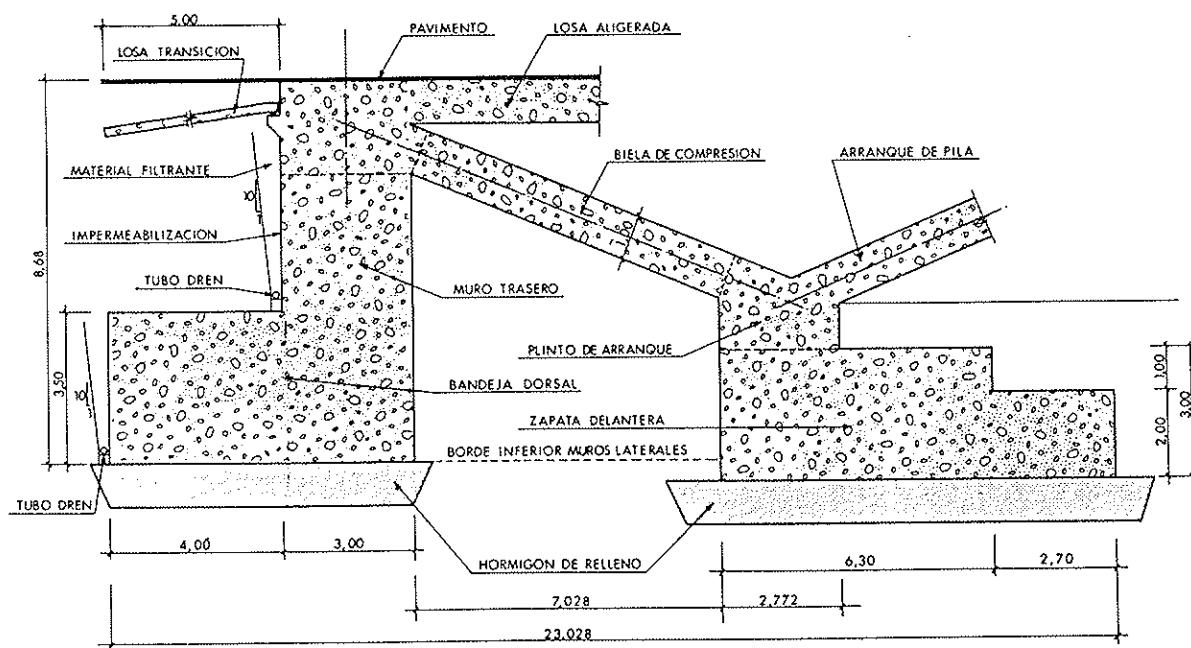


Fig. 9. Sección longitudinal estribo glorieta.

- Pastillas de apoyo frontal de los cajones metálicos, de 5,04 m de anchura y 1,20 m de espesor.
- Muros en vuelta y aletas en voladizo, de 0,50 m de espesor, que mediante trabajo de flexión en su plano provocan un comportamiento rígido de todo el estribo en su transmisión de esfuerzos al terreno.
- Muro dorsal, de 2,00 metros de espesor que actúa a modo de contrapeso y sobre el que se anclan los cables de pretensado, que cosen el tiro o levantamiento del apoyo extremo del vano de compensación oculto.
- Murete de guarda en muro dorsal, para alojar la junta de calzada y materializar la transición al puente, así como impedir el vertido de tierras sobre el cajón metálico.
- Losa de transición, de 5,00 metros de longitud, para prevenir posibles blandones en el terreno que perturben la rasante teórica de la calzada.

La cimentación de este estribo se materializa mediante una zapata en U, de 1,0 metro de canto, con tres zonas diferenciadas:

- Zona frontal, rectangular, de 14,50 x 4,00, sobre la que se sitúan los muros frontales y la pastilla de apoyo.
- Zona dorsal, con dos zapatas de 4,00 x 3,00 para apoyo del muro dorsal.

- Zona central, uniendo a las anteriores y que, mediante flexión de los muros laterales en su plano, posibilita una distribución rígida de las cargas sobre la cimentación.

6. PROCESO CONSTRUCTIVO

El proceso constructivo del puente siguió las siguientes fases:

FASE 1: Excavación terreno existente hasta cota de cimentación. Ejecución del relleno de base de zapatas. Ferralla de las mismas. Muros laterales y biela de estribo glorieta. Pretensado vertical del anclaje del tirante en estribo (Fig. 10).

FASE 2: Ferralla y hormigonado del fuste de pila y tablero pretensado hasta mamparo incluido, con cimbra desde terreno existente (Fig. 11).

Simultáneamente a estas fases, construcción del cajón metálico en taller (Fig. 12).

FASE 3: Colocación del tablero metálico en zona de almas mixtas y hormigonado del resto de la sección, incluido fondo cajón, con cimbra desde el suelo (Fig. 13).

FASE 4: Pretensado del tablero losa aligerada, en primera fase hasta dos tercios de la fuerza total de tesado.

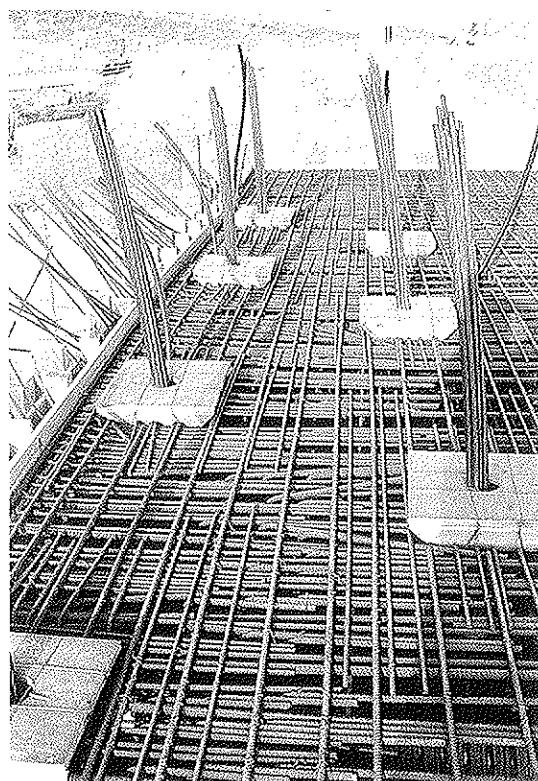


Fig. 10. Prestensado vertical en estribo glorieta.

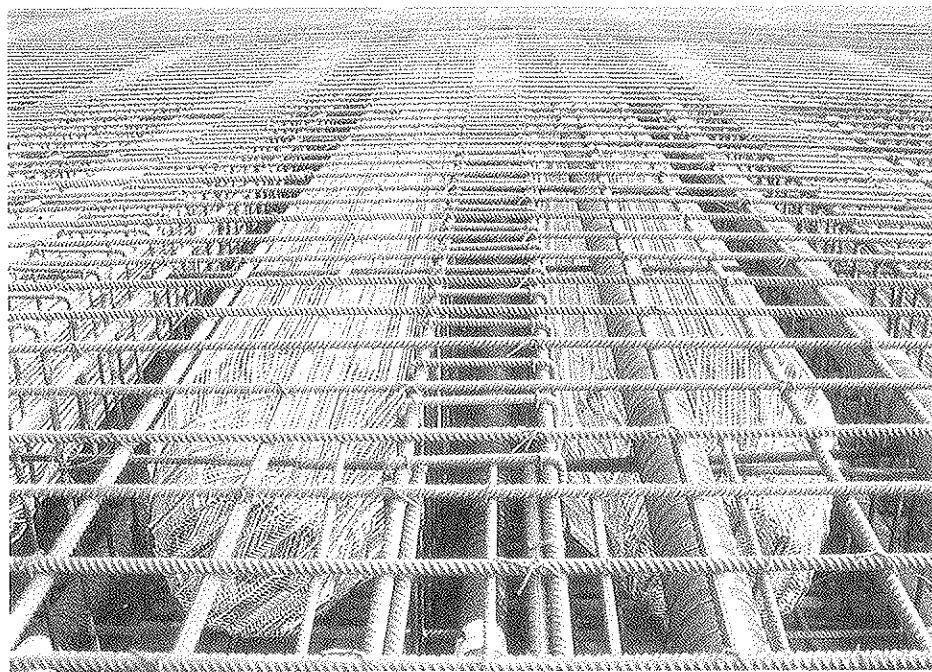


Fig. 11. Ferralla de tablero pretensado.

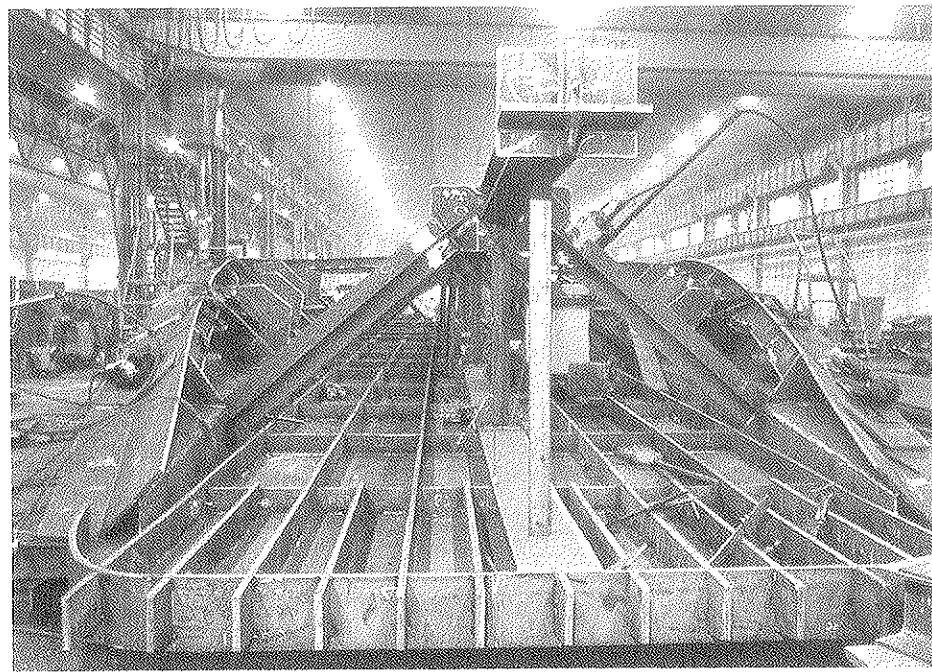


Fig. 12. Vista frontal del cajón metálico en taller.

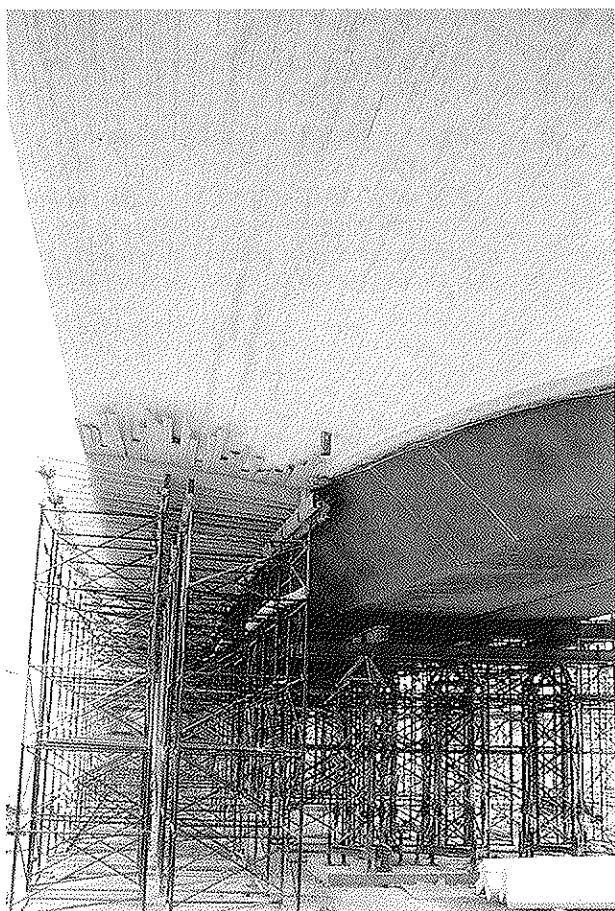


Fig. 13. Vista inferior en construcción.

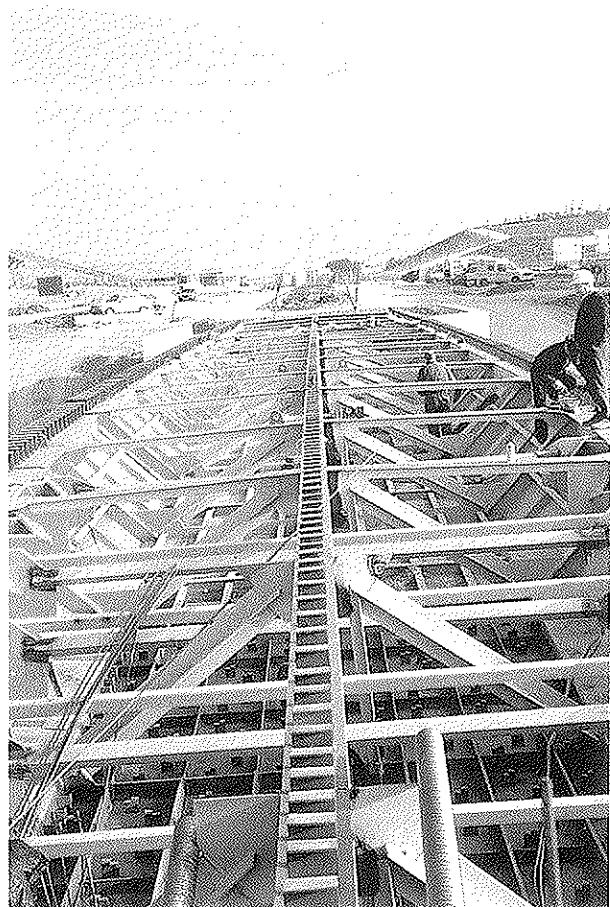


Fig. 14. Tablero metálico en obra.

FASE 5: Colocación del resto de la sección metálica sobre apeos provisionales y muro frontal del estribo bulevar. Soldadura de junta de montaje. Nivelación y enrase de neoprenos en extremo del vano de compensación. Pretensado vertical en el anclaje del estribo bulevar (Fig. 14).

FASE 6: Hormigonado del fondo cajón en estribo bulevar (Fig. 15).

FASE 7: Hormigonado del resto de losa superior.

FASE 8: Resto pretensado y desapeos.

FASE 9: Colocación de bordillos, acera y pavimento. Colocación de la imposta y barandillas metálicas mediante nivelación precisa, antes de fijar los elementos definitivamente (Fig. 16).

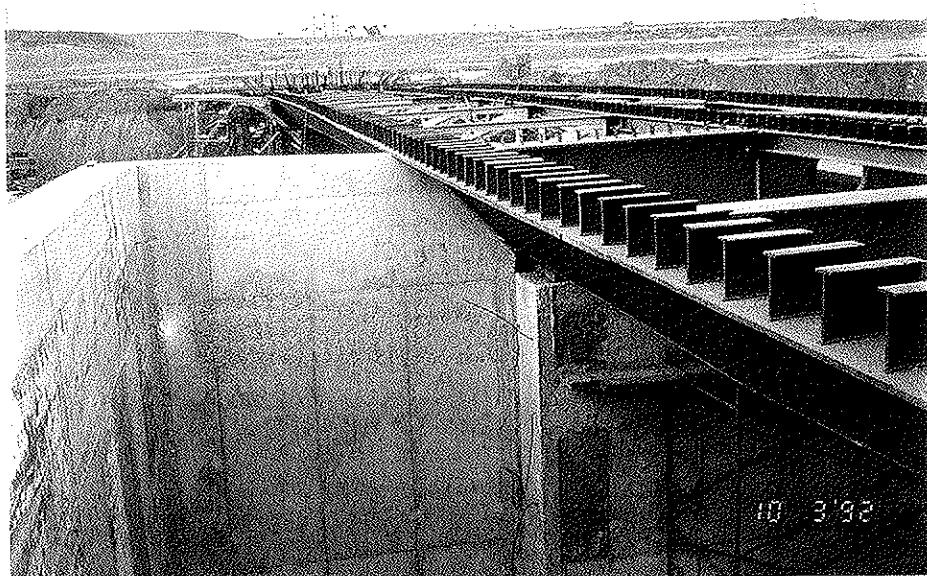


Fig. 15. Vano de compensacion oculto en estribo bulevar.



Fig. 16. Prueba de carga.

7. ANALISIS LONGITUDINAL DE ESFUERZOS

El análisis de los esfuerzos que solicitan la estructura se ha llevado a cabo, básicamente, mediante un análisis matricial en dos fases, correspondientes la primera de ellas a un modelo marco que permite obtener los fletores, axiles y cortantes longitudinales en la estructura, y, posteriormente, un modelo emparrillado para el cálculo de los momentos torsores y cortantes y fletores transversales, procedentes de la excentricidad de sobrecargas y viento transversal.

Con objeto de simplificar al máximo la interpretación de resultados, los nudos de la discretización se disponen en las mismas secciones transversales en ambos modelos, variando únicamente entre ambos la posición en alzado de los mismos, coincidente con el centro de gravedad de las secciones en el modelo marco, y con el centro de esfuerzos cortantes en el emparrillado (Fig. 17).

Dado el carácter marcadamente evolutivo de la estructura en fases de construcción, con importantes cambios tanto del esquema estructural como de la sección resistente a lo largo del proceso constructivo, el cálculo general de esfuerzos se realiza por fases, reproduciendo exactamente la secuencia de montaje prevista en proyecto, y ya comentada anteriormente.

En cuanto a las acciones actuantes sobre estructura completa, –carga muerta, sobrecargas y acciones térmicas y reológicas–, resultan sensiblemente influenciadas por la fisuración o no de la losa superior en zonas de flexión negativa, y más aún en un puente como el que nos ocupa, con un montaje apeado en el que el peso de la losa actúa también sobre sección total, una vez desapeada la estructura. Es por ello que surge la disyuntiva de pretensar la losa en zonas de flexión negativa o bien proyectar una losa armada con un exhaustivo control de fisuración. Si bien en la zona de la glorieta la continuidad con la losa aligerada, –obviamente pretensada–, permite fácilmente aprovechar los mismos cables para pretensar también el tablero mixto.

ro mixto y, a su vez, anclar los cables en las almas del cajón metálico a medida que dejan de ser necesarios, proporcionando así una solución limpia y elegante a la superficie de contacto hormigón-metal en esta zona, el estribo bulevar presenta una problemática bien distinta. En efecto, el alto grado de hiperestatismo de un pretensado post-conexión en el vano oculto de compensación, parece desaconsejar dicha posibilidad; por otro lado, un pretensado preconexión vería rápidamente disminuidos sus rendimientos a causa de la transferencia importante de compresión al acero debida a la fluencia de la losa. Por ello, y en línea con las más recientes tendencias en estructura mixta, se ha optado finalmente por proyectar en el estribo bulevar una losa armada, lógicamente unida a un intenso análisis de su fisuración.

Así, la pérdida inercial que supone, se cuantifica mediante un proceso iterativo que, partiendo de inercias brutas, y corrigiendo en cada iteración la rigidez con la proporcionada por el diagrama $M-\chi$, con consideración de la rigidez del hormigón entre fisuras para el nivel de fletores obtenidos en la anterior, –fletores actuantes sobre sección completa–, permite rápidamente obtener las inercias de servicio en el empotramiento. Dado que, lógicamente, dichas inercias son función de la hipótesis de carga, se ha seguido el criterio de fijar las inercias asociadas a la envolvente de fletores negativos, lo cual resulta ligeramente conservador en centro de vano, dada la no concomitancia de ambas hipótesis. De este modo se obtiene una zona afectada por fisuración, correspondiente a unos 6 metros hacia el puente desde el primer apoyo en estribo, así como la casi totalidad del vano de compensación, lógicamente dada la pérdida de canto que se produce en el mismo.

El control en servicio y agotamiento de la sección de apoyos condujo a un armado pasivo de $190 \phi 25$, condicionado fundamentalmente por la limitación de ancho de fisura. La disposición y corte de la armadura en el empotramiento se indica en la figura 18.

Una vez simulado en el cálculo el proceso

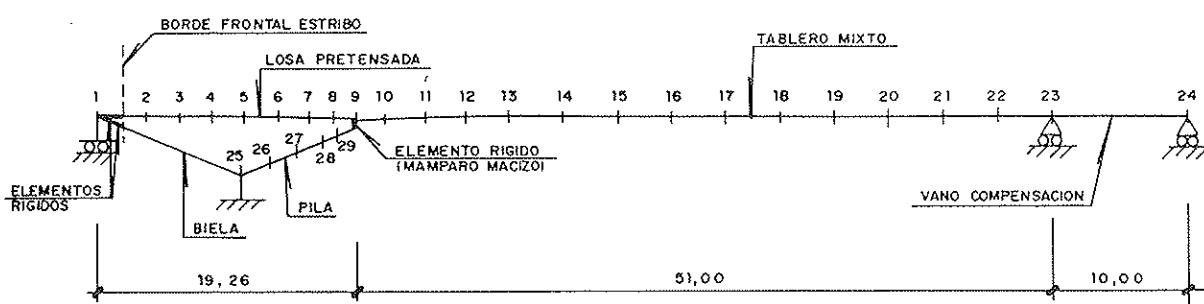
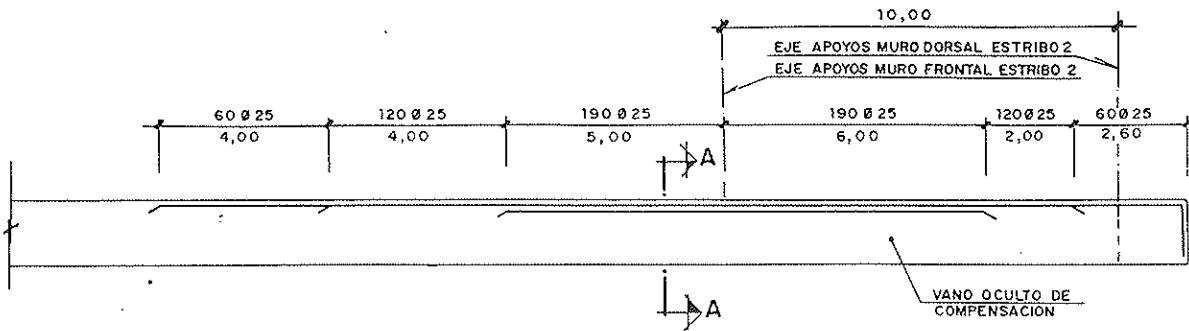
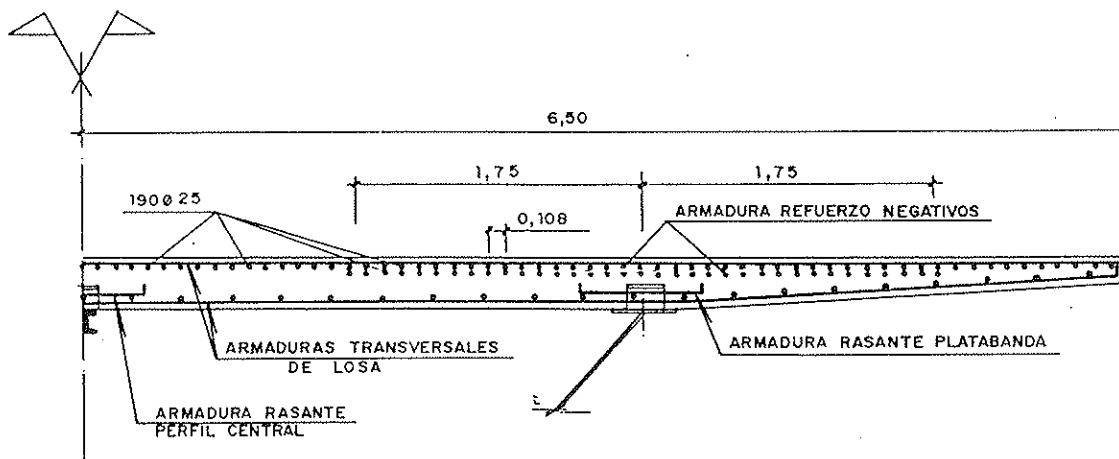


Fig. 17. Discretización de la estructura.



ESQUEMA CORTE ARMADURA DE NEGATIVOS EN EMPOTRAMIENTO ELASTICO.



SECCION TRANSVERSAL (A-A)

Fig. 18. Disposición de armadura pasiva en estribo bulevar.

constructivo, y fijadas las inercias de servicio para cargas actuando sobre estructura completa, conocemos el estado de esfuerzos que solicitan inicialmente la estructura. El control tensional a tiempo cero no reviste dificultad, y se realiza introduciendo, sucesivamente, en cada sección, los distintos estados de carga, obviamente actuando sobre la subsección resistente en cada momento. No obstante, el cálculo tensional a tiempo infinito se ve seriamente afectado por los fenómenos reológicos del hormigón, ocurriendo una fuerte redistribución interna, hormigón-acero, en el sentido de ceder aquél parte de sus compresiones al cajón metálico.

El método empleado para su correcta evaluación ha sido el de los coeficientes de equivalencia ideales, expuesto con todo detalle en el libro "Construcción Mixta. Hormigón-Acero", de J. Martínez Calzón y J. Ortíz. Se definen de este modo los coeficientes tipo "1" para acciones permanentes constantes, y tipo "2" para acciones desarrollándose afínmente a la fluencia:

$$n_{cr}^1 = \frac{E_{cr,28}}{E_s} (1 + j_1^1 \phi_i)$$

$$n_{cr}^2 = \frac{E_{cr,28}}{E_s} (1 + j_2^2 \phi_i)$$

donde j_1^1 y j_2^2 son los coeficientes característicos correctores de la fluencia para el control de los efectos diferidos en las secciones mixtas. Los valores de dichos coeficientes en las secciones críticas se indican a continuación:

	j_1^1	j_2^2
Pila y Tirante	1,03	0,60
Flexión Positiva	1,03	0,59
Flexión Negativa Hormigón Superior	1,32	0,64
Flexión Negativa Hormigón Inferior	1,70	0,69

Se observa claramente el crecimiento de dichos coeficientes a medida que la proporción de acero pasivo y estructural en contacto con el hormigón se hace mayor, lo cual queda de manifiesto en los valores obtenidos para el hormigón inferior, encuadrado entre la chapa de fondo cajón y las células laterales. Asimismo, la elevada cuantía de acero pasivo y la potencia de la platabanda en el empotramiento elástico, proporcionan un alto valor de j_{∞} , si bien su influencia será sensible únicamente en secciones sin fisuración.

La figura 19 incluye el estado tensional en carga permanente, a t_0 y t_∞ , de las secciones de centro vano principal (flexión positiva) y apoyos (flexión negativa), constatándose la importante redistribución interna hormigón-acero a la que antes nos referímos.

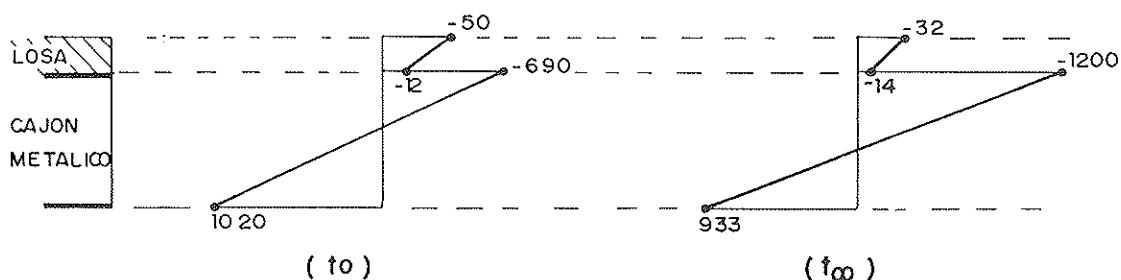
Así, añadiendo al estado permanente anterior, los niveles tensionales provocados por sobrecargas y térmicos, obtendremos el estado tensional definitivo, caracterizado, básicamente, en la sección de empotramiento, por los valores siguientes:

Platabandas:	2.400 kg/cm ²
Fondo Cajón:	-2.500 kg/cm ²
Armadura Pasiva:	2.500 kg/cm ²

Resulta interesante resaltar el efecto favorable de la doble acción mixta en la sección de negativos, oponiendo a la tracción absorbida por las armaduras no sólo la compresión de la chapa inferior de 20 mm de espesor, sino también la presencia de 30 cm de hormigón inferior que, al efecto puramente resistente, añade la retención en la perdida inercial provocada por la fisuración superior, así como la decisiva colaboración al carácter compacto de la chapa de fondo, sin precisar así de elevados niveles de rigidización.

Finalmente, resta considerar la redistribución de esfuerzos que, a nivel de estructura, introduzcan las deformaciones impuestas provocadas por la redistribución interna hormigón-acero antes mencionada, así como la fluencia del hormigón en el sistema altamente hiperestático constituido por la célula triangular biela-tirante-pila. Para ello, introducimos en el modelo marco general los acortamientos y curvaturas diferidas resultantes del análisis tensional a t_0 y t_∞ ya realizado. Empleando en el cálculo constantes estáticas tipo "2", como corresponde a unas deformaciones desarrolladas asfínamente a la fluencia, obtenemos directamente la redistribución de esfuerzos en la estructura.

SECCION CENTRO VANO PRINCIPAL



SECCION EMPOTRAMIENTO ELASTICO

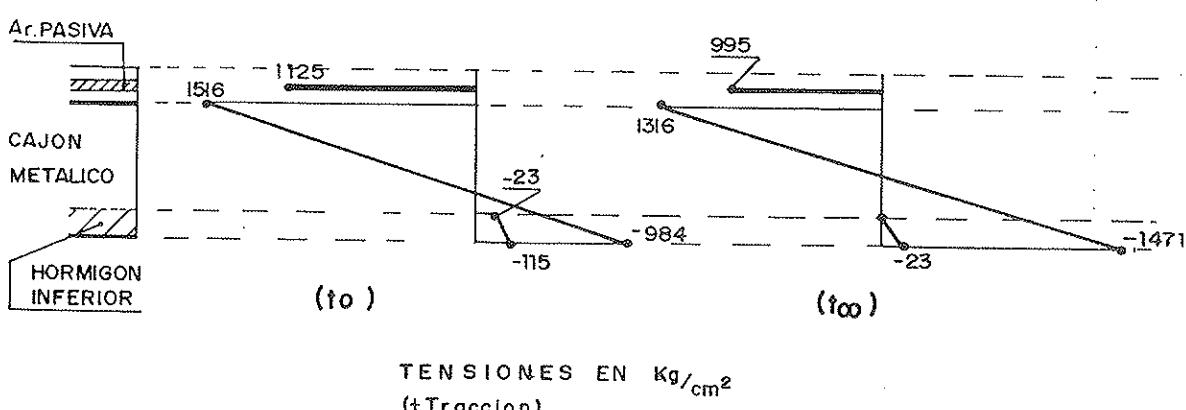


Fig. 19. Estados tensionales bajo carga permanente a t_0 y t_∞ en secciones críticas.

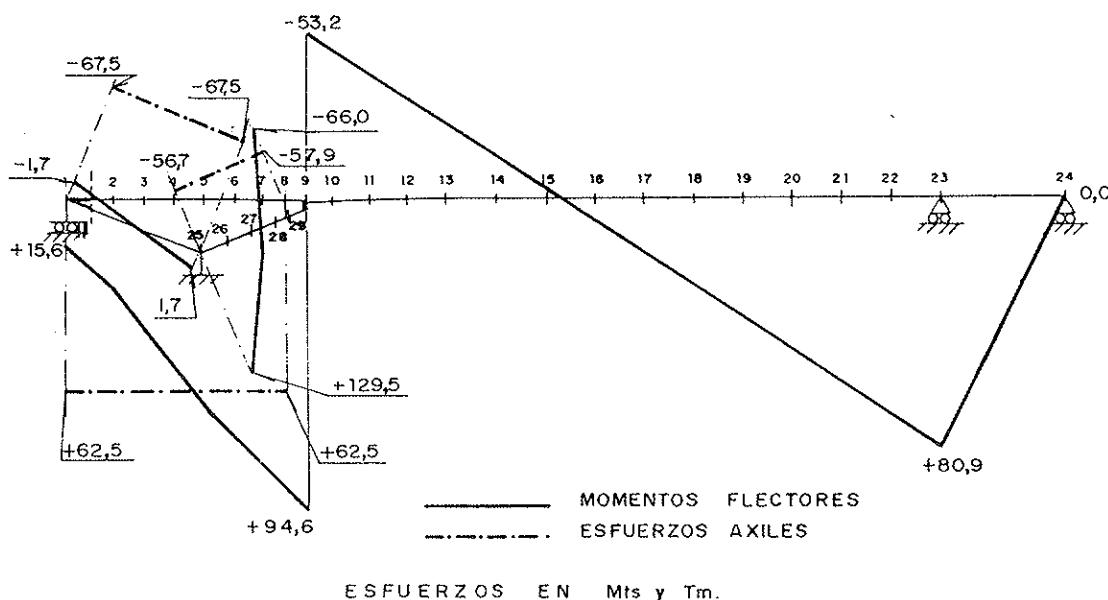


Fig. 20. Redistribuciones de esfuerzos por fluencia.

tura, provocada por la fluencia. La ley de esfuerzos redistribuidos se representa en la figura 20.

De este modo, se obtendrán las envolventes de esfuerzos, tanto a t_o como a t_c , que sirven de base para el dimensionamiento de la estructura. Las envolventes de momentos flectores se indican en la figura 21.

Tal y como se observa en el planteamiento general realizado, el cálculo general de la estructura se ha llevado a cabo en la hipótesis de comportamiento tipo viga longitudinal a lo largo de todo el puente.

No obstante, son cinco los aspectos que a priori pondrían en entredicho el análisis, como son el reparto transversal de vehículo pesado en la losa pretensada, la deformación por esfuerzo cortante en la losa superior del cajón metálico, su alabeo torsional, la distorsión de la sección mixta y la hipótesis de deformación plana en la zona afectada por la discontinuidad hormigón-acero en las proximidades de la pila.

En cuanto al vehículo pesado, en la losa pretensada, se mayoró el flector positivo con el coeficiente de excentricidad correspondiente a una losa biempotrada de la relación ancho luz que nos ocupa, valor en cualquier caso poco relevante; el flector negativo proviene de la hipótesis de cargar el vano mixto, no procediéndose por tanto a mayoración alguna.

La deformación por cortante de la losa se ha resuelto según la práctica usual de asignar un cierto ancho eficaz de losa, obtenido en función de la distancia entre puntos de momento nulo para las

leyes de peso propio, carga muerta y sobrecargas.

En cuanto al alabeo torsional y la distorsión de la sección mixta, si bien el primero, en secciones cerradas, adecuadamente conectadas, resulta despreciable, así como la distorsión en el vano principal debido a la presencia de arriostramientos verticales cada 4 metros, no resulta evidente poder afirmar lo mismo en el vano de compensación.

No obstante, el elevado flector negativo proveniente del vano largo y, por tanto, sin distorsión, provoca la ausencia de flexión positiva en el vano oculto, incluso en la hipótesis de distorsión total frente a vehículo pesado propio, por lo cual el dimensionamiento con las leyes de esfuerzos tipo viga es correcto. A la misma conclusión llegamos en el análisis de esfuerzos cortantes: son predominantes los cortantes en valor absoluto provenientes de las cargas en el vano principal.

Por último, el análisis de la conexión hormigón-acero en la zona de almas mixtas próxima a la pila, se incluye en otro apartado.

Resta únicamente mencionar los resultados obtenidos del análisis transversal, correspondientes, básicamente, a una viga biempotrada en pila y estribo bulevar, descomponiéndose el torsor, en el mamparo de unión tirante-pila, en dos torsores en pila y tirante y dos cortantes transversales, constantes, según se indica en la figura 22, acompañada de los momentos flectores transversales necesarios para equilibrar el sistema.

Lógicamente, el control de las secciones de pila, tirante y tablero se realizó teniendo en cuenta la interacción de torsores, flectores y cortantes en ambos planos.

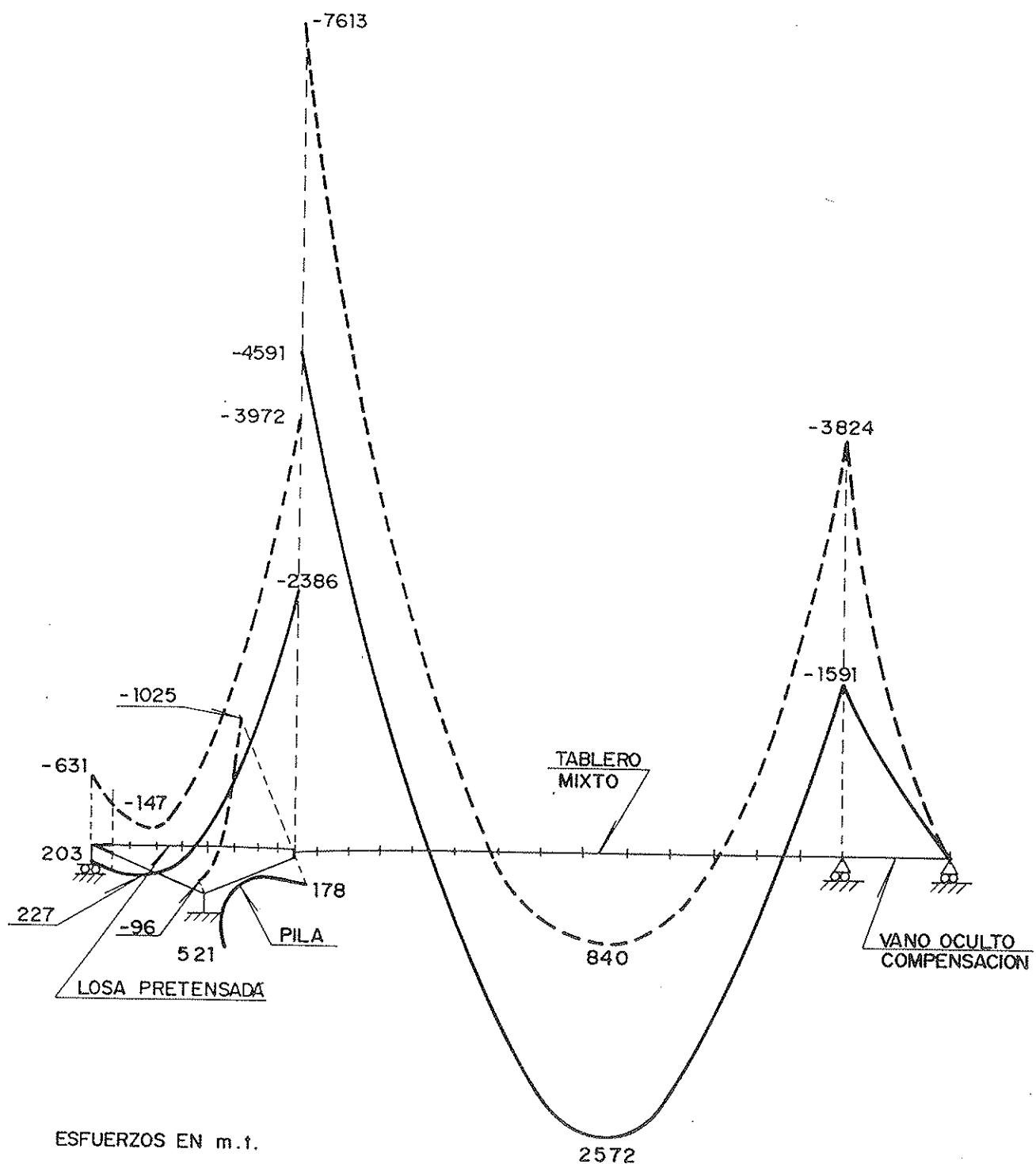


Fig. 21. Envolvente momentos flectores (t_0).

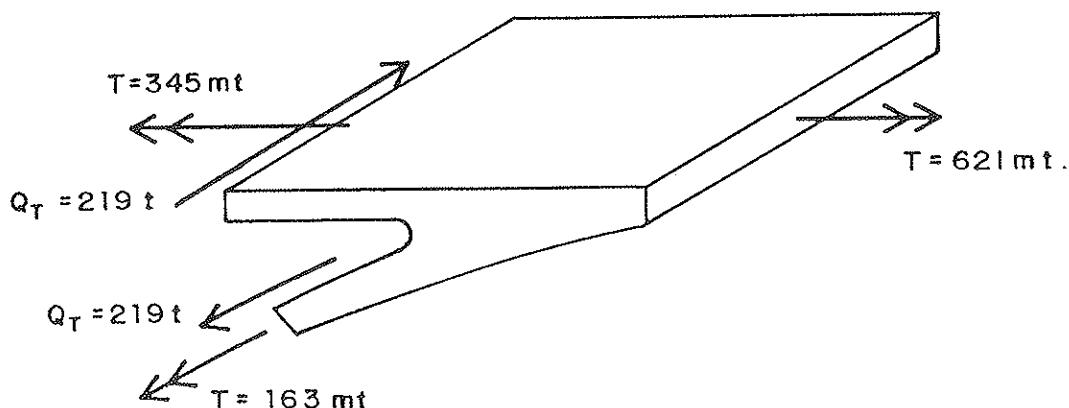


Fig. 22. Descomposición de torsores en el mamparo.

8. CONTROL ZONA CONEXION TABLERO-PILA

El correcto comportamiento de la superficie de conexión hormigón-acero es, sin duda alguna, el eje principal sobre el que descansa la seguridad en las estructuras mixtas.

No obstante, si bien en los casos frecuentes de cajón metálico con losa de hormigón tradicional, el tema se encuentra perfectamente resuelto, no ocurre lo mismo en el caso de superficies de conexión poco habituales, como lo es la conexión tablero-pila en la zona de canto de metal fuertemente variable, próxima al empotramiento lado glorieta.

Es por ello que dicha conexión ha sido objeto de un exhaustivo estudio, al constituir, a nuestro juicio, el punto clave en el funcionamiento estructural del puente.

La figura 8 muestra la disposición geométrica de la superficie de contacto acero-hormigón, atravesada en cada alma por cinco cables de $15 \phi 0.6"$.

En primer lugar, se evalúan con precisión las pérdidas de pretensado en los anclajes pasivos interiores al cajón metálico, realmente importantes, fundamentalmente debido al forzado trazado en planta y alzado de los cables, que de una disposición más o menos uniformemente distribuida en el frente de anclaje del estribo, han de desviarse en planta hasta las almas para, descendiendo paralelamente a las almas metálicas, ir a anclarse en las mismas (Fig. 23).

Así, las fuerzas de pretensado obtenidas en los anclajes pasivos son:

Cable P_n (t)

1	189
2	183
3	172
4	204
5	186

Una vez obtenidas éstas, abordamos directamente el control resistente de la zona de conexión. Para ello, discretizamos la zona en elementos pequeños, del orden de 3 metros, estudiando el equilibrio de los mismos sometidos a las acciones normales y tangenciales resultantes del análisis general de esfuerzos, así como a la fuerza local del anclaje de pretensado.

Este equilibrio exige la presencia de dos fuerzas, R_c y F , (Véase fig. 24), rasantes y normales, respectivamente, a la superficie de conexión.

La primera de ellas nos dimensionará los conectadores que hay que a disponer en esta zona, y la segunda nos indicará el nivel efectivo de compresiones en la zona de contacto, e incluso el nivel existente de tracciones si el pretensado no fuera suficiente para coser la superficie.

Del equilibrio estático simple (Véase fig. 24):

$$\begin{aligned} V - P_n &= F \cos \alpha - R_c \sin \alpha \\ H + R_{n1} - P_{n1} &= F \sin \alpha + R_c \cos \alpha \end{aligned}$$

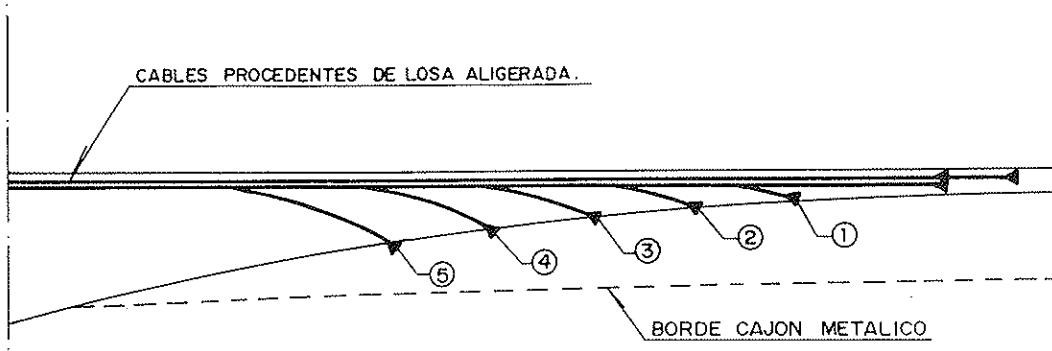
donde V y H son la integral de tensiones tangenciales y normales en Δh (incremento de canto metal en el elemento), P_n y P_{n1} las componentes vertical y horizontal de la fuerza de pretensado en el anclaje pasivo, R_{n1} la integral del rasante horizontal al nivel inferior de la cuña de metal, y F y R_c las dos incógnitas ya comentadas.

La resolución del sistema en F y R_c formado por las dos ecuaciones anteriores nos va a permitir resolver el problema.

Análogamente al control general de todas las secciones del tablero, el control de la superficie de conexión se realiza tanto en servicio como en agotamiento. Así, para el control en servicio tendremos:

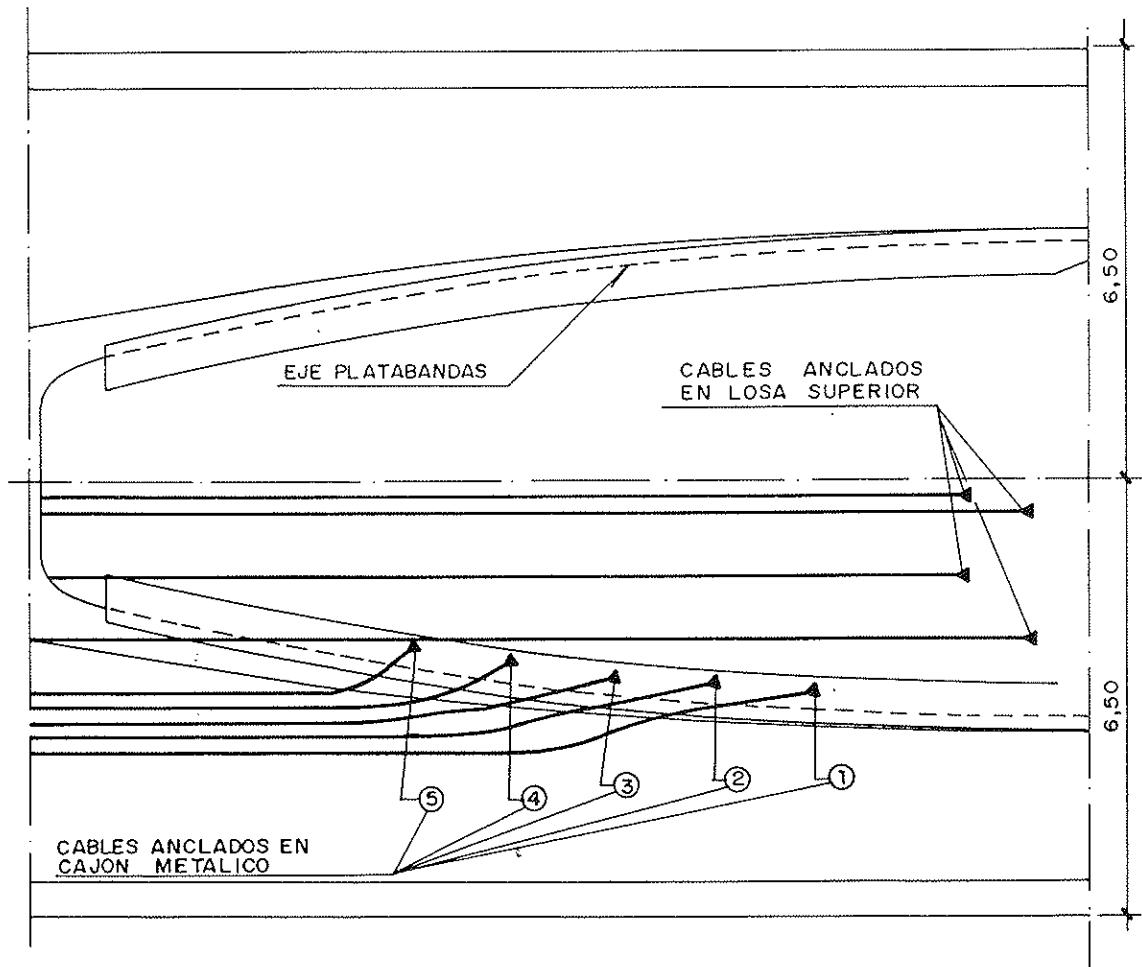
$$\begin{aligned} V &= \tau_{alma} \cdot e_a \cdot \Delta h \\ R_{n1} &= \tau_{alma} \cdot e_w \cdot \Delta L \\ H &= \sigma_{med} \cdot e_w \cdot \Delta h \end{aligned}$$

donde para τ_{alma} se tomó la tensión tangencial en el



ALZADO

* UNIDADES DE 15 Ø 0,6"



PLANTA

Fig. 23. Trazado de cables en zona de cajón metálico.

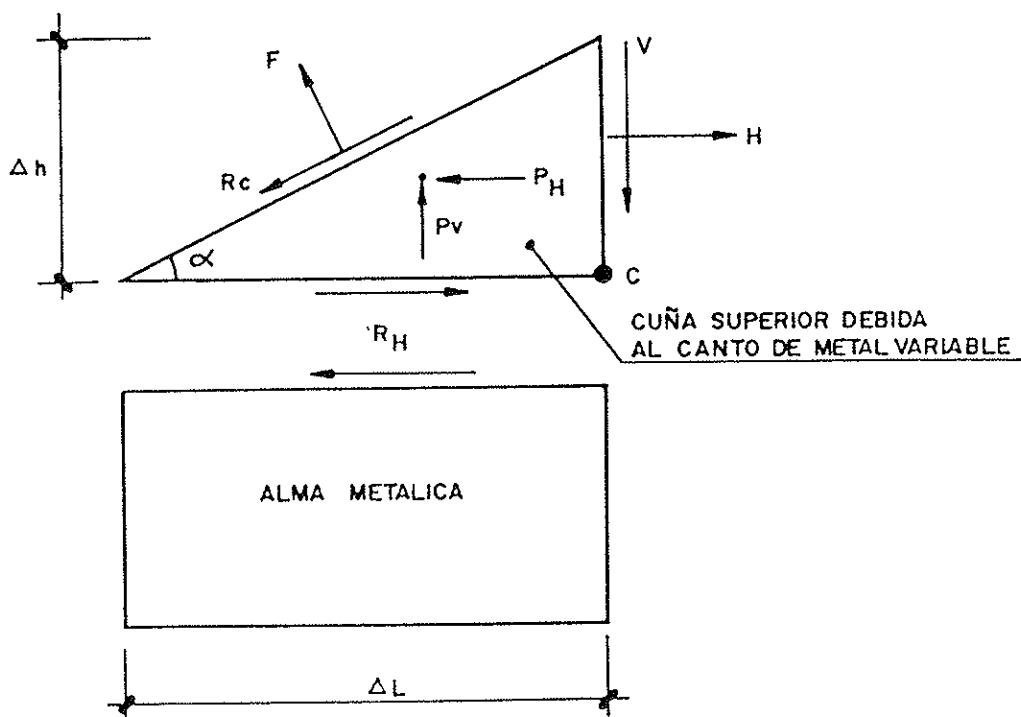


Fig. 24. Esquema de fuerzas en cuña triangular superior de metal en zona de canto variable.

alma, al nivel de la fibra c (fig. 24), y para σ_{med} la tensión normal media en la zona Δh , todo ello siempre en valores concomitantes para las hipótesis condicionantes en servicio.

En cuanto al control en agotamiento, es preciso tener en cuenta la interacción elastoplástica flector-cortante.

Por ello, se consideran en el cálculo las tres hipótesis siguientes:

- A La zona Δh de la cuña metálica triangular, se encuentra plastificada por tensiones tangenciales, luego:

$$H^* = 0 \quad V^* = \tau_w \Delta h e_w \quad R_H^* = \tau_w e_w \Delta L$$

- B La zona Δh se encuentra plastificada por tensiones normales:

$$H^* = \sigma_w e_w \Delta h \quad V^* = R_H^* = 0$$

- C Corresponde a una plastificación conjunta $\sigma-\tau$:

$$H^* = \sigma_w^* \Delta h e_w \quad V^* = \tau_w^* e_w \Delta h \quad R_H^* = \tau_w^* e_w \Delta L$$

con $\sigma_w^* = \sqrt{\sigma_w^2 - 3 \tau_w^2}$, salvo si el flector de cálculo es inferior al flector resistido sin el alma metálica, en cuyo caso $\sigma_w^* = 0$, y τ_w^* es la tensión tangencial mayorada debida a cortante y torsión, considerando colaborante toda la altura del alma.

De este modo, se obtiene la envolvente de esfuerzos rasantes de cálculo en la superficie de conexión que se muestra en la figura 25.

En servicio, se obtiene un rasante elástico máximo de 196 t/m.

En cuanto a la fuerza F normal a las superficies de conexión, se obtiene un adecuado nivel de compresiones en toda la zona, salvo en el área más próxima a la pila, donde la falta de canto de metal suficiente para ubicar el anclaje impide la presencia de cables de pretensado. El nivel de tracciones en esta zona resultó ser de 178 t/m en agotamiento y de 91,3 t/m en servicio.

A la vista de estos resultados, se dispusieron conectadores soldados a la platabanda, con capacidad suficiente para los esfuerzos rasantes, así como, en la zona traccionada, armaduras verticales soldadas a la platabanda, en cuantía adecuada para hacer frente al tiro previsible.

Las figuras 26, 27 y 28 muestran gráficamente el detalle estructural finalmente dispuesto.

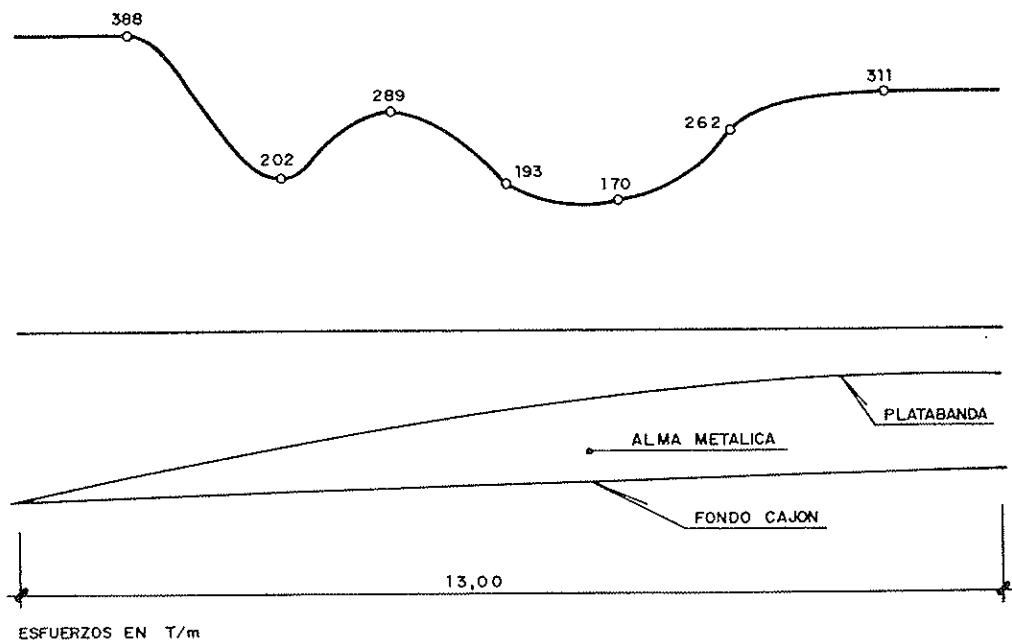


Fig. 25. Envolvente esfuerzos rasantes en zona de conexión.

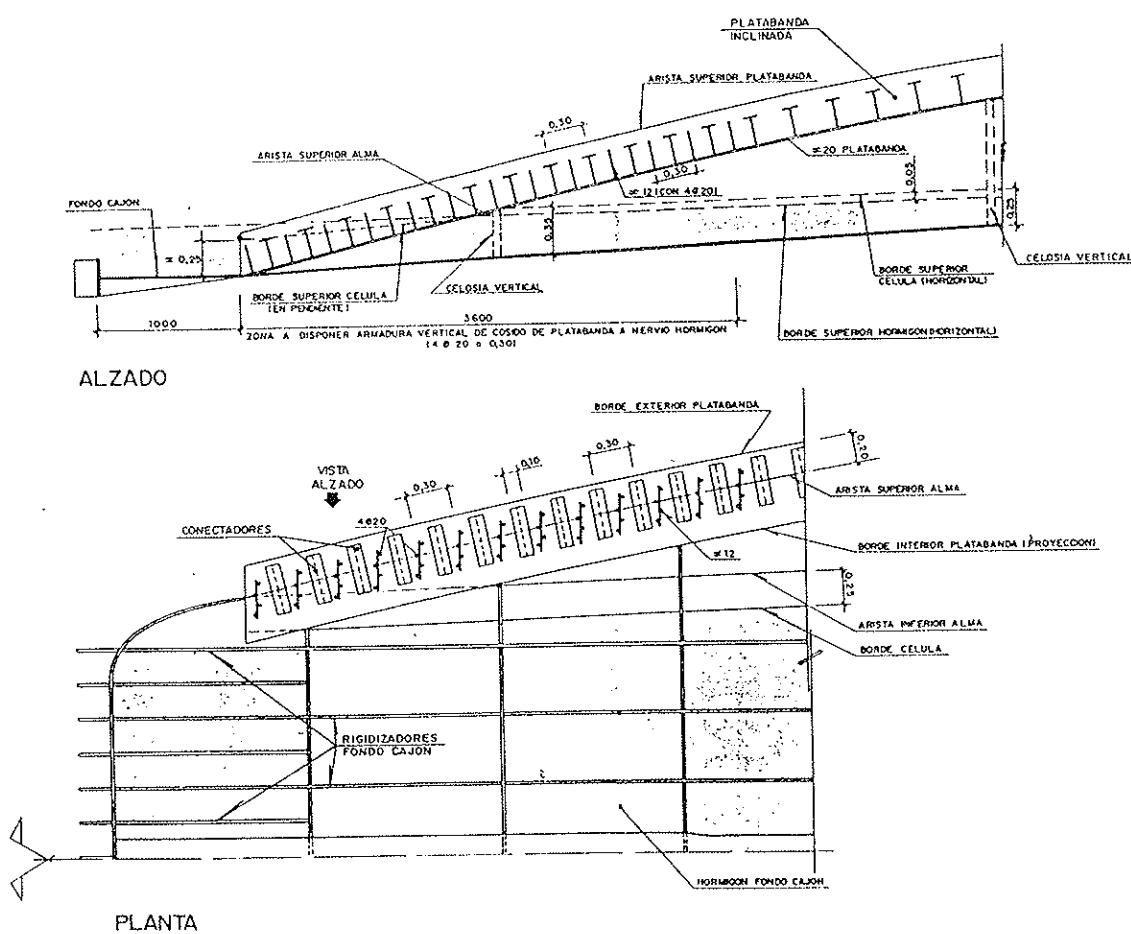


Fig. 26. Alzado y planta extremo cajón metálico.

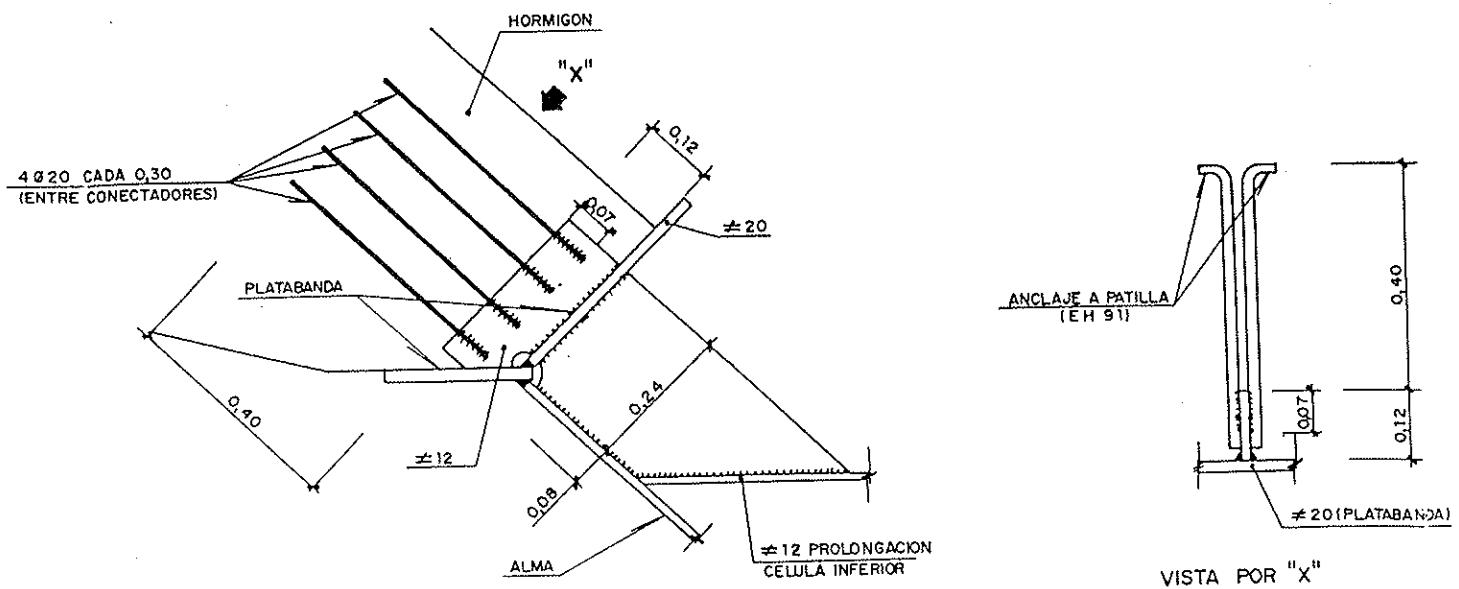


Fig. 27. Detalle armadura vertical de cosido de platabanda a nervio de hormigón.

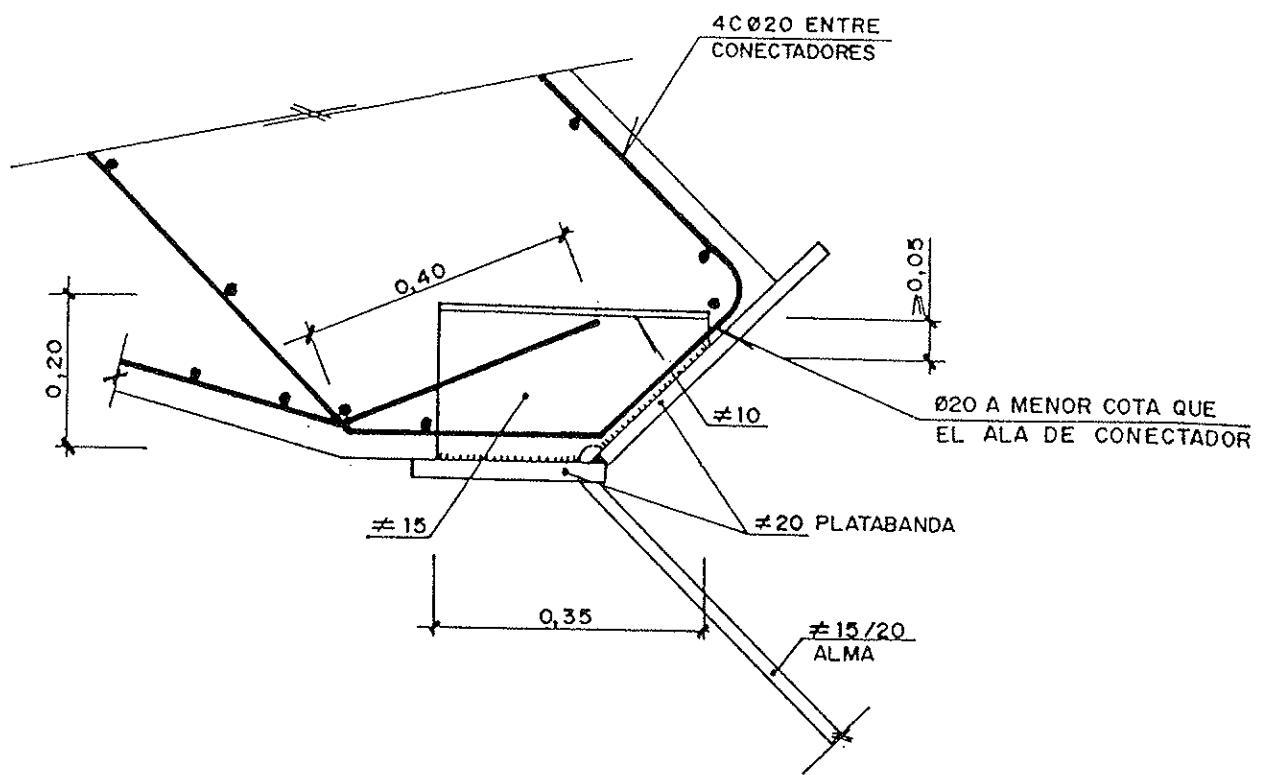


Fig. 28. Detalle disposición de cercos y conectadores.

9. ANALISIS BLOQUE CIMENTACION CELULA TRIANGULAR DE EMPOTRAMIENTO DEL TABLERO

9.1. Estribo glorieta

Ya se ha comentado ampliamente el funcionamiento de la célula triangular pila-tirante-bielas que empotra firmemente el tablero en el estribo E1, y logra un equilibrio de fuerzas horizontales, que no son transmitidas a la cimentación.

En la figura 29 se muestra gráficamente la descomposición de esfuerzos, y nos permite tener una referencia de nomenclatura para los valores más característicos que se reseñarán a continuación.

El cortante en sección mixta se descompone, fundamentalmente, en tracción en tirante, y compresión en pila. Ambos encuentran equilibrio horizontal a través de la biela comprimida, transmitiendo reacciones verticales puras, de compresión en base de pila y tiro en estribo.

No se producen efectos de flexión parásitos apreciables en pila y tirante.

El momento flector se descompone en otros dos en tirante y pila, en función de sus rigideces relativas. Los puntos de inflexión se sitúan, aproximadamente, en base de pila y estribo, donde las solicitudes son únicamente de cortante, y los axiles que garantizan el equilibrio. Lo importante de esta ubicación es que los deflectores transmitidos a la cimentación no son excesivos, con un excelente funcionamiento de la célula triangular.

Los valores más significativos de los esfuerzos se recogen en la tabla adjunta.

	Estribo		Pila		Bielas
	R ₁	M ₁	R ₂	M ₂	N _b
Carga permanente	- 922,40	494,05	1.960,90	-103,04	-2.696,82
Sobrecarga uniforme	- 314,00	202,59	517,52	-152,83	- 776,20
Vehículo pesado	- 112,40	198,15	162,63	- 65,29	- 265,70
Térmicos	- 52,57	-283,65	48,74	20,41	- 105,82
Retracción	- 45,22	2,50	48,59	-161,76	- 130,02
Fluencia	- 20,06	- 6,28	22,69	-127,78	- 67,52
TOTAL	-1.466,65	607,36	2.761,07	-590,29	-4.042,08

Por lo tanto, se tiene un tiro de unas 1.500 tm en el estribo, una reacción de unas 2.800 tm en la pila, y una compresión de 4.000 tm en la biela.

La primera intención de proyecto era la de recoger cada esfuerzo por separado, mediante un

muerto en estribo, y una zapata bajo la pila, ambos independientes. Sin embargo, consideraciones geométricas, así como de rendimiento estructural, nos han hecho proyectar un elemento de cimentación conjunto, con las siguientes características:

- 1.- Muerto en estribo, de peso próximo al estrictamente necesario, pero ligeramente inferior.
- 2.- Extensión trasera del muerto, para ganar peso excéntrico, y cargar tierras, que resultan altamente favorables.
- 3.- Zapata bajo pila excéntrica hacia el puente, de forma que se gana canto para el sistema muerto-pila.
- 4.- Muros laterales que conectan el muerto con la zapata de la pila, solidarizándolos, y permitiendo que se consideren como una zapata única.
- 5.- No disposición de material entre el muerto y la zapata de la pila, de forma que el axil favorable no se reparte en un área central neutra, restándolo para la compensación de tracciones en cimentación.

Las figuras 9 y 30 muestran la sección longitudinal y planta de la solución adoptada.

La zapata del muerto tiene unas dimensiones de 11 metros en dirección transversal por 7 metros en dirección longitudinal. La zapata de la pila es de 12 x 9 m. La separación entre las dos zapatas es de siete metros. Por tanto, con una separación entre ambas zapatas de 7 m, se obtiene un canto total del sistema de $7 + 7 + 9 = 23$ metros.

Las acciones netas sobre esta gran zapata son:

N	M
Hipótesis 1 3499,45 tm	-12860 mtm
Hipótesis 2 3491,80 tm	-13410 mtm

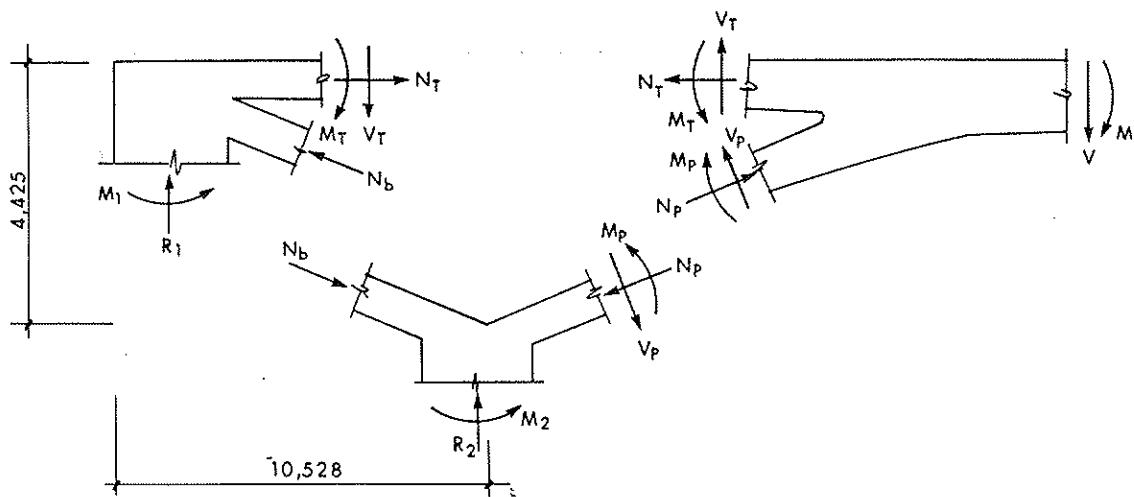


Fig. 29. Esquema de fuerzas en célula triangular.

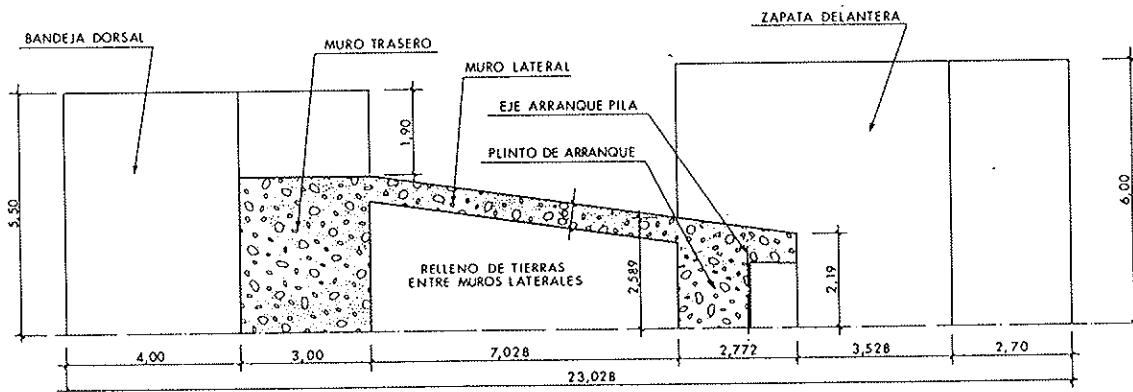


Fig. 30. Planta cimentación estribo glorieta.

Se tienen unas tensiones pésimas de $3,3 \text{ kp/cm}^2$ de máxima y $0,2 \text{ kp/cm}^2$ de mínima, y por lo tanto sin despegue, con un peso de muerto reducido.

Peso	919,2 tm
Tierras	370,0 tm
Total	1.290,2 tm

Frente a las 1.500 tm de tiro antes mencionadas, que en condiciones de estabilidad requerirán un muerto de 2.500 tm sin existencia de agua. Con la estructura proyectada, el muerto es tan sólo de 1.290 tm, con un coeficiente de estabilidad al vuelco de 4,20.

La conexión de las dos zapatas exige un cuidado dimensionamiento de los muros laterales de conexión, con una importante capacidad de cortante y flexión que realice la transferencia de cargas.

El dimensionamiento completo de esta cimen-

tación incluye un gran número de aspectos adicionales que exceden el alcance del presente artículo. Se citarán brevemente los más importantes:

- 1.- Pretensado vertical del muerto (7 cables de $15 \phi 0,6"$).
- 2.- Adecuada consideración del funcionamiento conjunto de la biela y los muros laterales, tanto en axil como en flexión.
- 3.- Transmisión de esfuerzos de los muros laterales, de 60 cm de espesor, a las zapatas de 11 y 12 metros de ancho, respectivamente.
- 4.- Carácter excéntrico de la zapata delantera respecto a la pila.
- 5.- Transmisión de esfuerzos en el nudo pila-bielas-cimentación. Si bien el axil que lleva el hormigón encuentra caminos claros, la

contribución de las armaduras comprimidas debe tenerse en cuenta, por las necesidades de anclaje, y armaduras transversales de zunchado.

9.2. Estribo lado bulevar

Este estribo oculta un vano de compensación, de 10 metros de longitud, ya descrito ampliamente en los apartados precedentes.

Por lo tanto, se tienen dos apoyos ubicados a 10 metros de distancia. El delantero está sometido a esfuerzos de compresión, mientras que el trasero funciona fundamentalmente a tiro vertical.

Para el dimensionamiento de los volúmenes y masas se ha aplicado un criterio análogo al del otro estribo, pero algo más modesto en cuanto a las acciones solicitantes.

El tiro trasero se recoge mediante cuatro cables de pretensados verticales, de 7 torones $\phi 0,6"$ cada uno, tesados a 114 toneladas. Estos cables se anclan en un tabique trasero, de 6 metros de altura, 2 de espesor y 14,5 m de ancho, que trabaja como viga pared entre dos zapatas laterales. El peso del muro equilibra el tiro de servicio. Las condiciones de vuelco se garantizan mediante el comportamiento estructural del conjunto del estribo, equilibrado a través de los muros laterales.

10. FICHA TECNICA

- **Autores del Proyecto y Dirección de obra:** Francisco Millanes Mato. Javier Pascual Santos. José M. González Barcina.
- **Empresa Consultora:** IDEAM, S.A.
- **Empresa Constructora:** Construcciones Vera, S.A.
- **Taller Metálico:** URSSA.
- **Presupuesto Ejecución Material:** 141.672.536.- Ptas.
- **Longitud:** 82,65 m.
- **Anchura plataforma:** 13,00 m.

- **Superficie total:** 1.074,45 m²
- **H-350:** 551,49 m³
- **H-250:** 1.192,40 m³
- **AEH-500 N:** 176.876 kg
- **Acero Corten:** 105,0 kg/m²
- **Acero A 42:** 33,7 kg/m²
- **Acero para pretensar:** 13.237 kg

RESUMEN

El presente artículo describe el nuevo puente mixto sobre la plaza central del Parque Tecnológico de Andalucía, en Málaga.

En su diseño se ha tenido en cuenta el carácter emblemático del puente para la imagen futura del parque que, por tanto, debe aunar un diseño formalmente atractivo con un puente técnicamente avanzado.

En el artículo se describen tanto los aspectos formales como la tipología estructural del puente, centrándose en algunos de los aspectos más interesantes considerados en el análisis estructural del mismo.

SUMMARY

The new steel-concrete composite bridge over the main square of the Technological Park of Andalucía, in Málaga, is described.

It is a singular construction with a specific design on which formal and aesthetic aspects are really taken into account. The new bridge must become an emblematic image of the Park and, as it is located at the Central Square of the Technological Park, the new bridge must be not only aesthetically nice, but also technically advanced.

The bridge, its formal and structural typology, is described in the paper. It also makes a brief approximation to some of the most interesting aspects considered in the structural analysis.

CENTROS EUROPEOS DE INFORMACION EMPRESARIAL. Euroventanillas

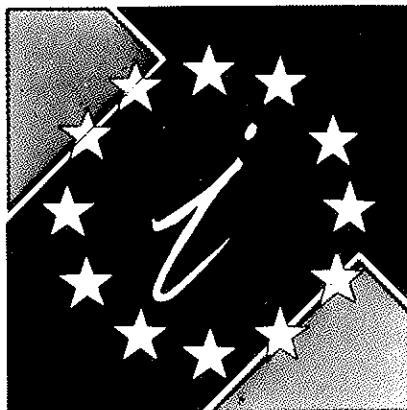
ESTE SIMBOLO LE VA A AYUDAR A ENTRAR EN EUROPA

El Mercado Unico Europeo será una realidad en 1993, abriendose 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, 9º 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 09 59 Fax. (952) 22 09 36

ARAGON

CONFEDERACION REGIONAL
DE EMPRESARIOS DE ARAGON (CREA)
Plaza Roma, Urbanización Parque de Roma, F-1 1º planta
50010-ZARAGOZA
Tels. (976) 32 58 99/32 00 00
Fax. (976) 32 29 56.

ASTURIAS

INSTITUTO DE FOMENTO REGIONAL
DEL PRINCIPADO DE ASTURIAS (IFI)
Parque Tecnológico de Asturias, 33420 LUANERA (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. Político Financiero y Promoción Económica
Tomás Miller, 38 35007-LAS PALMAS DE GRAN CANARIA
Tels. (928) 22 35 50
Fax. (928) 22 23 47

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
Telos. 42844 CCOOE

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS
DE CASTILLA-LA MANCHA
Rosario, 29, 3º planta, 02001-ALBACETE
Tels. (967) 21 73 61/00/01
Fax. (967) 24 02 02.

CASTILLA-LEON

SODICAL-CECALE
Claudio Moyano, 4, 1º 47001-VALLADOLID
Tel. (983) 35 40 33 Fax. (983) 35 47 38.

CATALUÑA

CENTRE D'INFORMACIÓ I DESenvolupament EMPRESARIAL (CIDEIM)
Avda Diagonal, 403/1r, 08038-BARCELONA.
Tel. (93) 416 08 30 Fax. (93) 416 08 18

CENTRO EUROPEO DE INFORMACION BANCO EXTERIOR DE ESPAÑA

Manila, 56-58 08034-BARCELONA
Tel. (93) 204 13 66 Fax. (93) 205 73 35

CAMBRA OFICIAL DE COMERC. INDUSTRIA
I NAVEGACIO DE BARCELONA
Avda Diagonal, 452 08036-BARCELONA
Tel. (93) 415 16 00 Fax. (93) 416 07 35

EXTREMADURA

SOCIEDAD PARA EL DESARROLLO INDUSTRIAL
DE EXTREMADURA (SODEIX)
Doctor Moretón, 2 10032-CÁCERES
Tel. (927) 22 48 78 Fax. (927) 24 33 04

GALICIA

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS
DE GALICIA (CEG)
Romero Donalio, 8 4º entresuelo
15706-SANTIAGO DE COMPOSTELA
Tels. (981) 59 76 50/54
Fax. (981) 56 57 88.

ISLAS BALEARES

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

MADRID

ICEX-IMPI
Pº de la Castellana, 141 2º planta
28046-MADRID
Tels. (91) 571 54 04/571 46 40
Fax. (91) 571 59 12

CONFEDERACION ESPAÑOLA
DE ORGANIZACIONES EMPRESARIALES (CEO)

Diego de León, 50 28006-MADRID

Tel. (91) 563 98 41 Fax. (91) 564 01 35

INSTITUTO MADRILEÑO DE DESARROLLO (IMADE)

Morano Ron, 1 B-15 28092-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 43

MURCIA

INSTITUTO DE FOMENTO DE LA REGION
DE MURCIA - CROM
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 01 Fax. (948) 10 11 00

PAIS VASCO

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

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

LA RIOJA

FEDERACION DE EMPRESARIOS DE LA RIOJA (FER)
Hermanos Moroz, 8 4º planta
26001-LOGRONO
Tel. (941) 25 70 22 Fax. (941) 20 25 37

COMUNIDAD VALENCIANA

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

GRUPO BANCO POPULAR ESPAÑOL
Rambla de Méndez Núñez, 12
03002-Alicante
Tels. (96) 521 62 91/521 16 86
Fax. (96) 520 19 54

Para cualquier información sobre la Red de Euroventanillas dirigirse a:



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

Comparación de voladizos sucesivos "in situ" con voladizos sucesivos prefabricados (Viaducto "D'as Coruxas"; Viaducto del Darro)

Santiago P. Fadón
José Emilio Herrero
Oficina Técnica Ferrovial

1. DESCRIPCION DE LOS VIADUCTOS

1.1. Viaducto "D'as Coruxas" (dovelas "in situ")

El Viaducto "D'as Coruxas" forma parte de la nueva circunvalación de la población de Piedras Blancas, en Asturias. Sirve al tráfico que genera el aeropuerto de Avilés. El viaducto tiene una longitud de 429,0 m, con un total de 6 vanos, de los cuales los 4 interiores tienen 80,0 m de luz y los dos extremos 50,0 m y 59,0 m, respectivamente (Fig. 1). El tablero soporta: una calzada de dos

carriles, una vía lenta, dos arcenes laterales y sendas barreras rígidas de 1,0 m de altura. El ancho total resultante es de 12,90 m. La sección transversal es un cajón de una sola célula con voladizos transversales. El cajón tiene 6,60 m de ancho y los voladizos tienen 3,15 m de vuelo (Fig. 2). El canto varia según una ley parabólica de segundo grado. La ley viene definida por un canto de 4,0 m sobre las pilas y de 2,0 m en el centro de los vanos. Cada pila está formada por dos pantallas extraordinariamente esbeltas, de espesor variable. La ley de variación se define para la pila más alta, que tiene 41 m de altura. Es lineal y viene deter-

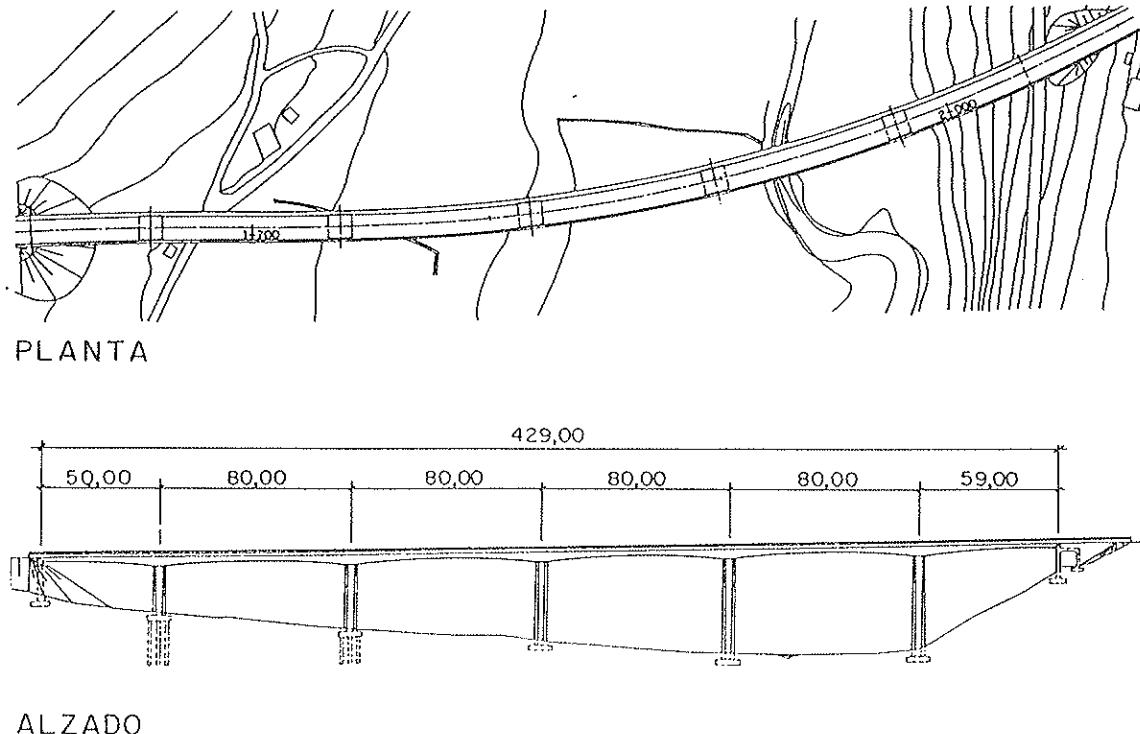


Fig. 1: Viaducto "D'as Coruxas".

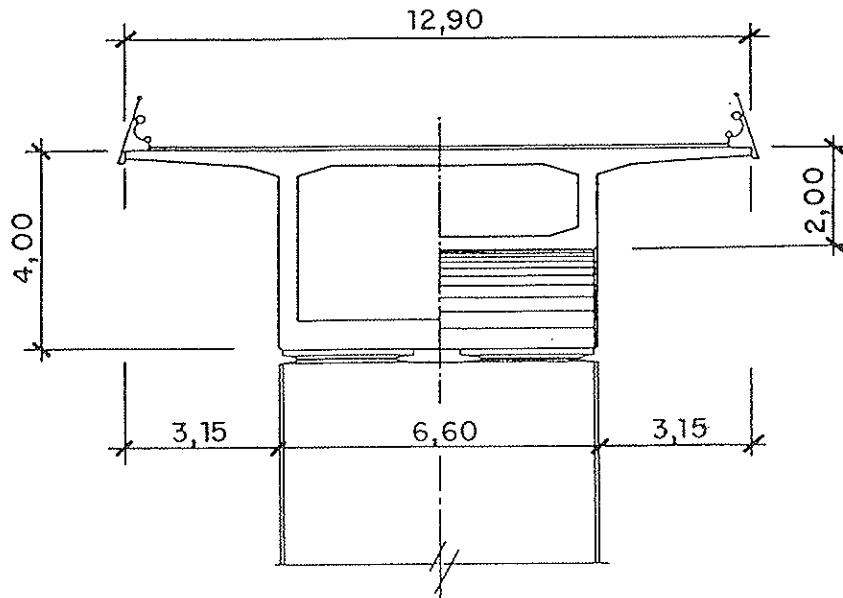


Fig. 2. Sección Transversal.

minada por un espesor de 1,55 m en su base y de 1,05 m en su extremo superior. Para las demás pilas se toma la parte superior correspondiente de la más alta, es decir, todas ellas tienen un espesor en cabeza de 1,05 m.

Los estribos son de hormigón armado convencionales. En el lado Aviles hay una carretera local que se hace pasar por un cajón de hormigón armado. Este cajón va inmediatamente adosado al alzado del estribo de este lado, en uno de sus extremos; sin embargo en el otro se retranquea, ya que la carretera es oblicua.

La cimentación es pilotada mediante encepados de cuatro pilotes de 1,50 m de diámetro, para la mayor parte de las pilas lado Gijón, así como para el estribo de este mismo lado; para el estribo lado Aviles y para la pila más próxima al mismo, la cimentación es directa mediante zapatas de hormigón armado.

1.2. Viaducto del Darro (dovelas prefabricadas)

El Viaducto del Darro forma parte de la Auto-

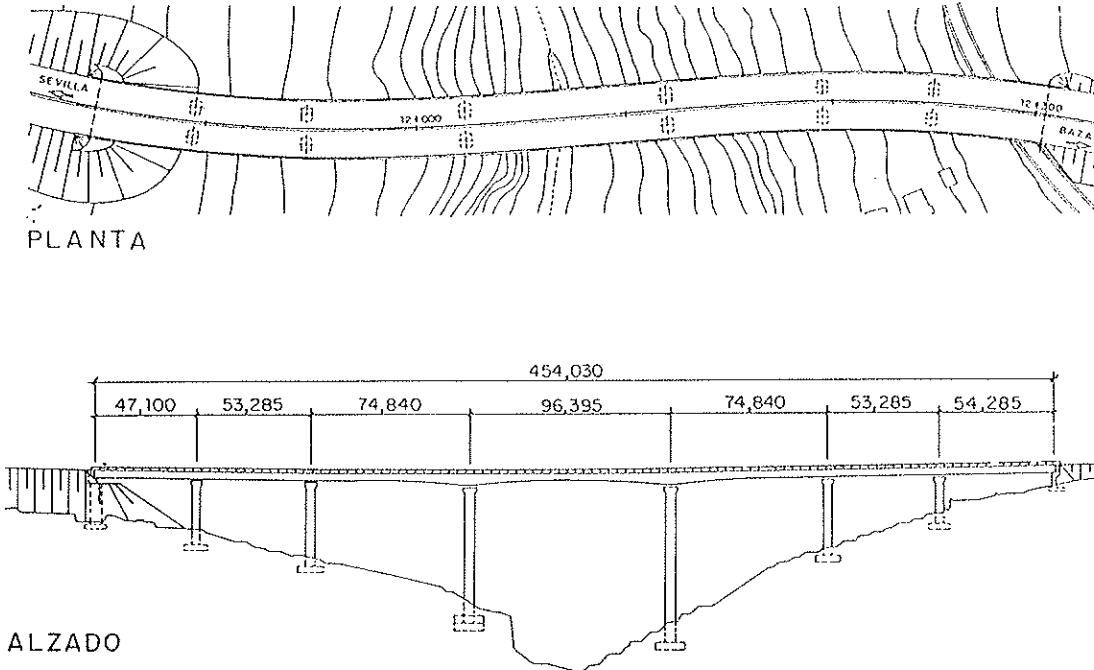


Fig. 3. Viaducto del Darro.

vía Almería-Sevilla, tramo Granada-Puerto la Mora. Se sitúa en las proximidades de Granada y permite salvar a gran altura el valle formado por el río Darro. La longitud total es de 454 m y tiene 7 vanos, de luces: 47,0 m 53,0 m 75,0 m, 96,0 m, 75,0 m, 53,0 m y 54,0 m (Fig. 3). Como se trata de un viaducto de autovía es necesario soportar dos calzadas iguales, de 2 carriles cada una, más arcenes y andenes, con un ancho total de 13,60 m cada una.

Se han dispuesto dos viaductos gemelos, uno para cada calzada. Cada tablero está formado por una sección en cajón de una sola célula, de 6,0 m de ancho, con sendos voladizos laterales de 3,30 m (Fig. 4). El canto es constante en los vanos de acceso y variable en el vano central. En los vanos de acceso es de 2,50 m, y en el vano central varía según una ley parabólica de tercer grado, desde 4,75 m sobre las pilas, a 2,50 m en el centro del vano.

El estribo lado Almería es un estribo convencional cerrado, de hormigón armado, para permitir el paso delante de él de una carretera local. El estribo lado Granada es un estribo abierto, de excepcional altura ya que de lo contrario habría que haber prolongado el viaducto en una gran longitud en lugar del relleno que se realizó. Tiene dos fustes rectangulares huecos con una altura mayor de 20 m. Las paredes se calcularon para el empuje de las tierras que las envuelven. Delante tiene una berma de más de 12 m para movilizar el empuje pasivo.

Las pilas han sido dimensionadas para zona sísmica grado IX (aceleración horizontal 0,25 g). Todas las pilas son de sección rectangular hueca, con paredes de 0,40 m de espesor. Las dos más altas son, además, de ancho variable en la direc-

ción transversal al puente. Tienen 80 m de altura, con 9,00 m de ancho en la base y 6,50 m de ancho en su extremo superior; en dirección longitudinal tienen 5,70 m. Las demás pilas son de sección constante, de 6,50 m de ancho y diferente para cada pila según su altura en la otra dirección. Todas las cimentaciones de pilas y estribos son superficiales, mediante zapatas de hormigón armado sobre roca.

1.3. Procedimiento de Construcción del viaducto "D'as Coruxas". Voladizos "in situ"

El procedimiento de construcción de puentes de hormigón pretensado por voladizos sucesivos con carro de avance para hormigonar "in situ", se inicia después de la Guerra Mundial para reconstruir la gran cantidad de puentes destruidos durante la misma. En concreto, fue iniciado en Alemania por U. Firsterwalder, en 1950, con el Puente de Lahn y después, para grandes luces, con el puente de Bendorf. El récord del mundo actual de este tipo es el puente de Brisbane, en Australia, con 260 m de luz. Sin embargo, el rango de luces óptimo desde el punto de vista económico estará entre los 125 m y los 175 m.

El sistema constructivo de voladizos sucesivos con dovelas hormigonadas "in situ" consiste en la construcción equilibrada, a un lado y otro de cada pila, de tramos de tablero, de unos 5,0 m de longitud, que se denominan dovelas.

Para construir estas dovelas se utilizan sendos carros que se apoyan en la parte que ya está construida (Figs. 5 y 6). Hormigonando dovelas suce-

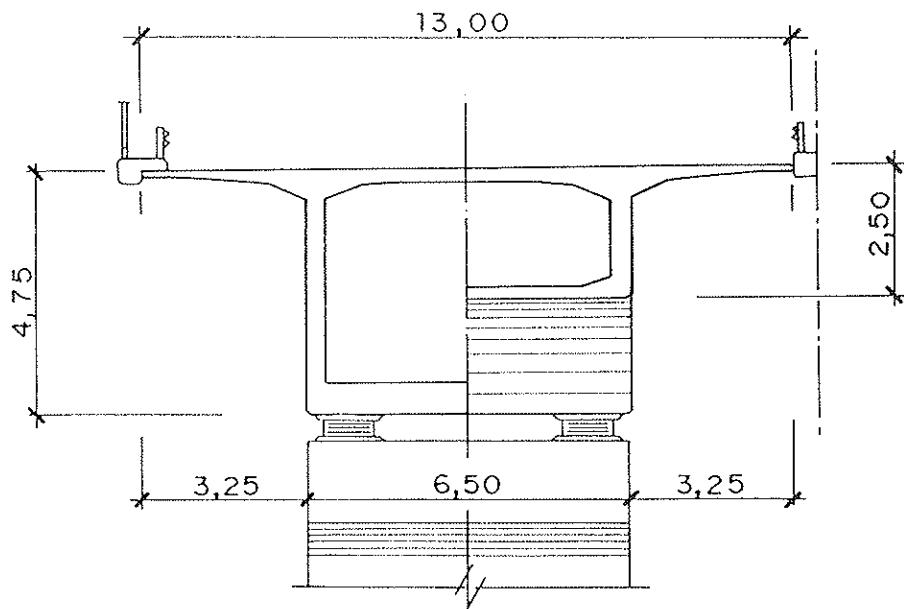


Fig. 4. Sección transversal.

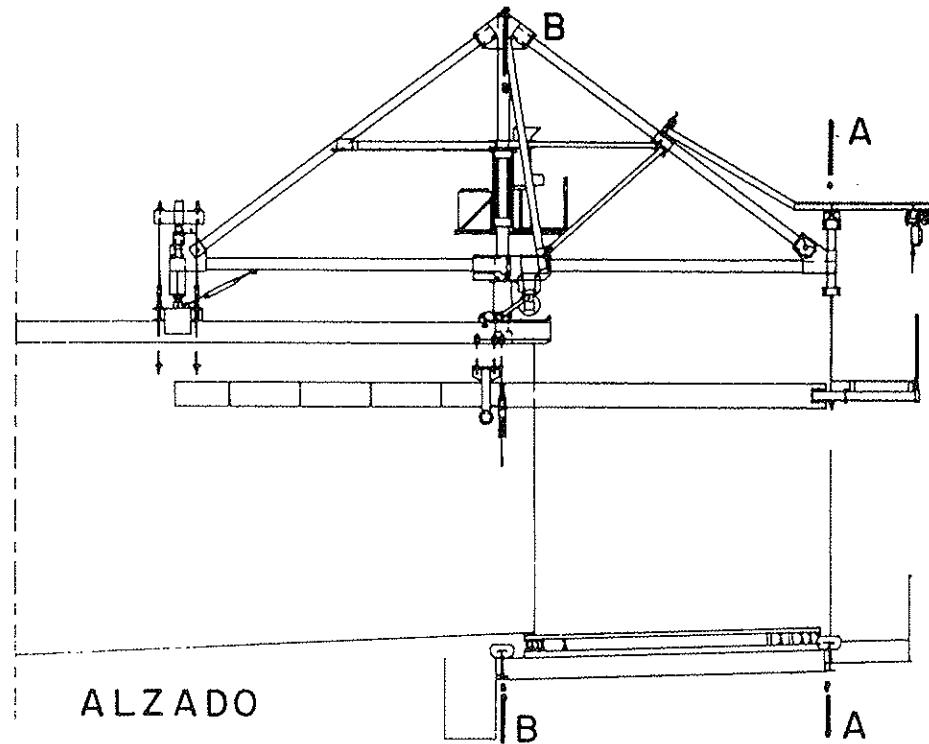


Fig. 5. Carro de avance "in situ".

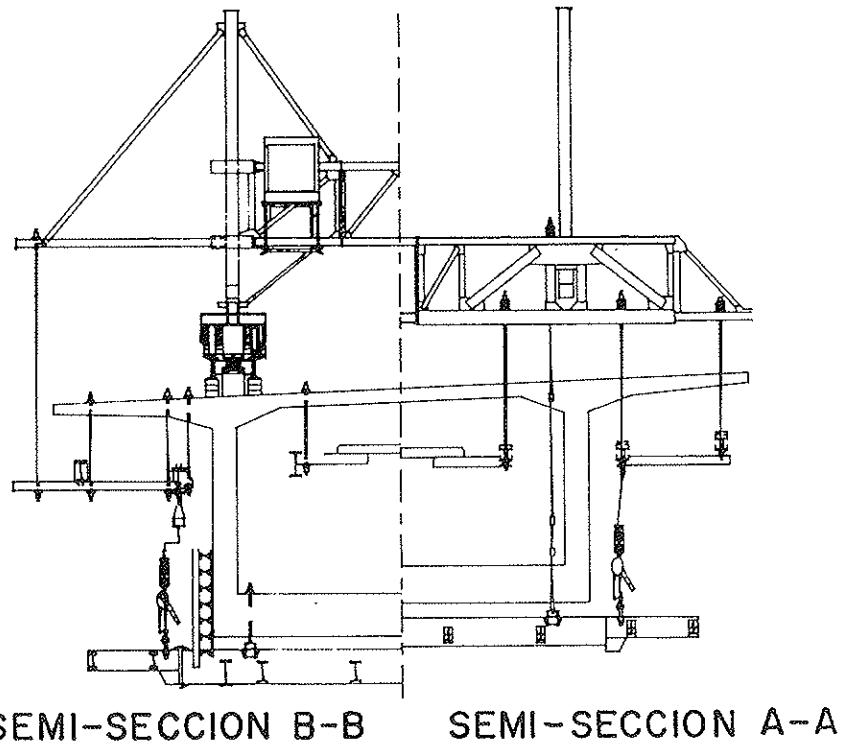


Fig. 6. Secciones transversales.

sivas sobre estos carros, se va avanzando en forma de "T" desde las pilas hacia el centro de cada vano, conectando allí con el voladizo anterior mediante una dovela de clave. Una vez terminados los voladizos de una pila, se pasa a la pila

siguiente y se repite todo el proceso descrito.

Al inicio de cada voladizo hay que construir la primera dovela sobre el extremo superior de la pila. Esta dovela especial, llamada dovela de pila,

se construye con un encofrado convencional montado sobre la pila (Fig. 7) y ha de tener la longitud suficiente para que se puedan montar los carros de avance sobre ella. A partir de esta dovela, la construcción se continua con los carros de avance que cuelgan el encofrado para la siguiente dovela de la parte ya construida (Fig. 8). El hormigonado se hace de forma que no haya más del peso de una dovela como carga desequilibrada a cada lado de la pila.

A medida que se van hormigonando parejas de dovelas, se va introduciendo el pretensado de voladizos, llamado también pretensado isostático por que se introduce en un esquema estructural isostático. Este pretensado está constituido por uno o más cables para cada alma, y va anclado en las esquinas superiores de la sección transversal. A estas esquinas se las dota de cartelas para disponer de espacio suficiente para los anclajes. El hormigón ha de tener una determinada resistencia antes de poner en carga los anclajes, y por ello se suele hormigonar antes del fin de semana. El viaducto "D'as Coruñas" se construyó por este procedimiento de voladizos "in situ" (Fig. 9), con las particularidades que a continuación se indican.

La dovela de pila tiene una longitud de 13,2 m y está descentrada 2,35 m hacia el voladizo dorsal. El resto de las dovelas, 7 hacia cada lado, tienen una longitud de 4,70 m excepto la 7 dorsal que tiene una longitud mitad (2,35 m) con los que se equilibra la dovela de pila. Queda, finalmente, una dovela de cierre, de 3,5 m. El pretensado isos-

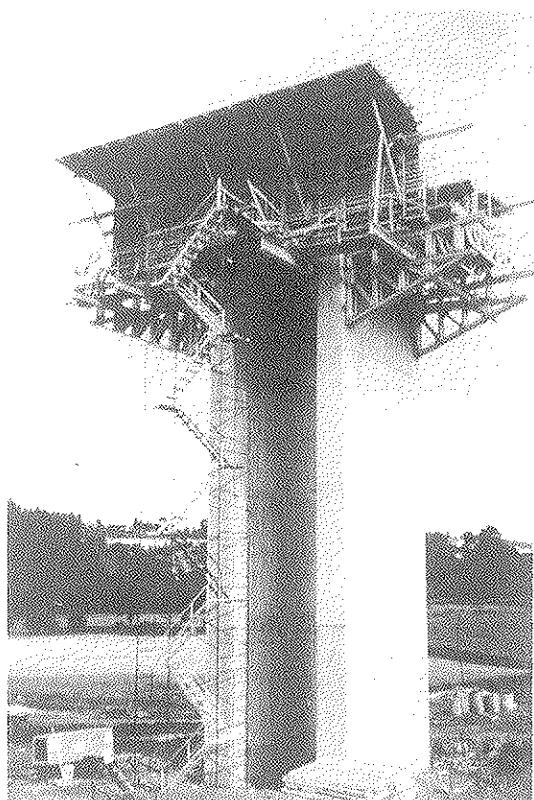


Fig. 7. Dovelha de pila.

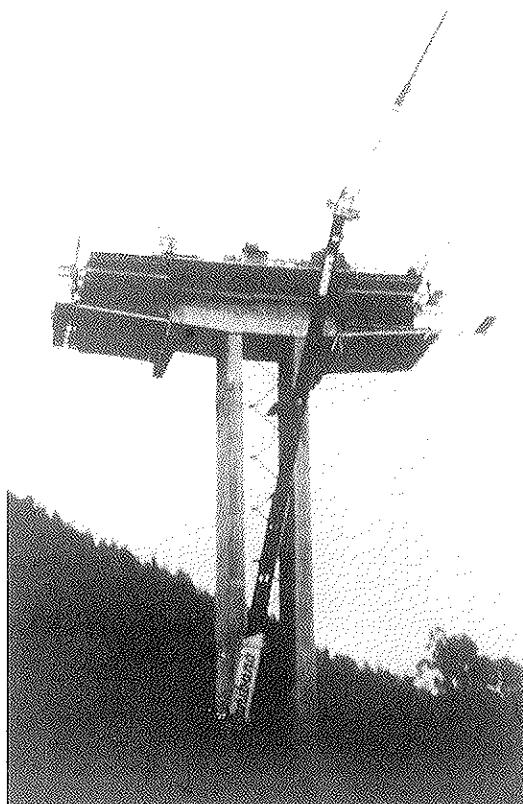


Fig. 8. Avance en voladizo.

tático está constituido por cuatro cables de $10 \phi 0,6"$ por dovela. Las dovelas de cierre se ejecutaron una vez terminados todos los voladizos. Después, se introdujo el pretensado de continuidad que es el que une unos voladizos con otros. Este pretensado suele estar constituido por cables en la losa inferior del cajón y se denomina también pretensado hiperestático, ya que así es el esquema estructural en el que se aplica. En el caso del viaducto "D'as Coruñas" este pretensado está constituido por 16 cables de $12 \phi 0,6"$ y a diferencia de lo habitual (que es anclar en unas vigas riostras sobre la losa inferior) se ancla en unos dados o resaltos que se dejan, a tal fin, en las esquinas inferiores del cajón. Esto tiene la ventaja de evitar flexiones transversales a la losa inferior, las cuales con cierta frecuencia han producido problemas de fisuras, o mayores.

1.4. Procedimiento de construcción.

Viaducto del Darro. (Dovelas prefabricadas)

Los voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas compiten en el rango de luces entre 60 y 130 m con el sistema de voladizos "in situ". Este nuevo procedimiento de construcción se inició en Rusia a finales de los 50; luego se desarrolló en Checoslovaquia y finalmente fue perfeccionado y extendido por Jean Muller, desde Francia, por Europa y Norte América, siendo un método utilizado hoy día por todo el mundo.

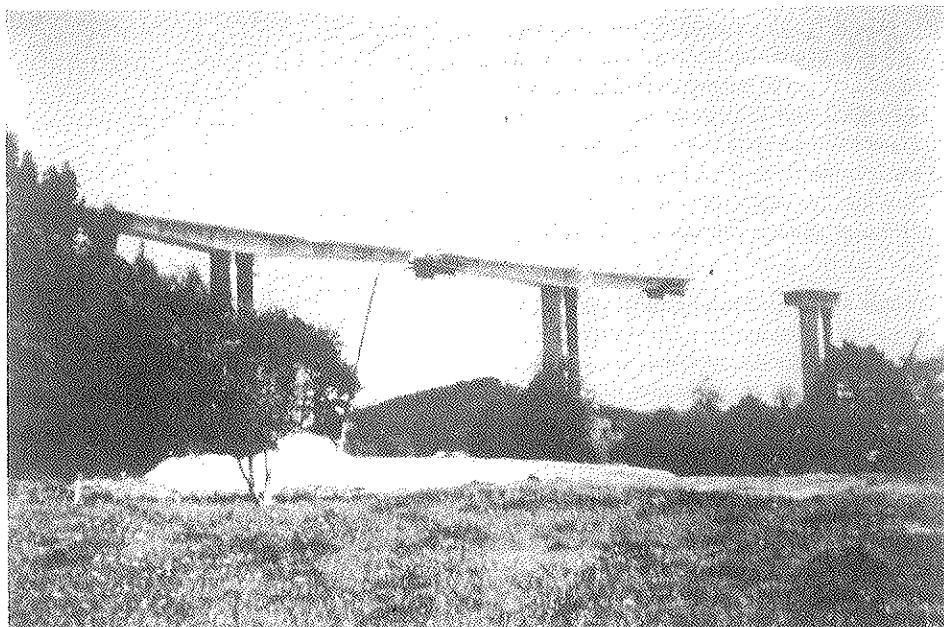


Fig. 9. Avance en voladizo.

El procedimiento consiste en:

- a) Hormigonar las dovelas en un parque de prefabricación, habitualmente a pie de obra. El parque dispone de un molde llamado célula de prefabricación que tiene las siguientes particularidades: (Figs. 10 y 11). En primer lugar, es un molde sin cara dorsal, ya que cada dovela e hormigona de modo conjuga-

do contra la dovela anteriormente fabricada que la precederá en la colocación en el puente. En segundo lugar, los fondos del molde tienen una serie de gatos hidráulicos que le permiten mover la dovela de contramolde respecto de la que va a ser hormigonada, en planta, alzado y peralte. De este modo se pueden construir por este procedimiento puentes con cualquier curvatura. Por último,

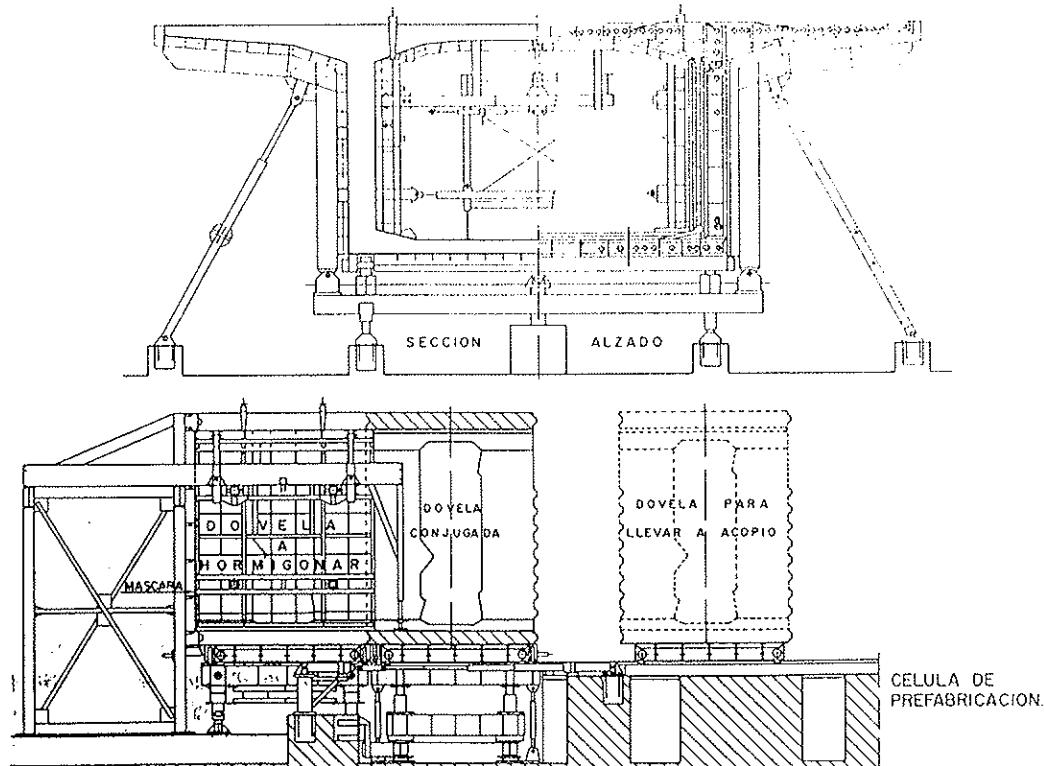


Fig. 10. Célula prefabricación.

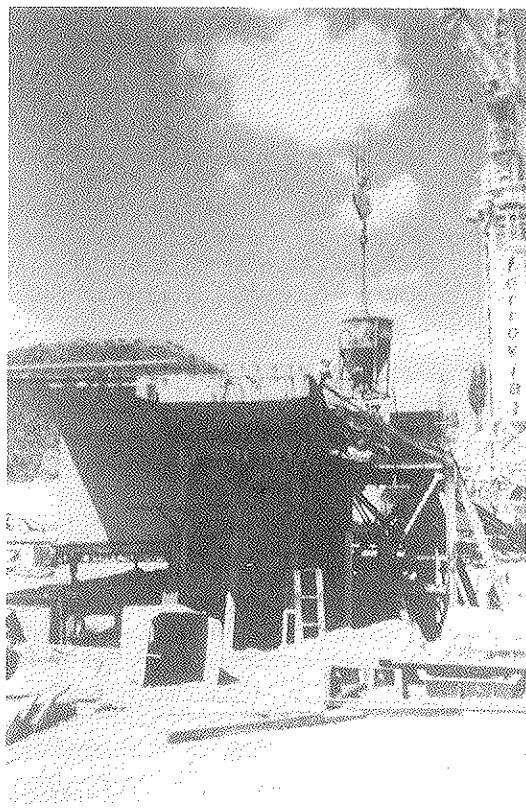


Fig. 11. Célula de prefabricación.

la cara frontal del molde, llamada "máscara", tiene una serie de resaltos que formarán las llaves de cortante, y una serie de huecos circulares situados en los puntos por donde han

de pasar los cables. Las llaves en las dovelas actuales son múltiples y no llevan armadura, y los huecos se disponen para que todos los cables repitan trazado y pasen por el mismo punto.

b) Colocar las dovelas en el puente con la ayuda de un lanzador. Estos lanzadores son similares a los que se utilizan para colocar vigas prefabricadas (Fig. 12). Habitualmente, están formados por sendas vigas de celosía, de gran canto. Su longitud tiene que ser algo superior a la luz de los vanos mayores del puente en el que se quiera emplear. Sobre las vigas principales corre un bastidor en el que se coloca el grupo electrógeno, el cabrestante de traslación y el cabrestante de elevación; de este último es desde el que pende el gancho de suspensión que cuelga las dovelas. Los lanzadores suele además ser automóviles, esto es, se trasladan por si mismos, con sus apoyos, de un vano a otro. Además, son capaces de pasar en vuelo desde el extremo de un voladizo hasta la pila siguiente, para poder iniciar un nuevo voladizo. Para colocar la primera dovela de cada voladizo, suelen llevar un apoyo delantero que les permite apoyar directamente sobre la pila, antes de que ésta tenga dovelas sobre ella (Fig. 13).

Las dovelas se colocan encoladas con resina en su cara dorsal y se sujetan a la anterior, con un pretensado temporal de barras que van de nervio a nervio de los dejados en el interior de las almas de

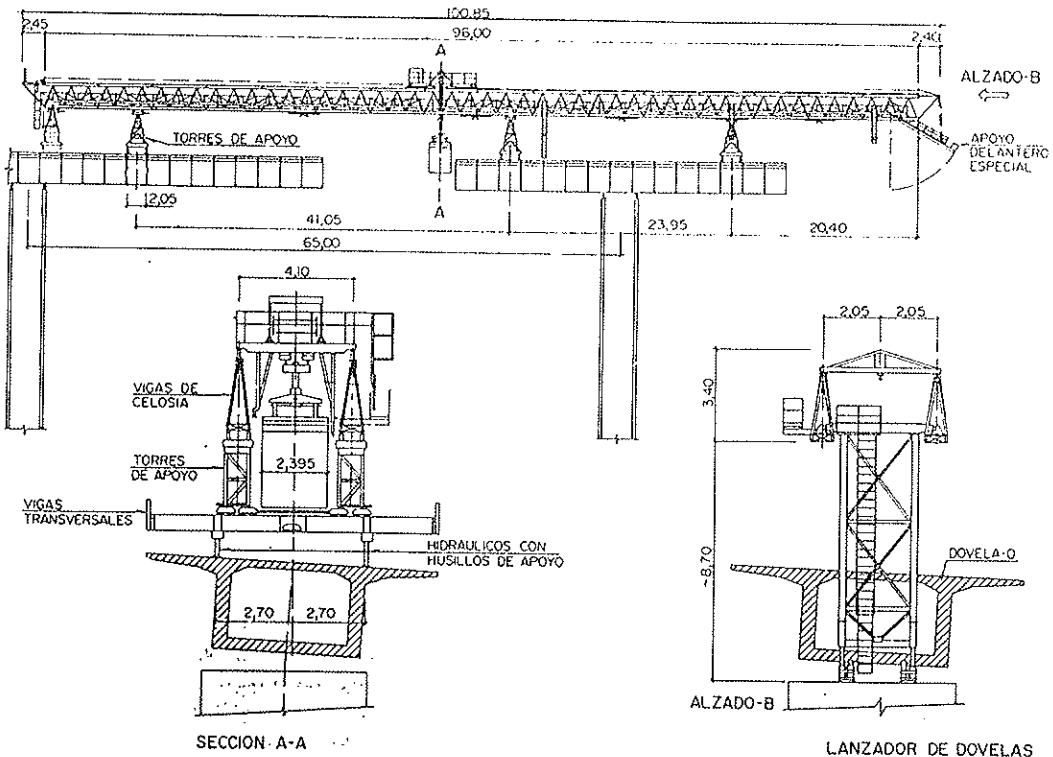


Fig. 12. Lanzador de dovelas.

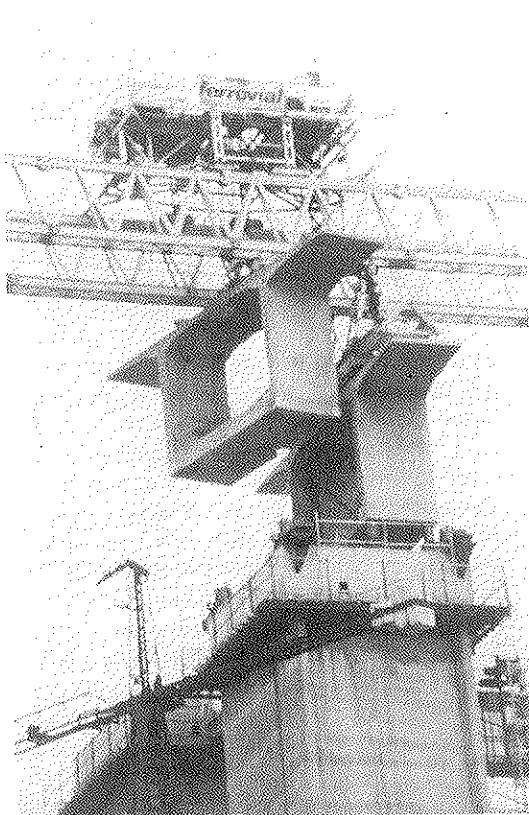


Fig. 13. Colocación de la dovela de pila.

las dovelas. Una vez colocada la dovela equivalente del otro lado de la pila, se enhebran los cables definitivos y se tesan anclándolos en dados dejados en la esquina superior, encima de los nervios del pretensado temporal.

- c) La dovela de pila se coloca sobre cuatro gatos, con movimientos verticales y horizontales. Estos gatos permitirán la orientación

para conectar correctamente con el voladizo anterior a medida que se van terminando los mismos (Fig. 14).

La conexión se hace hormigonando in situ una dovela de cierre y estableciendo después el pretensado de continuidad que es similar al descrito anteriormente para los voladizos "in situ", si bien en este caso lo usual es anclar los cables de continuidad en dados, en la esquina inferior del cajón.

Las luces que se pueden construir con este procedimiento dependen precisamente de la capacidad de la viga lanzadora. En general, se puede decir que el rango de luces va desde los 50 m a los 130 m, estando el óptimo entre 65 y 95 m.

El viaducto del Darro se construyó por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas colocadas con una viga lanzadora de 106 m de longitud y 2,70 m de canto, que actuaba al límite de sus posibilidades (Fig. 15). Cada uno de los vanos grandes, de 96,0 m de luz, se lograban con dos voladizos de 20 dovelas de 2,395 m de longitud y una dovela de cierre de 0,595 m. Las dovelas de pila, que eran las más pesadas, llegaban a superar las 70 t. En el resto de los vanos el número de dovelas es lógicamente decreciente con la luz y la longitud de las dovelas de cierre varían, según las luces, entre 0,50 m y 1,20 m.

En el caso del viaducto del Darro y para el vano central, los cables o tendones isostáticos eran de 17 φ 0,6", en número de dos por dovela. El pretensado de continuidad estaba constituido por 20 tendones, también de 17 φ 0,6".

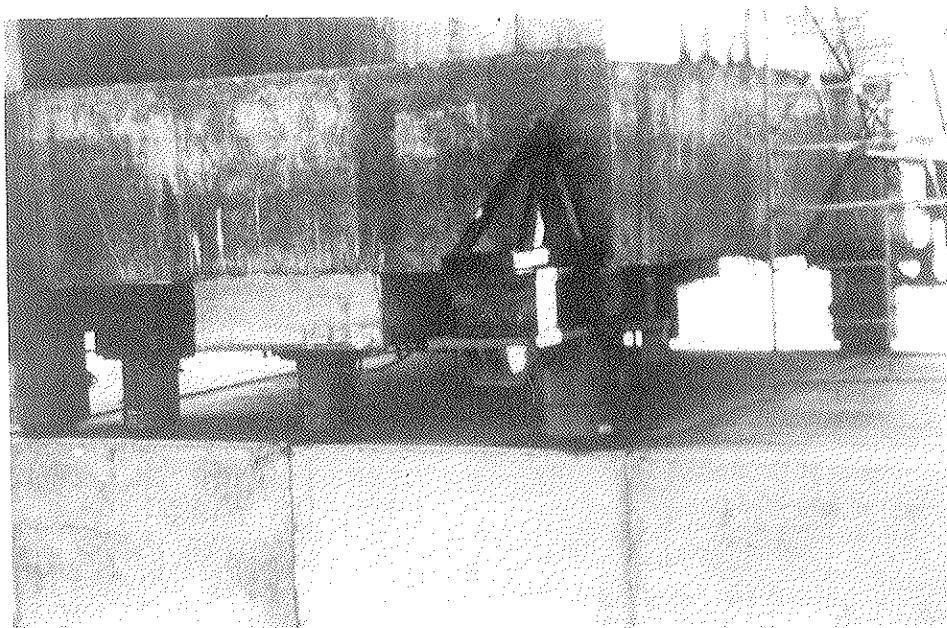


Fig. 14. Gatos bajo dovela pila.

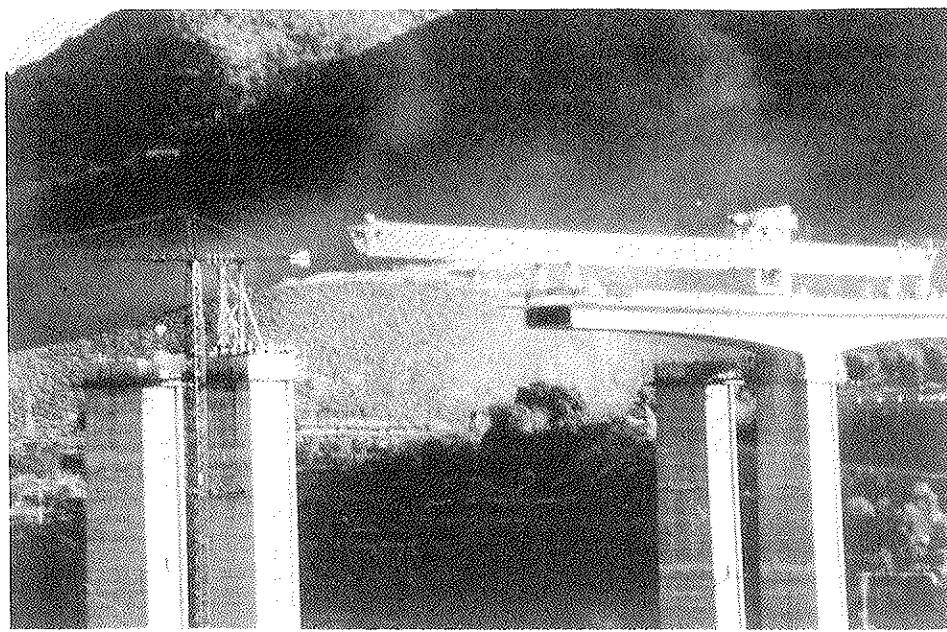


Fig. 15. Avance en voladizo.

2. COMPARACION DE AMBOS PROCEDIMIENTOS DE CONSTRUCCION POR VOLADIZOS

2.1. Dimensionamiento

2.1.1. Acciones debidas a los carros

En el caso de dovelas prefabricadas, las reacciones del lanzador dependen de cual sea la potencia de la viga lanzadora. En nuestro caso, la reacción máxima del lanzador es de 187 t. Por otra parte, la reacción vertical que supone el peso de los carros de avance para hormigonar "in situ", también depende bastante del tipo de carro, luz, ancho, etc. En el caso concreto del viaducto "D'as Coruxas" es de 50 toneladas.

Los valores de los momentos negativos que rigen para el dimensionamiento del pretensado isostático no vienen, sin embargo, determinados por los valores de construcción, como puede verse en el cuadro de la figura 16, si no por los valores correspondientes a la combinación de cargas poco frecuentes en Estado Límite de Servicio.

La conclusión, en este apartado, es por tanto que la forma de construcción, incluso en el caso más desfavorable con lanzadores al límite de su capacidad, no es determinante para el dimensionamiento del pretensado, que de hecho viene dado

por situaciones del puente terminado y no del puente en construcción.

2.1.2. Criterios de tensiones en Estado Límite de Servicio

En el caso de dovelas prefabricadas, la junta entre dos dovelas no es atravesada por armadura pasiva. Esto supone establecer unos criterios de tensiones mucho más limitativos que en el caso de las dovelas "in situ".

En el caso del Viaducto D'as Coruxas se admitieron 23 kg/cm² de tracción, para combinaciones poco frecuentes (con el total del tren de cargas y gradiente térmico) y 0 kg/cm², para cargas casi-permanentes.

Sin embargo, en los puentes de dovelas prefabricadas no se admiten tracciones en Estado Límite de Servicio en ninguna combinación, imponiendo 0 kg/cm² con el valor característico menor de la fuerza de pretensado, y unas compresiones de 10 kg/cm² con valor medio de la fuerza de pretensado.

Teniendo en cuenta que en estos puentes son las tensiones en el E.L.S. las que dimensionan el pretensado, los puentes de dovelas prefabricadas, a igualdad de otras condiciones, necesitarán más pretensado que los hormigonados por dovelas "in situ". Si en el cálculo de tensiones del Viaducto D'as Coruxas, en una sección sobre pila multiplicamos todos los esfuerzos debidos a pretensado por un factor, para que la tensión mínima en lugar de 23 kg/cm² de tracción, sea de 0 kg/cm², encontramos que el factor es 1,25. Si hacemos lo mismo en una sección del centro de vano, obtenemos

M _f (m.xtn)	P. Propio	Carro	Constr.	Servicio
Darro	-20.781	-7.823	-28.604	-30.034
Coruxas	-13.102	-1.768	-14.870	-18.037

Fig. 16. Esfuerzos debidos a los carros.

1.26. De esto podemos deducir que, aproximadamente, habríamos necesitado un 25% más de pretensado si se hubiera realizado con dovelas prefabricadas, cantidad que coincide aproximadamente con el valor obtenido en el párrafo 4, donde se comparan las cuantías.

2.1.3. Varios

Existen además otras diferencias en el cálculo entre ambas soluciones, por el hecho de no existir armadura pasante en el caso de dovelas prefabricadas:

- En el cálculo del ancho eficaz para flexiones transversales de la losa superior al paso del tanque, hay que considerar la junta entre dovelas como un borde libre, ya que aunque esta junta sea capaz de transmitir los cortantes locales de la losa, no puede considerarse continua frente a flexiones.
- En la junta más cercana al anclaje de barras contra el vuelco en la losa inferior, hay que controlar las compresiones de la losa según se introducen barras para que se transmitan cortantes a través de la junta.
- La armadura longitudinal de torsión no puede existir y, en todo caso, hay que dimensionar la armadura de pretensado para que absorba las tracciones longitudinales que la torsión produce en las aristas.
- Respecto al cortante en E.L.S., es necesario que la cara de la junta tenga unas llaves; mientras que la junta en dovelas "in situ" se considera como una junta fría. Por otra parte, el esquema de cortante en E.L.U. de la celo-

sía de Ritter-Morsch no es válida, al no existir armadura que represente el cordón inferior en la zona próxima a los apoyos. El nuevo modelo consiste en calcular la capacidad de transmisión de cortante de la zona que resta comprimida una vez se abre la junta; y colgar las cargas con armadura pasiva para que puedan pasar a través de esta cabeza comprimida.

2.2. Control geométrico

En ambas soluciones se hace imprescindible un control geométrico preciso, para el correcto cierre de los voladizos; sin embargo, la forma en que se realiza este control es completamente diferente en un caso y en otro.

2.2.1. Voladizos con dovelas "in situ"

En el caso de voladizos "in situ" con carro de avance, el control se centra en el alzado, ya que el control en planta es obvio. Para ello, hay que haber calculado las flechas producidas por el peso propio (Fig. 17), el pretensado, y el avance del carro. Para estos cálculos conviene tener en cuenta que las dovelas tienen diferentes edades y, por lo tanto, diferentes módulos de elasticidad, cuyo valor es difícil de establecer con suficiente exactitud "a priori". Además, los valores efectivos de las fuerzas de pretensado también son difíciles de conocer con suficiente exactitud.

Por ello las flechas calculadas en el proyecto, son contrastadas una vez se inicia la construcción. Con los datos reales medidos en obra (Fig. 18) es

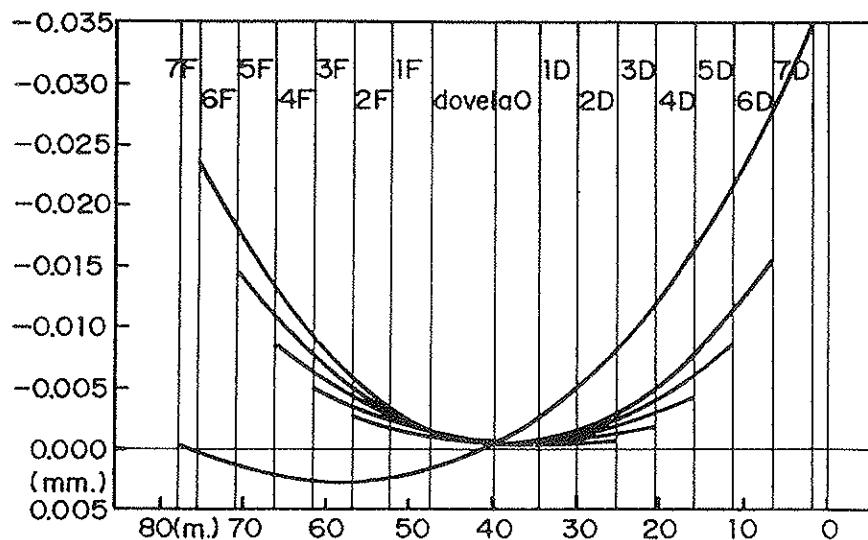


Fig. 17. Flechas de Peso Propio.

DEFORMADAS CON DOVELA 6

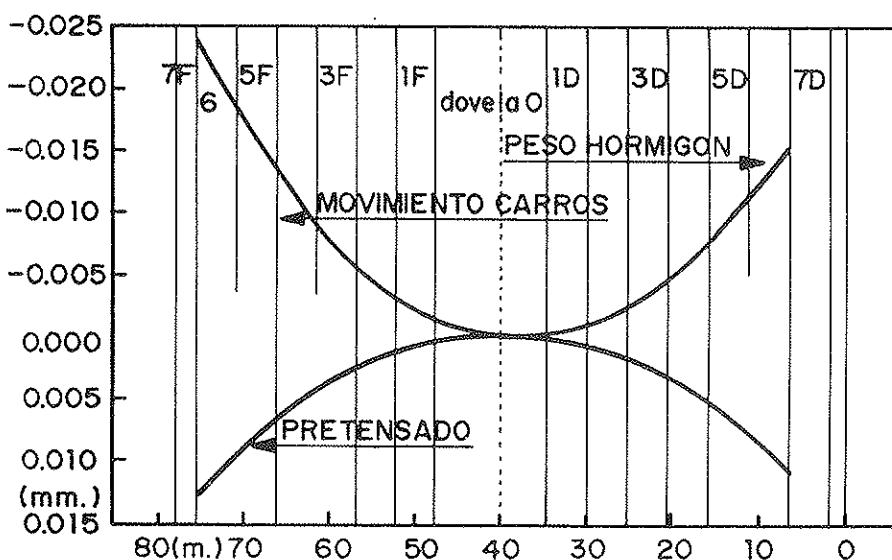


Fig. 18. Deformada debida a: Peso Propio, Pretensado y Carro.

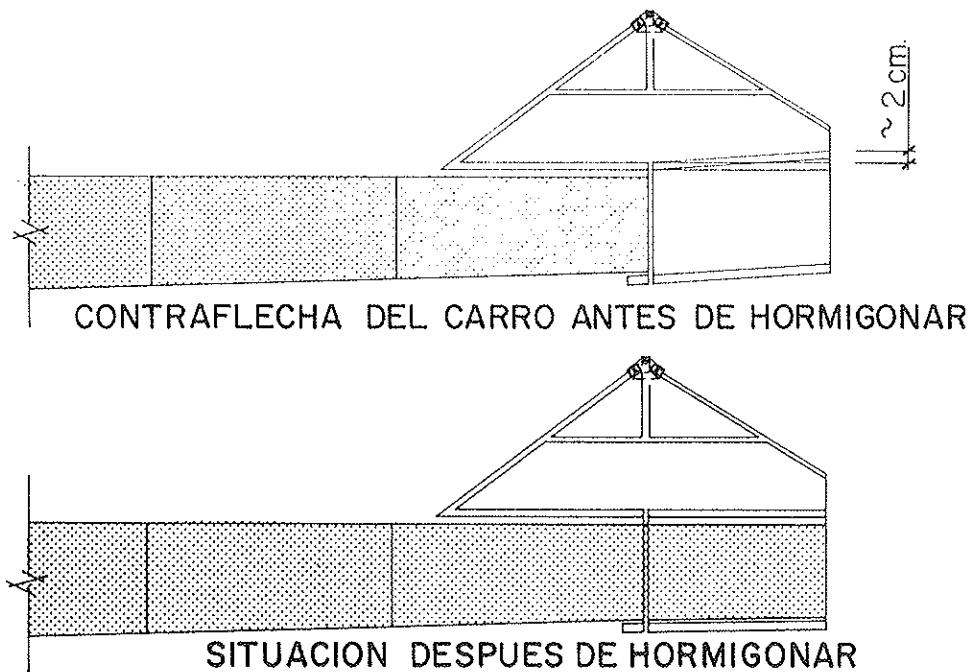


Fig. 19. Contraflecha del carro.

possible introducir factores de corrección en los módulos de elasticidad y en las fuerzas del pretensado, para ajustar el modelo teórico y, a partir de entonces, afinar el posicionamiento en contraflecha de los carros. Todo este ajuste del modelo no se puede hacer en las primeras dovelas, ya que los movimientos en cada fase son tan pequeños que el error de medida es una parte significativa de lo que se mide.

Las flechas de los carros, por otra parte, pueden tener valores dispersos debidos a las holguras

de las uniones y sujetaciones atornilladas (Fig. 19). Las oscilaciones de estos valores en puentes de luces pequeñas, pueden desvirtuar los resultados de las lecturas en las primeras dovelas. También hay que tener en cuenta las rotaciones del extremo superior de la pila, debidas a cargas no simétricas. Los datos se toman con cada dovela hormigonada y su simétrica, cuando los voladizos no están equilibrados sino que existe un momento volcador que va aumentando según avanza la construcción. Este momento supone un giro en el extremo superior de la pila y, por lo tanto, una determinada fle-

cha en el extremo del voladizo por este concepto. Naturalmente, el valor de cálculo del módulo de elasticidad de la pila debe ajustarse con medidas reales tomadas en la obra. En tanto se ajustan los diferentes parámetros del modelo, los errores se han de ir corrigiendo en el posicionamiento de los carros para hormigonar las dovelas sucesivas. Sin embargo, el modelo deberá estar ajustado antes del hormigonado de la última dovela, cuyo error no podría ser corregido.

2.2.2. Voladizos con dovelas prefabricadas

En el caso de dovelas prefabricadas, las dificultades de la estimación del módulo de elasticidad para el cálculo de flechas también persiste; sin embargo, no existe la posibilidad de ninguna corrección contrastando con las flechas reales. Pero existe una dificultad aun mayor y es que se debe construir un sólido, con unas características determinadas en planta y alzado, con piezas de 2,40 m de longitud que solo han estado unidas de dos en dos (Fig. 20). Por tanto, las referencias geométricas solo se pueden tomar, de una dovela "n", a la siguiente "n+1" (Fig. 21).

Esto supone una necesidad de control de errores y de la precisión de la medida, ya que un pequeño error en planta o alzado en la primera dovela, se convierte en un gran error en la última. Este error, además, no es detectado hasta que

comienzan a lanzarse las dovelas, momento en el que ya está prefabricado todo el voladizo. En Ferrovial se informatizó este sistema desde el primer puente de dovelas, mediante un programa al que se han ido ajustando los controles y avisos de error para que garantice la precisión necesaria y a la vez no de mensajes de alarma continuamente. Además de todo ello, en los puentes de dovelas prefabricadas, a diferencia de los de carro de avance, se apoya todo el voladizo, durante la construcción, sobre gatos que posibilitan el movimiento de todo el voladizo, tanto en planta como en alzado, de manera que queden sus extremos exactamente posicionados para el cierre de vanos.

2.3. Plazos

Una diferencia importante entre dovelas prefabricadas e "in situ" es el hecho de que en el caso de dovelas prefabricadas se independiza la fabricación del tablero y la ejecución del resto de la estructura. De este modo, al mismo tiempo que se están fabricando dovelas en el parque de prefabricados se pueden ir construyendo las cimentaciones y alzados de estribos y pilas. Los rendimientos habituales en fabricación y colocación de dovelas son: En fabricación, una dovela por día y molde instalado. En colocación, 4 y hasta 6 dovelas por día; sin embargo, otras operaciones, como los movimientos del lanzador y los cierres, bajan la media a 2 dovelas por día, es decir 4,8 m de tablero al día (Fig. 22).

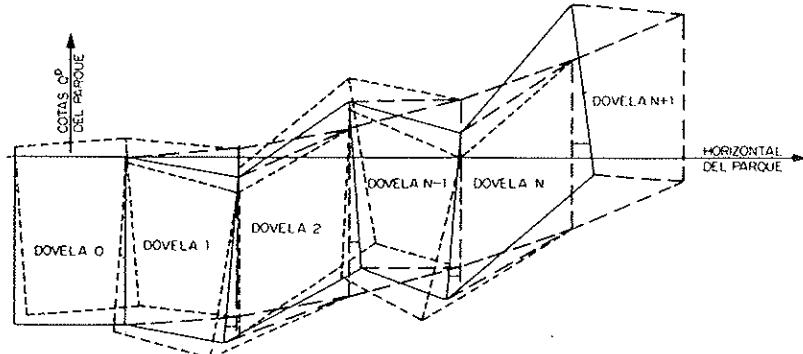


Fig. 20. Geometría en Alzado.

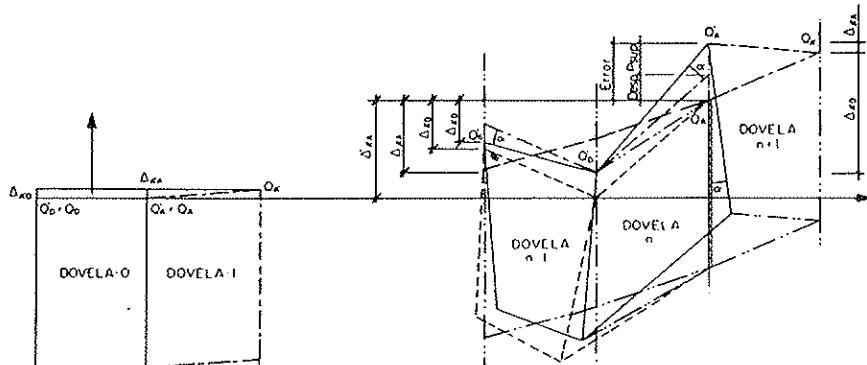


Fig. 21. Posición relativa n/n+1.

DOVELAS PREFABRICADAS

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUBESTR																								
M PARQU																								
PREFABRI																								
1º VOLAD																								
2º VOLAD																								
3º VOLAD																								
4º VOLAD																								
5º VOLAD																								
CIERRES																								
ACABADO																								

Fig. 22. Plan de Obra V. Darro.

DOVELAS "IN SITU"

	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	23	24
SUBESTR																								
DOV PILA																								
1º VOLAD																								
2º VOLAD																								
3º VOLAD																								
4º VOLAD																								
5º VOLAD																								
CIERRES																								
ACABADO																								

Fig. 23. Plan de obra V. D'as Coruxas.

Con dovelas "in situ", se hacen una media de 2 dovelas cada 9 días (7 días, trabajando de lunes a domingo) es decir, 9,4 m de tablero; que da al día una media de 1,0 m de tablero, media que bajaría aún más si se considerase el tiempo de ejecución de la dovela de pila y de cierre que normalmente la va realizando otro equipo. En el caso de dovelas "in situ" se utilizaron 10 personas en el equipo de dovelas con carro, además de 8 personas en el equipo de dovelas de pila. En total, una mano de obra directa de 18 personas a lo largo de toda la construcción del tablero (Fig. 23).

En el caso de dovelas prefabricadas se utilizan 5 personas por molde (en el caso del viaducto del Darro 2 moldes) en la prefabricación, y 6 perso-

nas en el lanzamiento. En total, 16 personas a lo largo de toda la construcción del tablero.

Para comparar los plazos en ambas soluciones se presenta un programa de trabajos para el Viaducto D'as Coruxas ejecutado por ambos procedimientos. Como puede verse, la construcción con dovelas prefabricadas lleva a plazos del orden de la mitad que la construcción con dovelas "in situ", lo cual tiene además una repercusión en el coste, puesto que supone un ahorro importante en la mano de obra.

2.4. Cuantías y precios

En un puente de igual luz y el mismo ancho, la

cuantía que difiere en ambas soluciones es la de pretensado. Para establecer la cuantía que tendría un puente de 80 m de luz, como el viaducto "D'as Coruxas", si se hubiera construido con dovelas prefabricadas, se toman las cuantías de puentes realizados con dovelas, para interpolar la cuantía. En el viaducto del Cruzul, de 65 m de luz, la cuantía equivalente fue de 27 kg/m²; y para el viaducto del Darro, con 96,5 m de luz, fue de 34 kg/m². Interpolando para 80 m se obtiene una cuantía de 31,3 kg/m². Esta cuantía supone un incremento del 25%, respecto de los 25 kg/m² del Viaducto D'as Coruxas construido "in situ".

Respecto a las otras cuantías importantes, como son los kg de acero pasivo por m³ de hormigón del tablero o los m³ de hormigón por m² de tablero, cabe decir que son del mismo orden. Las diferencias del 10% que figuran en el cuadro (Fig. 24) se deben a las diferencias en el ancho y en la luz de ambos puentes.

	Coruxas	Darro	Darro	%
	"In situ"	Prefab.	Corregido	
Hormigón	66 m ³ /m ²	58 m ³ /m ²	58 m ³ /m ²	-12%
Acero Activo	25 kg/m ²	34 kg/m ²	31 kg/m ²	+24%
Acero Pasivo	159 kg/m ³	175 kg/m ³	175 kg/m ³	+10%

Fig. 24. Cuantías y Costes.

Respecto a los precios de uno y otro, cabe decir:

- El viaducto "D'as Coruxas" tiene un precio de 91.000 pts/m².
- El viaducto del Darro tiene un precio de 98.000 pts/m², que si se hace una corrección lineal con la luz serían unas 81.000 pts/m².

Es decir, resultaría aproximadamente un 10% más económico construir con dovelas prefabricadas que con dovelas "in situ".

3. CONCLUSIONES

Como conclusión, se puede establecer que la construcción de puentes por voladizos puede hacerse, hasta luces de unos 130 m, por cualquiera de ambos procedimientos: prefabricados o "in situ". A partir de estas luces, el peso de las dovelas prefabricadas sería demasiado grande y los medios para manejárlas hacen que el procedimiento no sea económicamente recomendable.

Desde un punto de vista técnico, estético y funcional, ambos procedimientos dan puentes similares sin que puedan destacarse ventajas o inconvenientes notables. La interrupción de la armadura pasiva longitudinal, que en alguna ocasión se ha utilizado contra el procedimiento prefabricado, no resiste un análisis serio ya que los puentes construidos por este sistema están permanentemente comprimidos en la fibra más desfavorable, en la combinación de cargas poco probable (según la

nomenclatura del borrador de la Instrucción de Acciones para Puentes de Carretera).

Hasta luces del orden de magnitud citado, el plazo de construcción es mucho más corto, del orden de la mitad, con dovelas prefabricadas que con dovelas *in situ*.

En cuanto al coste, los órdenes de magnitud son similares, por lo que la disponibilidad de equipos en el parque de maquinaria de la empresa constructora y la especialización de la mano de obra, puede decantar el coste de un lado o del otro. En caso de disponer de ambos equipos, la construcción con dovelas prefabricadas saldría un 10% más económica en rangos de luces entorno a los 80 a 100 metros.

RESUMEN

En este artículo se realiza una comparación entre dos procedimientos de construcción de puentes por voladizos sucesivos. Por un lado, la construcción hormigonando dovelas sobre carro de avance "in situ"; por otro, colocando dovelas prefabricadas mediante un carro lanzador. Se utiliza como base para la comparación, dos puentes de luces parecidas que fueron construidos simultáneamente: El viaducto del Darro, en Granada, y el Viaducto "D'as Coruxas", en Asturias. Se describen brevemente los dos procedimientos de construcción. Se analizan las diferencias en el Dimensionamiento, el Control Geométrico, los Plazos y los Costes. Se concluye que hasta luces de unos 125 m, la construcción con dovelas prefabricadas tiene un plazo de construcción del orden de la mitad que con dovelas "in situ". En cuanto al precio, depende de si la empresa tiene los equipos y la mano de obra especializada para uno u otro procedimiento. En caso de disponer de ambos, la construcción con dovelas prefabricadas, hasta las luces indicadas, es un 10% más económica, aproximadamente.

SUMMARY

This article compares two bridge construction procedures by cantilever. The construction where segments are concreted on formwork "in situ", versus the construction where segments are precast and erected with a launching girder. As basis of comparison, two similar span bridges constructed simultaneously are used. The Viaduct of Darro in Granada, and the Viaduct of Las Coruxas in Asturias. A brief description is given of the two construction methods. The differences in Dimensions, Geometric Control, the Schedule and Costs are analyzed. The conclusion is reached that up to a clearance of 125 m, the construction with precast segments takes the half construction time than "in situ" segments. The cost depends on whether the company has skilled workers and equipment for one procedure or another. If the company has both, the cost is about 10 per cent less for precast segments.

Puente del Centenario sobre la dársena del Guadalquivir en Sevilla

Guillermo Ontañón
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTECSA

1. ANTECEDENTES

El Puente del Centenario forma parte del tramo Suroeste de la circunvalación de Sevilla prevista por el MOPT para potenciar el desarrollo de la red arterial de Sevilla cara a los acontecimientos del 92.

La elección de la solución adoptada, estrictamente ligada con todos los antecedentes urbanísticos y administrativos que se manifestaron durante la redacción del proyecto, obligaba a establecer un puente de gran longitud entre estribos.

En efecto, se trataba de salvar el antiguo cauce del Guadalquivir, justo al sur de la Dársena del Batán, por lo que era necesario sobrepasar las zonas de utilización portuaria, creando las mínimas molestias posibles en todos los sentidos.

Esto requería unas dimensiones apropiadas para las luces de los largos accesos al gran puente sobre la dársena del río y, al mismo tiempo, la disposición de una gran estructura singular, capaz de salvar el Guadalquivir de forma adecuada en gálibos y luces para, sin entorpecer la funcionalidad necesaria para la navegación, alcanzar el carácter emblemático y monumental de la obra. En el planteamiento general efectuado para establecer el diseño del puente, se consideró, como punto central, el compromiso entre el ineludible logro de una solución de la más elevada dignidad posible y el control de un coste ajustado y estricto, compatible con el objetivo anterior.

Una de las decisiones iniciales consistió en establecer para las zonas de acceso, que se sitúan sobre las zonas portuarias, una solución de carácter convencional, económico, práctico y constructivo, limitando las luces a valores muy estrictos en relación con la altura que la navegación determina

para la zona del río; luces que fueran capaces de ser logradas por unidades prefabricadas de longitudes normales en el ámbito de la construcción de puentes.

Para el diseño estructural de la zona principal se eligió una solución atrapada, tanto por su adecuación a las necesidades del vano y del lugar, como por su perfecta actualidad tipológica, reflejo del estado de la técnica y de la época en el momento de su construcción.

2. TIPOLOGIA DE LA SOLUCION ADOPTADA

El puente atrapado propiamente dicho está formado por cinco vanos, con dimensiones, en metros, de 48 - 102 - 265 - 102 - 48, con una longitud total de 565 m entre sus juntas extremas; y presenta dos familias de tirantes situados en planos prácticamente verticales dispuestos en los bordes exteriores de la calzada, dejando las aceras peatonales por fuera de los mismos.

El vano central se suspende de dos pilas, cada una de ellas con dos fustes verticales colocados exteriormente a los bordes laterales del tablero, que se completan con dos piezas transversales, una en coronación y otra dispuesta inmediatamente debajo del tablero, formando el conjunto un pórtico recto en forma de A.

La disposición de las familias de cables corresponde a la tipología de abanico corregido o semiarpa; es decir: los tirantes se anclan en el tablero a intervalos regulares, mientras que en la pila lo hacen buscando la máxima altura posible, pero manteniendo la condición de que en cada

punto de anclaje sólo se crucen dos tirantes, uno por cada lado de la pila. Los tirantes atraviesan el fuste de la pila anclándose en la cara opuesta al vano del cual provienen.

El atirantamiento del vano central se compensa de forma simétrica en cuanto a disposición geométrica, mediante tirantes anclados en los vanos adyacentes de 102 m y en la mitad de la luz de los vanos laterales de 48 m.

El número total de tirantes es de 22 por fuste, 11 a cada lado del mismo, de forma que no se produce apoyo del tablero en el travesaño, sino que el dintel pasa a través de la pila suspendido exclusivamente por los tirantes.

El anclaje de cables en los fustes de pila se ha efectuado manteniendo claramente el paralelismo de los planos de cables a un lado y otro del fuste, aun a sabiendas de la importante incidencia que esta disposición produce en los torsores, asumiendo la pila la resistencia frente a los esfuerzos de torsión.

El tablero, además de la sustentación producida por los tirantes, se apoya en las pilas laterales e intermedias; en las laterales lo hace en forma simple, vertical y deslizante; en las intermedias, el apoyo es de articulación pretensada.

Así pues, la sustentación longitudinal del tramo atirantado es la esquematizada en el croquis de la figura 1, en la que puede apreciarse que la estabilidad longitudinal está exclusivamente conseguida por las pilas principales, actuando como grandes ménsulas que recogen las acciones de los tirantes en la parte superior de los fustes.

Este tipo de vinculación, que determina condiciones de estabilidad muy rigurosas para dichas pilas principales, ofrece la importante ventaja de lograr que las pilas laterales y/o intermedias sean muy estrictas, y no se requieran grandes macizos de anclaje y compensación que provocan una gran ruptura formal y visual entre las zonas de acceso y centrales de la obra.

En dirección transversal, el tablero se apoya, en forma articulada, en las seis pilas, cuatro laterales y dos centrales, permitiendo la transferencia de las acciones de viento en proporción a las rigideces del conjunto tablero-pilas.

La solución de atirantamiento en doble capa, una a cada lado de la calzada, viene determinada por el intento de emplear una solución de construcción prefabricada consistente en la disposición de dos vigas cajón situadas en las zonas próximas a los bordes del tablero, de forma que los ejes longitudinales de las mismas coincidan con los planos de cables, con lo que el sistema estructural de transferencia de las cargas de las zonas centrales del tablero resulta, relativamente, muy reducido.

Por otra parte, las soluciones de doble familia de cables presentan una mejor respuesta frente a las solicitudes de viento, sobre todo teniendo en cuenta que los tirantes no se encuentran en planos estrictamente verticales, sino que lo hacen en planos ligeramente inclinados hacia el interior del puente.

Los tirantes se anclan en las pilas mediante anclajes regulables o activos, mientras que en el tablero lo hacen en el interior de las vigas cajón, de forma fija o pasiva, de manera que al mismo tiempo que la necesidad de las operaciones de anclaje en tablero es muy pequeña, se hace con total garantía y seguridad en las maniobras y, su incidencia visual en la obra es muy pequeña, manifestada exclusivamente por reducidos macizos de anclaje en la separación calzada-aceras. Asimismo, las operaciones de tesado y retesado de cables se facilitan extraordinariamente al efectuarse solamente en la pila, con trasladados y manipulación de los gastos, muy reducidos y en sentidos favorables.

La separación de anclajes en el tablero es de 12 m y representa un valor ligeramente superior a los adoptados en los sistemas realizados "in situ", pero perfectamente acorde con las características de las piezas-cajón del dintel, en cuanto a su tipología, pesos máximos de transporte y minimización del número de puntos de anclaje, manteniéndose dentro de las capacidades de tirantes que permiten las unidades de anclaje standard.

La disposición y distribución del atirantamiento de los vanos laterales, compensadores del central, se efectúa combinada con la acción de anclaje del tablero a las pilas intermedias, lo cual permite lograr que los valores negativos de las flexiones del mismo en dicha zona alcancen valores

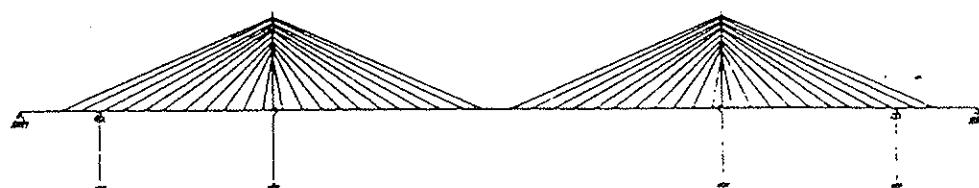


Figura 1.

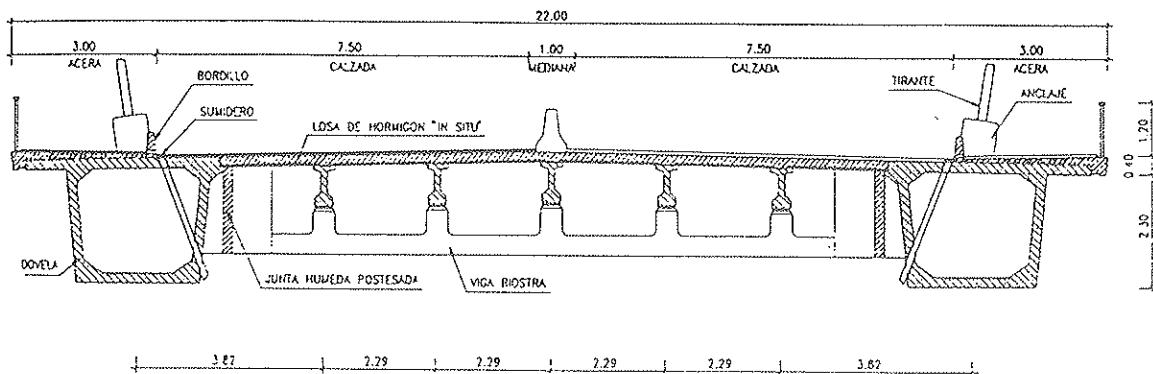


Figura 2.

no muy diferentes de los máximos en centro del vano principal, con lo cual la sección de las vigas cajón puede mantenerse prácticamente constante a lo largo de toda la estructura.

La altura de la pila por encima del tablero presenta una relación, respecto a la luz del vano central, de valor $L/H = 4,5$ que resulta muy favorable para lograr un atirantamiento de gran eficacia que requiera, exclusivamente, los anclajes standard ya mencionados.

El sistema constituido por el conjunto de las seis pilas y el tablero del tramo atirantado está coaccionado, en dirección longitudinal, exclusivamente por las pilas principales de gran rigidez, y queda separado de los accesos mediante juntas de dilatación capaces de absorber los movimientos térmicos alternativos y las deformaciones diferidas de acortamientos de fluencia y retracción.

La sección transversal del tablero obedece, como ha quedado dicho, a las ideas fundamentales citadas: lograr la prefabricación de los elementos principales y secundarios del tablero, de tal forma que sea factible alcanzar una gran rapidez de ejecución y garantía de calidad de los elementos fundamentales, combinada con la máxima sencillez constructiva.

Para ello, juntamente con las dos vigas cajón longitudinales sustentadas por los tirantes, se disponen vigas riostras, prefabricadas, que unen ambas en todos los puntos de anclaje, y que se conectan mediante pretensado a dichos cajones, logrando un nudo rígido entre ambos sistemas (Fig. 2). Estas riostras reciben, asimismo, por ambos lados las vigas longitudinales ligeras, simplemente apoyadas, que constituyen la estructura resistente central del tablero; y sobre ellas se disponen placas prefabricadas semirresistentes que reciben la losa de hormigón in situ que formaliza la cara superior del tablero y que se realiza y trabaja de modo continuo, solidarizando adecuadamente todos los elementos prefabricados del conjunto.

La tipología estructural de los accesos es muy sencilla y consiste en vanos isostáticos, simplemente apoyados, constituidos por vigas prefabricadas longitudinales y una losa de hormigón armada constituida mediante placas prefabricadas que apoyan en las vigas, completada con una losa de hormigón "in situ" que conecta y arriostra todos los elementos anteriores. (Figura 3).

Esta losa se realiza de forma continua entre juntas de dilatación, formando tramos de cuatro vanos isostáticos, con el fin de reducir las juntas de dilatación de calzada y mejorar la conservación y durabilidad de la obra frente al agua, como agente más perturbador.

Las pilas de estos vanos son prácticamente análogas a las laterales e intermedias del tramo atirantado y difieren, exclusivamente, en las dimensiones de sus elementos verticales, con objeto de

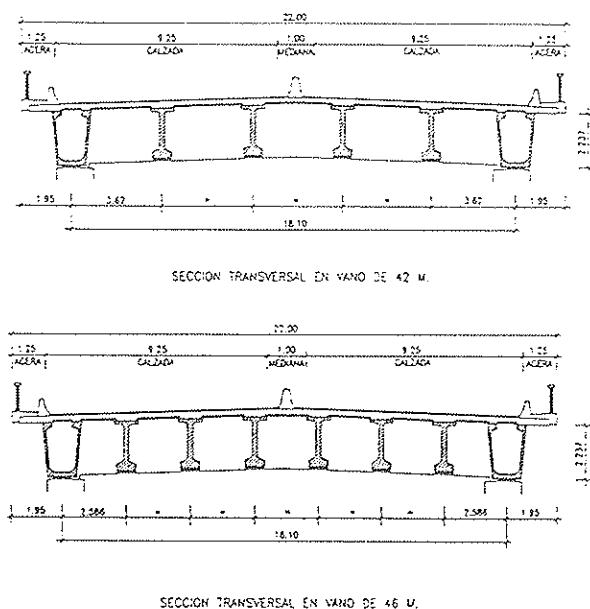


Figura 3.

adaptarse, en función de la altura de los mismos, de manera óptima a las solicitudes que se producen. El dintel de coronación se mantiene en todas ellas semejante y a su vez proporcionado con el de las pilas principales.

3. DESCRIPCION DE LA OBRA

3.1. Pilas

Las dos pilas principales del puente son elementos fundamentales del mismo, no sólo en su concepción y criterios estrictamente estructurales y resistentes, sino en la propia composición y carácter monumental buscado para el puente.

Cada una de esta pareja de piezas se ha proyectado como un pórtico constituido por dos fustes verticales de sección rectangular hueca de dimensiones exteriores de $6 \times 4,50$ m y 105 m de altura sobre el plano de apoyo, separados 22,2 m entre sí y 26,2 m entre ejes, con tabiques de espesores variables entre 1,20 y 0,60 m; en las zonas de anclaje de los tirantes, dichos fustes se macizan y atraviesan por las vainas de aquéllos. Los dos fustes se unen entre sí mediante dos piezas transversales: un travesaño intermedio, dispuesto a unos 40 m de altura, situado inmediatamente por debajo del tablero, pero sin contacto con el mismo, salvo en las primeras fases de ejecución; y un dintel en coronación que remata el conjunto. Estas dos piezas presentan canto variable entre 4 y 2,2 m, con su borde inferior en forma de arco circular

muy rebajado y borde superior horizontal, y un ancho de 4,50 m, inferior a los 6 m del ancho de los fustes, por lo cual su presencia queda remitida y su importancia visual se reduce con respecto a los fustes. (Figura 4).

Un aspecto fundamental del diseño de las pilas, y del carácter y expresividad creativa del total del puente, consiste en el empleo exterior de acero de alta resistencia a la corrosión, tipo CORTEN, en ciertas zonas de las pilas, elegidas cuidadosamente, dando lugar a la formación de piezas mixtas de hormigón y acero estructural.

El dintel superior se constituye, asimismo, como una pieza mixta, disponiéndose el acero estructural en su cara inferior arqueada, y en dos bandas de borde que suben ligeramente por las caras laterales y permiten su unión, asimismo visual y estructural, con el acero de los fustes.

Las pilas laterales e intermedias son un reflejo de la parte inferior de las principales. Así, están constituidas por un pórtico ortogonal simple, con dos fustes de sección en cajón hueco de $2,50 \times 3,60$ m y espesores de tabique de 40 cm, y con alturas de 41 y 43 m, respectivamente. Uniendo los fustes se dispone un dintel semejante al travesaño de la pila principal, de canto variable entre 2,22 y 2,95 m y un ancho de 2,40 m, con espesores de 40 cm.

Las pilas laterales, además de recibir la incidencia de los apoyos simples de las vigas cajón, reciben también el apoyo de las piezas prefabricadas del primer tramo de los accesos, que se efec-

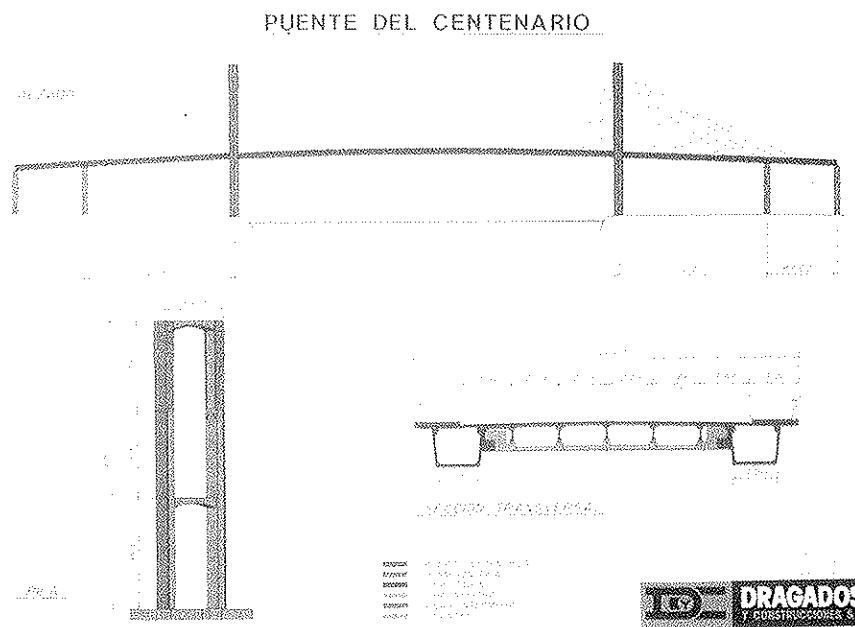


Figura 4.

túa sin producir apenas incidencia, al presentar ambos sistemas un canto exterior idéntico.

Dadas las características geotécnicas del terreno, toda las cimentaciones de las pilas del tramo atirantado son profundas, mediante pantallas, habiéndose efectuado estudios comparativos en la cimentación de cada tipo de pila con objeto de adoptar el tipo de cimentación más adecuado en cada caso.

Las pilas principales se cimentan sobre pantallas, que tienen una profundidad media de unos 20 m. Los encepados de cada fuste con unas dimensiones de 21 x 16 x 4 m, se unen mediante una ristra de 4,00 x 8,00 m de sección para que confiera la adecuada rigidez a la cimentación.

Las cimentaciones de las pilas intermedias y laterales de la zona atirantada son también profundas y se han resuelto mediante 4 pantallas de 0,80 x 2,50 m. Cada pila consta de dos fustes, de sección rectangular aligerada, de 2,50 x 3,60 m de dimensiones exteriores, con paredes de 40 cm de espesor, unidos en cabeza por un dintel que confiere rigidez al pórtico. Los fustes arrancan de encepados independientes, de 10,25 x 10,25 y 2,00 m de canto. Cada encepado tiene 9 pilotes, colocados en cuadrículas de 3 x 3 y con una separación entre ejes de 4,00 m. Las longitudes de las pantallas, que oscilan entre 16 y 21 m, varían, en cada caso, con las cargas existentes y las características del terreno.

3.2. Tableros

La plataforma del tablero se ha determinado en base a las condiciones de tráfico. De acuerdo con ellas, se ha proyectado una plataforma con dos calzadas de 7,00 m, formadas por dos carriles de 3,50 m, unos ligeros arcenes de 0,50 m, dos aceras de 3,00 m y una mediana central de 1,00 m; lo que hace un total de 22,00 m.

Estructuralmente, el tablero está constituido por dos vigas cajón continuas a lo largo del puente, de sección trapecial de 2,50 m de canto, separadas 16,8 m entre ejes y realizadas mediante dovelas prefabricadas de 7 y 5 m de longitud; las primeras, totalmente huecas, y las segundas incluyendo los macizos de anclaje de los tirantes, adoptándose las longitudes diferentes para lograr pesos semejantes.

Uniendo ambos cajones cada 12 m, precisamente en los puntos de anclaje de tirantes, se disponen potentes vigas riestras, de canto variable entre 1,74 y 1,87 m, ligeramente inferior al de las vigas cajón y empotradas a estas últimas mediante postesado longitudinal inferior de las riestras y armadura pasiva en los extremos superiores.

El emparrillado así formado, sustentado en sus nudos por la acción de los tirantes, es el sistema estructural base del tablero, el cual se completa con la disposición de cinco vigas prefabricadas ligeras, de 0,82 m de canto, dispuestas longitudinalmente, apoyadas en las riestras y separadas 2,29 m, las cuales reciben placas autoportantes, prefabricadas, de 4 cm de espesor, sobre las cuales se hormigona una losa armada, de 16 cm de espesor, que solidariza monolíticamente todos los elementos prefabricados antedichos.

El tablero del puente atirantado se halla pretensado con cables constituidos con torones de 0,6", cuyo efecto es completar la compresión aportada por las componentes inclinadas de las cargas en los tirantes, para hacer frente a las flexiones máximas.

3.3. Tirantes

Los tirantes, en un total de 88 unidades, están formados por cordones paralelos instalados dentro de una vaina doble, de polietileno de alta densidad, negra la interior y blanca la exterior. Posteriormente, son inyectadas con lechada de cemento. La longitud de los tirantes varía entre 25 y 145 m, y el número de cordones, de $\phi 0,6"$, entre 32 y 78 por tirante. El sistema de anclaje es por cuñas individuales y mazarota múltiple, inyectada posteriormente a la puesta en tensión de los tirantes.

Pero lo que sí representa una innovación constructiva, es el tipo de tratamiento exterior adoptado para las vainas de los tirantes. Las usuales soluciones de polietileno de alta densidad, negras, han sido aquí completadas con la incorporación a estas últimas, de una cobertura adicional de polietileno de alta densidad, blanco, unido a la vaina interior mediante una operación de tratamiento térmico a modo de sellado o pegado total, que garantiza un comportamiento totalmente solidario debido a la igualdad de características mecánicas de ambos elementos. Esto permite, manteniendo las propiedades que el negro de humo implica de protección frente a las radiaciones ultravioleta, la inclusión de un aislamiento térmico adicional por la reflexión que el blanco proporciona frente a la radiación solar. Pero sobre todo, proporciona a los tirantes una apariencia de textura y tonalidad altamente estética, que ofrece a su visión nocturna una de las más atractivas posibilidades de contemplación de la obra.

4. PROCESO DE CONSTRUCCION

La ejecución del puente atirantado se llevó a cabo secuencialmente, comenzando con los elementos portantes de cimentación, continuando con el encepado, trepas de pilas, cimbrado y hor-

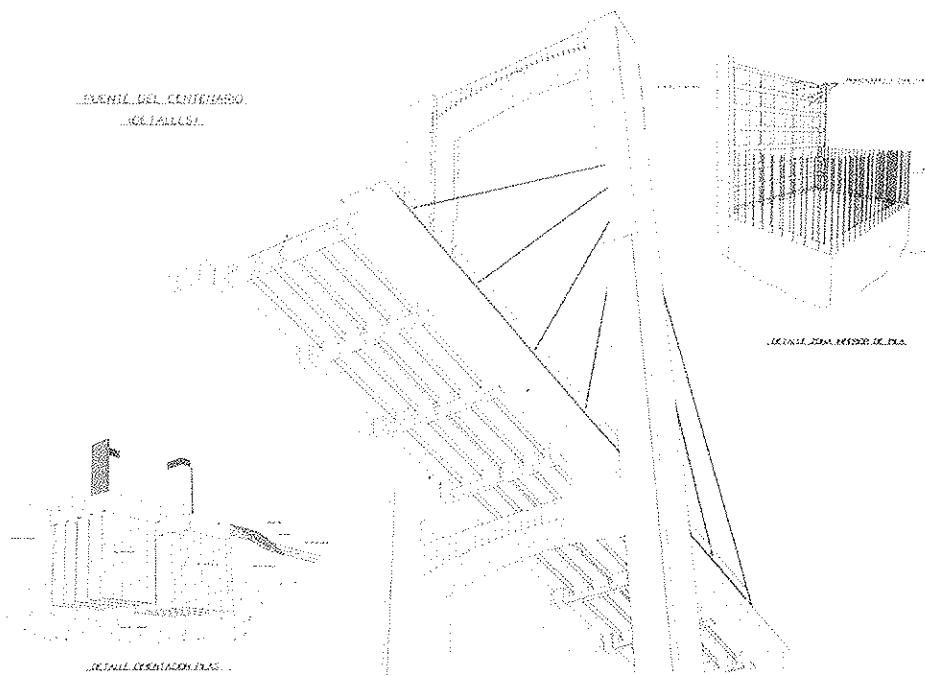


Figura 5.

migonado de travesaños y dinteles. Posteriormente, se montó el tablero desde el exterior del puente, llegando de esta forma, simétrica, al cierre en clave del mismo.

Los elementos portantes de la cimentación se ejecutaron con el método de excavación por lodos bentoníticos. Los encepados de las pilas principales, dado el enorme volumen de hormigón, de unos 3.000 m³ por encepado, se ejecutaron continuadamente de día y de noche en dos fases sucesivas, dejando embutidas las piezas de anclaje de la estructura de acero, resistente a la corrosión. Tanto estas piezas como las armaduras de arranque de los fustes fueron meticulosamente replanteadas. (Figura 5).

Los cuatro fustes de las dos pilas principales fueron trepados simultáneamente y por entero, en tongadas de aproximadamente 5 metros. En las trepas correspondientes a las zonas de los travesaños se dejaron conectadores mecánicos para posteriormente realizar con ellos los empalmes de las armaduras respectivas. Los dinteles, a diferencia de los travesaños, fueron hormigonados conjuntamente con las últimas tongadas de los fustes.

El montaje del tablero se efectuó con tres grúas provenientes del parque de Dragados. Una de ellas en agua, sobre una gran pontona, la Dracaza XIII, atendía a los dos frentes de montaje que confluyan en el centro de la dársena portuaria.

La construcción del tablero se comienza, desde las dos pilas principales, con el montaje de la dovela inicial, a partir del apoyo que ofrecen sus

travesaños intermedios. Mediante un sistema de cosido de la dovela inicial al travesaño, se produce un empotramiento de la misma que permite el montaje en voladizo a ambos lados de la pila. De este modo, con el montaje de la viga cajón, la colocación de riostras y vigas longitudinales y el hormigonado de la losa de compresión, se completa una plataforma de unos 16 m de longitud que queda dispuesta para la instalación de la primera pareja de tirantes de cada vano. Una vez efectuada la puesta en carga de los 4 tirantes, se libera el empotramiento del tablero en la pila, quedando simplemente bloqueado a efectos de desplazamientos horizontales, tanto transversales como longitudinales. (Figuras 6a y 6b).

La colocación de la primera dovela requiere conocer exactamente su posición en cota y pendiente, con objeto de que, al finalizar el proceso de montaje de toda la estructura, y teniendo en cuenta las sucesivas acciones y movimientos verticales que se producen, quede en posición adecuada.

A partir de este momento inicial, se inicia el proceso sistemático de construcción del módulo tipo de tablero, de 12 m de longitud, a cada lado de la pila, y la colocación de dos nuevas parejas de tirantes.

En cada módulo de 12 m, las vigas cajón se montan en piezas de 7 y 5 m de longitud, con objeto de equilibrar sus pesos y optimizar los medios de montaje. Por este motivo, los dispositivos de anclaje de los tirantes y de conexión con las vigas riostras transversales se disponen en las piezas de 5 m.

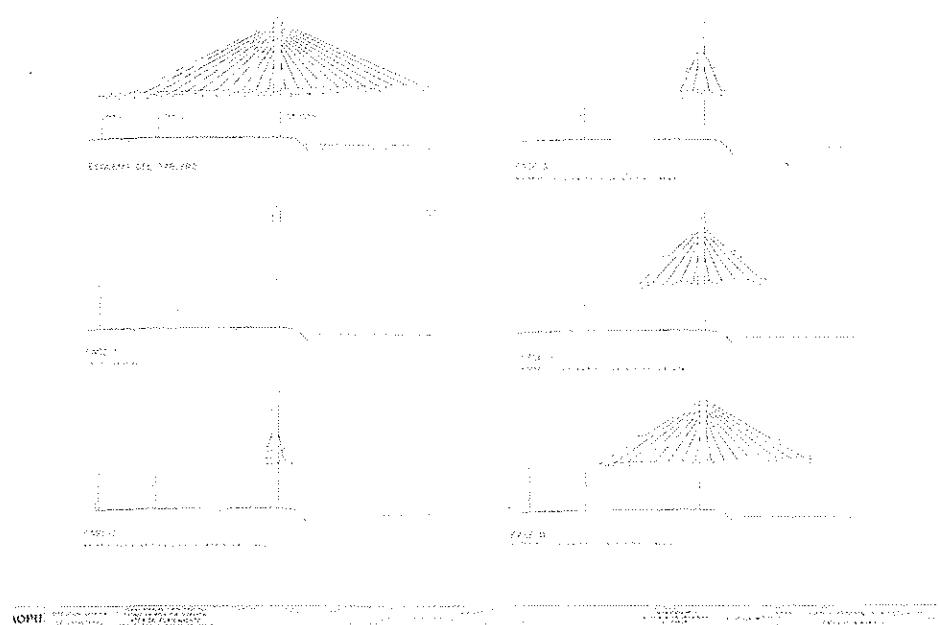


Figura 6 a.

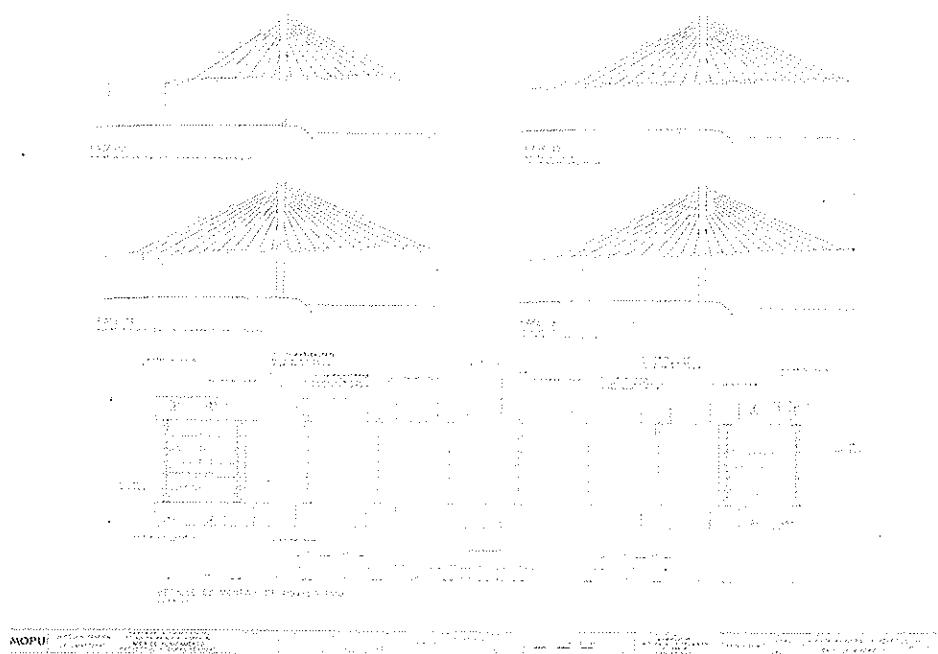


Figura 6 b

En este proceso, las vigas cajón se conectan, provisionalmente, mediante cables exteriores de pretensado que se sustituyen posteriormente por pretensado interior adherente.

El montaje de las vigas cajón, que se realiza con grúa desde tierra en los vanos laterales o desde pontona en el vano central, se efectúa de

modo alternativo, una dovela en cada vuelo y lado del tablero, de modo que en ningún caso haya más de una pieza que desequilibre la pila longitudinalmente, o el tablero transversalmente.

El proceso se ha desarrollado montando siempre por delante la dovela del vano central, con objeto de poder colocar con facilidad la dovela

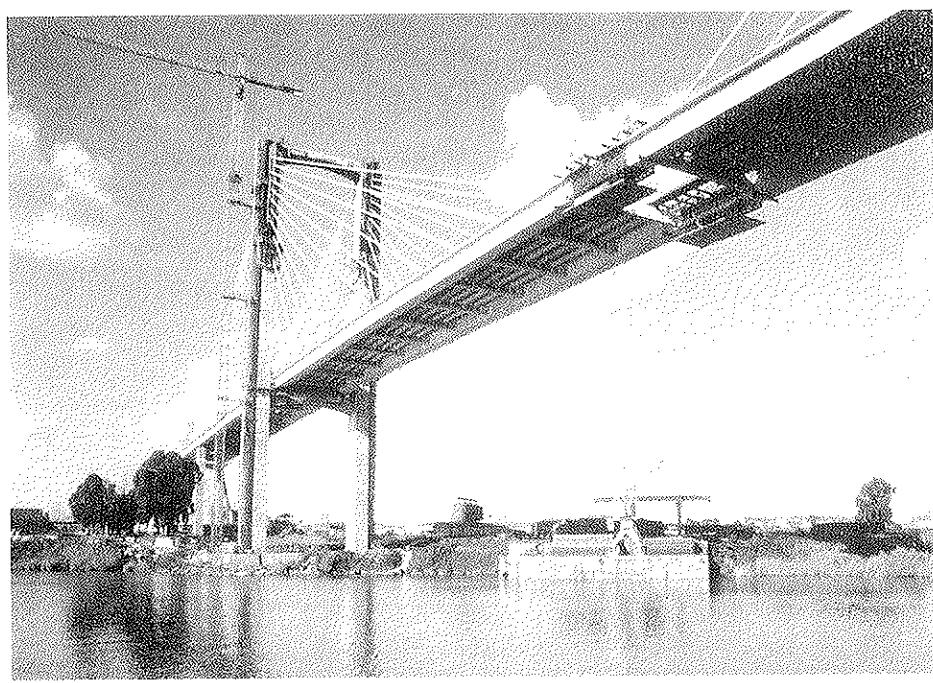


Figura 7.

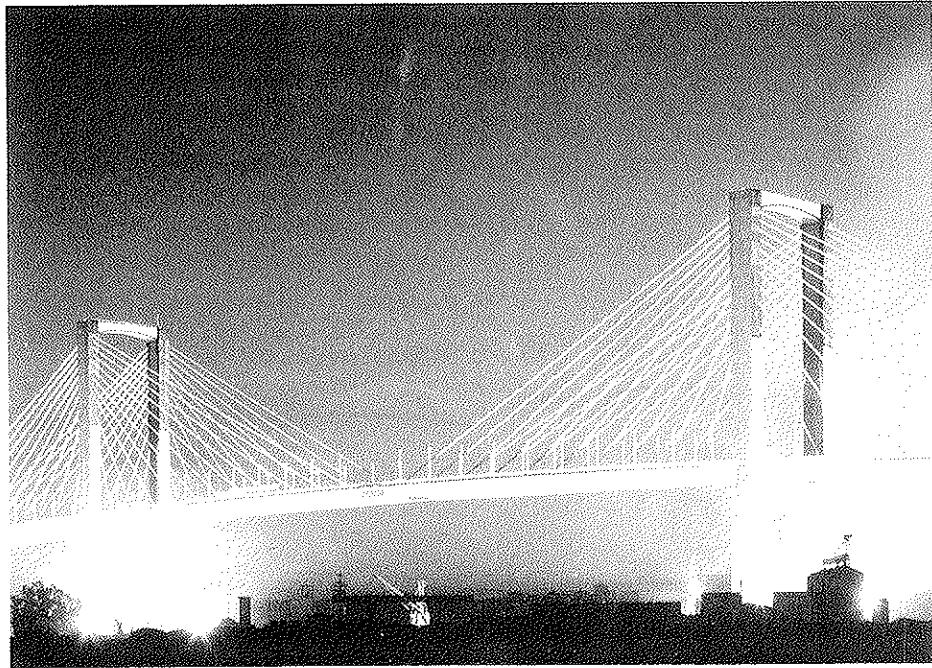


Figura 8.

que se sitúa sobre la pila lateral. A partir de este momento, el orden se ha invertido, a fin de garantizar el apoyo del tablero en la pila lateral, lo que mejora extraordinariamente el estado de solicitudes sobre la pila principal.

El cierre de clave se ha realizado con una dovela de 9 m de longitud. El dispositivo de cierre se efectúa mediante una estructura metálica apoyada

en ambos voladizos, capaz, mediante un sistema de gatos y balancín, de corregir posibles diferencias de flechas en los voladizos, de hasta 10 cm. Con objeto de reducir los esfuerzos que generan en las pilas los efectos de fluencia y retracción del tablero, se efectuó una apertura del puente en clave, de unos 15 cm (Figura 7) mediante gatos.

El proceso de ejecución se ha desarrollado de

manera que la puesta en carga de los tirantes se ha efectuado, en todos los casos, en sólo dos operaciones.

En la primera, la de instalación del tirante, la puesta en carga se ha efectuado cordón a cordón mediante un gato alevín. A estos efectos, se estudió un programa de tesado que permitía dar a cada cordón el esfuerzo necesario para que, en función de las rigideces del tirante y de la estructura, todos los cordones del tirante quedaran, al finalizar la operación, con la misma carga. En cada voladizo, el tesado de los tirantes homólogos se realizó de modo simultáneo. Esta operación se controlaba exhaustivamente a través de los manómetros de los gatos y de las flechas del tablero, adecuadamente homogeneizadas en función de las condiciones térmicas de la estructura.

El retesado de los tirantes se efectuó con el gato G-1000, con ajuste de alargamientos y cargas en manómetros, y reglaje con roscas en anclajes.

Con objeto de reducir en lo posible las incidencias térmicas, y la necesaria corrección en los esfuerzos de puesta en tensión inicial de los tirantes, su proceso de montaje se ha realizado por las noches, a lo largo de toda la obra.

El puente ha sido construido para el MOPT. Las obras comenzaron en marzo del 89; la estructura se completó en abril del 91. Los acabados del tablero, inyecciones de tirantes, capa de rodadura, etcétera, finalizaron en agosto de ese año. El puente fué inaugurado en noviembre de 1991, una vez finalizadas las barandillas y defensas, así como la iluminación vial y monumental. (Figura 8).

5. NOTA FINAL

Los trabajos del proyecto final de construcción fueron desarrollados en su totalidad por INTECSA, a partir del proyecto original, del que fueron autores los ingenieros D. José Antonio Fernández Ordóñez, D. Julio Martínez Calzón y D. Francisco Millanes Mato, por la consultora IDEAM, y D. Guillermo Ontañón Carrera, por INTECSA.

RESUMEN

El puente del Centenario es una parte esencial de la autovía SE-30 de circunvalación de Sevilla. La longitud total de la obra, que salva el río Guadalquivir, es de 2.200 m, de los que 565 m corresponden al tramo atirantado y 1.635 a los accesos. La concepción de la obra ha permitido el empleo de elementos prefabricados en el tablero, con ventajas notables en el proceso de ejecución.

SUMMARY

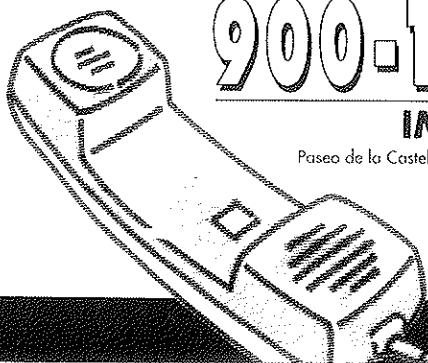
The Centenario Bridge is an essential part of the highway surrounding Sevilla. It includes the 265 metres main span cable stayed bridge over the Guadalquivir River in Sevilla. The total length of the bridge is about 2.200 m, 565 m for cable stayed bridge and 1.635 m for approaches. The construction method is advantageous thanks to the concept and to the simplicity of the cross section as well as to the use of precast elements.

* * *

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 tecnológico española.
- Laboratorios de ensayo.
- Ferias y Exposiciones.
- Empresas de servicio.



900-190092

IMPI AL HABLA

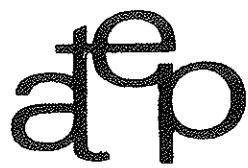
Paseo de la Castellana, 141, planta 2º 28071 MADRID
Fax: (91) 582 93 99



JORNADAS sobre TECNICAS DEL HORMIGON ARMADO Y PRETENSADO EN CENTRALES NUCLEARES



EDITADO POR:



asociación técnica
española del pretensado

Precio del ejemplar : 3.000 ptas.

Puente Teodoro Moscoso en Puerto Rico

Guillermo Ontañón
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
INTECSA

El puente Teodoro Moscoso es un ejemplo claro de la preocupación de las empresas del grupo Dragados por entrar en los mercados internacionales y concretamente en uno tan agresivo y competitivo como el norteamericano.

En su día, la Autoridad de Carreteras de Puerto Rico convocó un concurso para la concesión de un puente de peaje para unir la zona este de la capital con el aeropuerto internacional Luis Muñoz Marín. Se trataba de un ejemplo típico de concesión, que precisaba un montaje financiero basado en el propio desarrollo del proyecto.

"Dragados y Construcciones, S.A." acudió al concurso junto con el grupo puertorriqueño "Rexach Construction Co., Inc.", bajo el nombre de "Autopistas de Puerto Rico", con proyecto de la consultora española "Intecsas, Internacional de Ingeniería y Estudios Técnicos, S.A.".

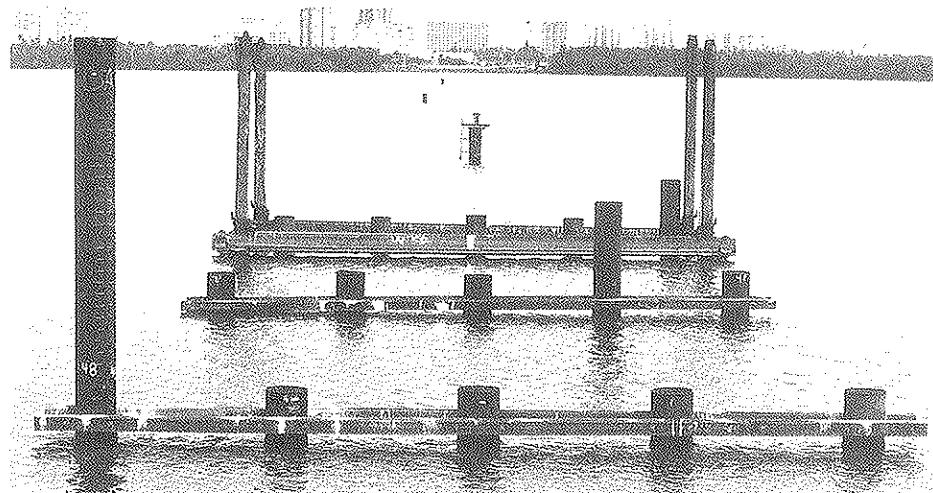
El concesionario se comprometía a la realización del proyecto completo: diseño, construcción, explotación y mantenimiento por un período de 35 años.

Tras intensas negociaciones y modificaciones en los planteamientos primitivos de tráfico, que afectaron notablemente a los enlaces previstos en el anteproyecto original, se firmó la adjudicación definitiva, lo que permitió el comienzo de las obras a principios del verano de 1992.

CONDICIONANTES GENERALES DE LA OBRA

La Laguna de San José, aunque dispone de una ligera comunicación con el mar, tiene agua con escasa salinidad y ha servido, hasta la fecha, como receptor de los diferentes emisarios de los saneamientos de las zonas aledañas, estando prevista en un futuro la mejora de la calidad de sus aguas mediante el adecuado tratamiento, depuración y control de los vertidos. Las márgenes de la laguna, cubiertas con el mangle tropical, han sido elementos básicos que había que conservar en el marco de una política ecologista respetuosa hasta el límite, con los recursos vegetales existentes. Esta política, y el hecho de que el puente esté ubicado en la margen norte de la laguna, en zona del cono de afección de vuelos del aeropuerto, han introducido importantes limitaciones en los equipos de hincapie de pilotes, tanto por la reducción de gálibo de hincapie, como por la disminución de los terrenos de posible ocupación para el trabajo.

Estos condicionantes ecológicos impuestos para la conservación de las márgenes, y la escasez de terreno disponible en las inmediaciones, obligaron a situar la estación de peaje sobre la estructura, en la zona sur de la laguna. Por esta razón, en esta zona el tablero se ensancha hasta alcanzar una anchura de 55 m, suficiente para albergar la colocación de las diez vías de peaje previstas.



Los estudios geológicos y geotécnicos de la zona recomendaban una cimentación profunda mediante pilotes y apuntaban la posibilidad, posteriormente confirmada durante la ejecución de las obras, de que la longitud de los pilotes fuera muy variable, incluso entre aquellos situados en la misma pila.

La experiencia de muchos años de proyecto y construcción de Intecsas y Dragados y Construcciones, llevó a recomendar insistentemente a la Administración de Puerto Rico y a su consultor americano, P.M.C. (Privatization Management Consultant) el empleo de tablero con vigas de hormigón prefabricado, postensadas, y pilas pilote con cabeceros de hormigón armado. Las condiciones del terreno recomendaban claramente el empleo de pilotes metálicos para la cimentación, tomando las necesarias medidas preventivas contra la corrosión.

A estos efectos se efectuó un riguroso análisis de las aguas de la laguna, con muestras obtenidas a lo largo de varios meses, estimándose en las zonas con aporte de oxígeno –las situadas fuera del agua y las próximas a la zona de rociada–, las posibles pérdidas de sección por corrosión con el tiempo. Los pilotes se han diseñado con un sobre-espesor y se ha previsto una protección de todos ellos con ánodos de sacrificio, de modo que quede ampliamente garantizado el correcto funcionamiento de la estructura a lo largo de los años de vida de servicio.

DESCRIPCION DE LA OBRA

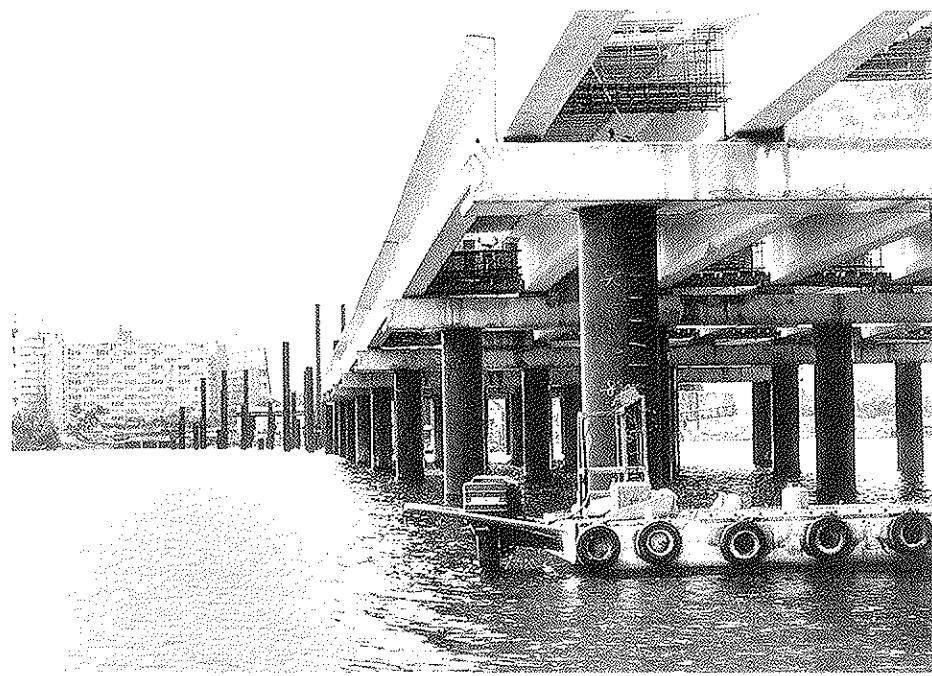
La sección prevista para el puente se compone de dos calzadas, con tres carriles cada una, separadas por barrera rígida y provista en ambos bordes de defensa rígida tipo New Jersey, lo que da una anchura total de 24,20 m. El puente tiene una longitud de 2.280 m, aproximadamente, y salva la Laguna San José, situada en la zona este de San Juan, en la dirección norte-sur.

El puente, en su conjunto, tiene 8 vanos de 23,5 m de luz, 65 vanos de 30,10 m, en la zona de peaje, y cuatro vanos de transición en el sur, con luces de unos 17 m.

En la zona próxima al peaje se ha situado el edificio administrativo para el personal de servicio, que también está construido sobre un tablero de vigas, análogas a las propias del puente.

La luz tipo de los vanos es de 30,10 m entre ejes de pilas y ha venido obligada por las condiciones del pliego de bases, en previsión de un futuro tráfico de pequeñas embarcaciones en la laguna. Estos vanos se mantienen desde las zonas de peaje, pila 75, hasta la pila 10, en las proximidades de la margen norte, donde el tronco principal, siempre en estructura, se divide en tres ramales de 9,10 - 24,20 - y 9,10 m de anchura. La existencia, en la zona norte, de colectores y diversos servicios, ha obligado a disponer varios vanos con luces de 23,50 m, aproximadamente.





El tablero tipo, 30,10 m de luz, está formado por 8 vigas prefabricadas, postensadas, de 1,52 m de canto, y una losa de compresión de hormigón armado.

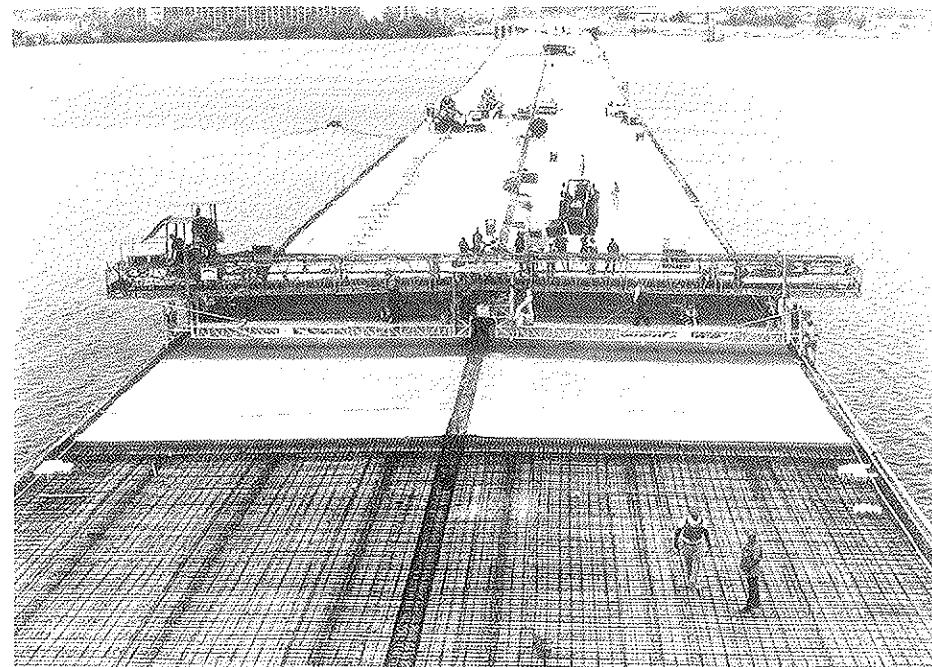
Las vigas, tipo doble T, con una ancha cabeza de compresión, son idénticas a las empleadas con éxito por Dragados y Construcciones en los puentes de la vía perimetral de Guayaquil (Ecuador), cuyo proyecto fue también realizado por Intecsá en el año 1988.

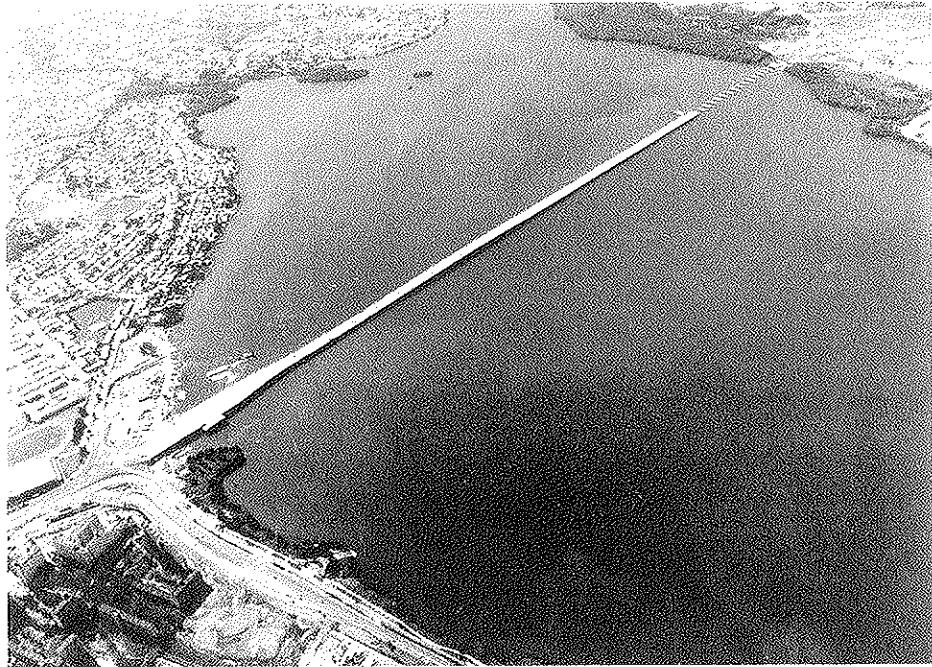
Los tableros de las zonas norte y este, y los que se sitúan en la margen sur entre la estación de

peaje y la orilla, tienen luces más reducidas, que oscilan, en función de las condiciones geométricas, entre 17 y 23,50 m. La solución adoptada ha sido del mismo tipo, si bien se han empleado vigas de canto más reducido.

Para la fabricación de las vigas y losas de encofrado perdido, se ha montado una planta de prefabricación. La planta se ha preparado para fabricar 750 vigas y 40.000 m² de losas de encofrado perdido, en un plazo de doce meses.

El proyecto se ha realizado siguiendo las normas AASHTO (1991, para una zona sísmica de





grado medio-alto (coeficiente básico de aceleración del terreno 0,20 g).

El diseño se ha realizado optimizando, en función de la capacidad de los medios de hincapie y montaje de vigas, los tipos de vigas y pilotes. En efecto, las longitudes de los vanos son tales que se agotan de modo casi simultáneo, la capacidad de las vigas empleadas y la resistencia de los pilotes, habida cuenta de los efectos sísmicos y los de segundo orden.

El proyecto de construcción se inició en el mes de mayo de 1992 y se concluyó en diciembre del 92.

Las obras comenzaron a principios de verano, lo que ha supuesto un trabajo adicional de coordinación entre los equipos humanos de diseño de Intecsa, y los de obras de Dragados y Construcciones. Este trabajo de coordinación, realizado prácticamente de manera continua, ha permitido sincronizar adecuadamente las necesidades de obra con la planificación y desarrollo del proyecto.

RESUMEN

Este puente, de 2.280 m de longitud, se ha construido sobre la Laguna de San José, en San Juan de Puerto Rico, para facilitar el acceso al aeropuerto internacional Luis Muñoz Marín. Tiene un tablero de doble calzada con tres carriles en cada dirección.

El proyecto se ha desarrollado de acuerdo con las normas AASHTO para una zona sísmica con un coeficiente básico 0,20 g.

El proyecto de construcción se inició en Mayo de 1992, finalizando en Diciembre del mismo año.

SUMMARY

The section planned for the bridge is composed of two roadways with three lanes each, separated by a fixed barrier and with a New Jersey type fixed traffic railing on both sides, giving a total width of 24.20 m. The bridge is approximately 2,280 m long, and crosses the San José Lagoon, located in the southeast of San Juan, in the north-south direction.

The project has been undertaken in accordance with the AASHTO (1991) regulations for a medium-high seismic zone (basic coefficient 0.20 g of acceleration of the ground).

Depending on the capacity of the equipment for thrusting and assembling beams, the design has optimized the type of beams and piles. In fact, the lengths of the spans are such that the capacity of the beams used and the strength of the piles are worn out almost simultaneously, taking into account seismic and second-order effects.

The construction project began in May 1992 and ended in December 1993.

Viaducto de los Peares, sobre el río Sil

Juan Moreno Torres
 Carlos Siegrist Fernández
 Miguel Ángel Utrilla Arroyo

1. ANTECEDENTES

La CN-120, de Logroño a Vigo, en el tramo comprendido entre Orense y Monforte de Lemos, se desarrolla paralelamente al río Miño hasta llegar a la altura de Pesqueiras, donde gira hacia el este, abandonando el cauce del río. En esta zona el trazado es muy sinuoso, por lo que el acondicionamiento ha consistido en una variante completa desde la capital provincial, que, en su primer tramo, hasta Penalva, discurre por el fondo del valle, a orillas del embalse de Velle, y desde aquí se eleva para sobrepasar la Presa de los Peares y remontarse en dirección a Monforte.

A la altura del pueblo de Los Peares, aguas abajo de la presa citada, el Miño recibe el aporte del río Sil, que se salva, en el acondicionamiento, pasando a una altura de unos 75 metros sobre el cauce. Ello ha obligado a construir un viaducto de unos 350 metros de longitud. La sección de la carretera consta de dos carriles, de 3,50 metros, y una vía lenta, de 3,00 metros, ya que, aunque el viaducto está en una pendiente longitudinal de 1%, tanto a la entrada como a la salida la pendiente es del 5%. La sección se completa con dos resguardos, de 0,75 metros, y dos barreras rígidas, lo que supone 12 metros de ancho total estructural.

2. DESCRIPCION DE LA SOLUCION ADOPTADA

Se ha proyectado un viaducto de ocho vanos, con luces de 26-2 x 31-54-100-54-31-26 metros, adaptados al cruce del río Sil, en el vano largo, y a la actual N-120 y al ferrocarril de Orense a Monforte, que en esta zona cruza el río Miño y sube paralelamente al río Sil. (Fig. 1).

El tablero es una viga cajón, monocelular, de 6,50 metros de ancho, con canto constante de 2,25 metros en los tramos de acceso y variable parabólicamente entre 5,50 metros sobre las pilas que enmarcan el vano de 100 metros, y 2,25 metros en los extremos de los vanos de 54 metros y en el centro del vano de 100 metros.

Las almas tienen un espesor constante de 0,48 metros y la losa inferior se mantiene de 0,20 metros de canto en los vanos de acceso, en los 29 metros primeros de los vanos de 54 metros, y en los 50 metros centrales del vano de 100 metros, aumentando linealmente hasta 0,75 metros en la zona sobre las pilas principales. (Fig. 2).

La losa superior, con un canto constante de 0,20 metros y cartelas que aumentan este canto hasta 0,35 metros en el contacto con las almas,

ALZADO

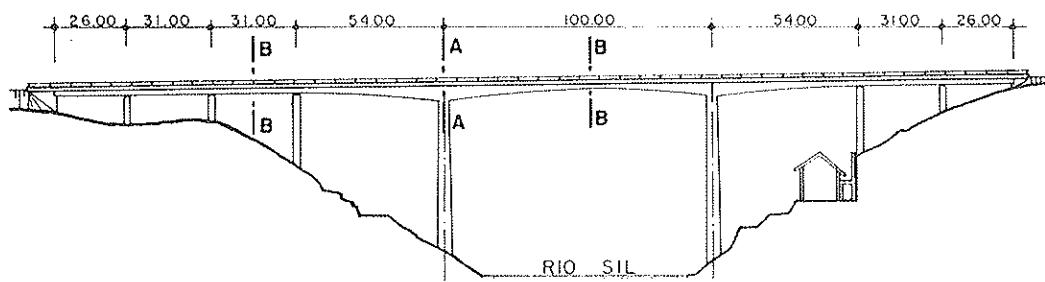
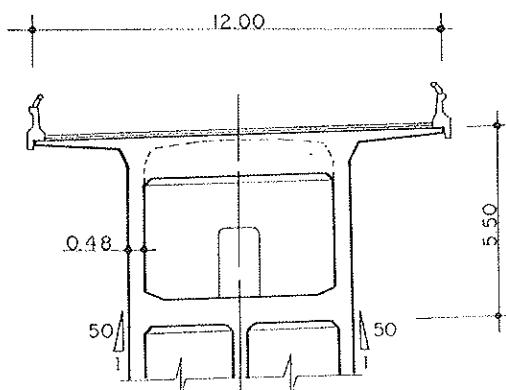


Figura 1. Alzado del puente.

SECCION A - A



SECCION B - B

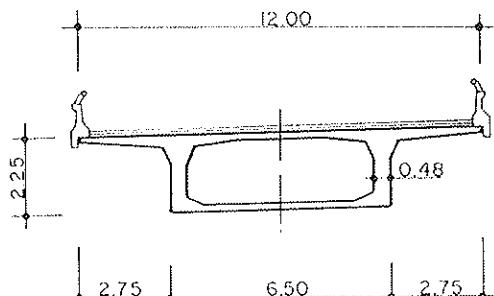


Figura 2. Secciones transversales del tablero.

tiene unos voladizos laterales de 2,75 metros para completar el ancho superior necesario de 12 metros.

La sección se maciza en los apoyos sobre estribos y pilas de los vanos de acceso, y sobre las pilas principales, a las cuales se empotra, se dispone una célula triangular, que rigidiza mucho la unión, y conduce eficazmente el flujo de tensiones del tablero hacia las paredes de las pilas. En todos los macizados de pilas se ha dejado un paso para inspección del interior del tablero, al cual se accede por dos aberturas de 1,00 x 1,00 metro dejadas en la losa inferior de la sección cajón, en las proximidades de los estribos.

Todas las pilas son de sección cajón, prismáticas las de los vanos de acceso, y ataluzadas las principales. Las pilas 1, 2 y 7 tienen unas dimensiones de 6,50 x 2,00 metros, con paredes de 0,30 metros de espesor, y alturas comprendidas entre 13,30 y 15,50 metros, y las 3 y 6, sobre las que apoyan los vanos de 54 metros, son de 6,50 x 2,50 metros, con paredes de 0,30 metros y alturas de 34,35 y 29,17 metros. Las pilas 4 y 5, que enmarcan el vano de 100 metros y a las que está empotrado el tablero, tienen sección cajón bicelular con paredes de 0,40 metros de espesor, y son ataluzadas, con inclinaciones de 1:50 en dirección transversal y 1:70 en dirección longitudinal. Su sección mide 6,50 x 4,00 metros en contacto con el tablero, y tienen alturas de 60,65 y 65,95 metros. El tablero apoya sobre las pilas de los vanos de acceso mediante aparatos de neopreno-teflón.

Las pilas se cimentan directamente sobre el níquel laminar que aflora en muchos puntos, y con recubrimientos máximos de 3,50 metros en la zona de la pila 7. No obstante, al hacer la excavación para la cimentación de la pila 5, se detectó la presencia de una falla del terreno que, con un buzamiento aproximado de 65°, se introducía

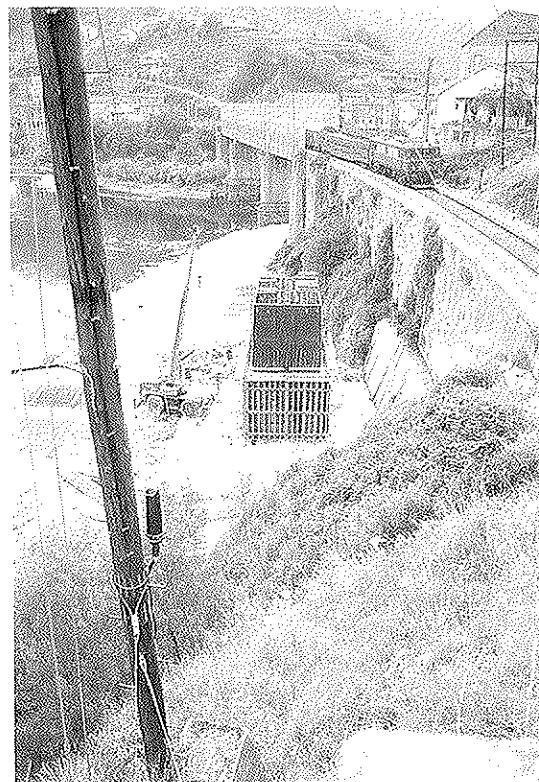


Figura 3. Cementación y arranque de pila 5, con muro anclado bajo el ferrocarril.

desde una de las esquinas de la zapata hacia el interior de la misma.

Tras una campaña de sondeos y la realización de varios ensayos de caracterización del terreno, se decidió realizar un tratamiento del terreno que consistió en ejecutar inyecciones de alta presión (jet-grouting) en la zona de falla, para llenar las discontinuidades existentes con lechada de cemento, e inyecciones convencionales, previo

lavado de las diaclasas, en la zona exterior a la falla, también con lechada de cemento y una pequeña adición de bentonita para mejorar su estabilización y penetrabilidad. Una vez realizado este tratamiento se procedió a construir la zapata, sin que se haya apreciado ningún movimiento de la pila durante la construcción de la misma y del tablero.

Los estribos son muros convencionales de hormigón armado, de 0,50 metros de espesor, que llevan adosado un altar, de 1,28 metros de espesor y 6,50 metros de ancho, coincidente con el ancho de la sección cajón del tablero, y sobre el que apoya éste mediante aparatos de neopreno-teflón. La altura es de 10,70 metros en el estribo 1, y de 7,90 metros en el estribo 2. Ambos llevan muros en vuelta, de 72 metros de longitud en el primero y de 30 metros en el segundo, en el lado izquierdo de la calzada, hacia el río Miño, y en el contrario una pequeña aleta, de 8 metros, en el estribo 1; en el estribo 2 se prolonga el muro frontal hormigonándolo contra la excavación.

3. CONSTRUCCION DE LAS PILAS

Todas las pilas se construyeron mediante encofrados rampantes, por tramos de cinco metros de altura.

Para la ejecución de las zapatas de las pilas 4 y 5 fué necesario construir unos muros de protec-

ción, tanto de la CN-120 en la primera, como de la línea de ferrocarril en la segunda. Dichos muros se construyeron anclados, mediante bulones, al terreno.

4. CONSTRUCCION DEL TABLERO

El tablero tiene dos zonas perfectamente diferenciadas, en cuanto a su construcción se refiere:

- Vanos de acceso.
- Los tres vanos de 54-100-54 metros.

Aquéllos fueron construidos sobre cimbra, hormigonándose los vanos 7 y 8 simultáneamente, así como los 1 y 2 y un voladizo de 6,20 metros del vano 3. A continuación, se hormigonó el resto del vano 3 hasta el paramento exterior de la pila 3. La cimbra dispuesta apoyaba en el terreno en toda su longitud en los vanos 1 y 8, y era autoportante en los vanos 2, 3 y 7. El hormigonado de la sección del tablero se realizaba en dos fases, primariamente, la losa inferior con los encofrados laterales externos del cajón montados, y a continuación, las almas y la losa superior, simultáneamente, dejando un berenjeno en los encofrados anteriormente citados para evitar el chorreo de lechada al hormigonar las almas.

Los vanos 4, 5 y 6 se construyeron en voladizo sucesivo, desde las pilas 4 y 5, mediante carro de avance, hormigonando las dovelas "in situ". Para

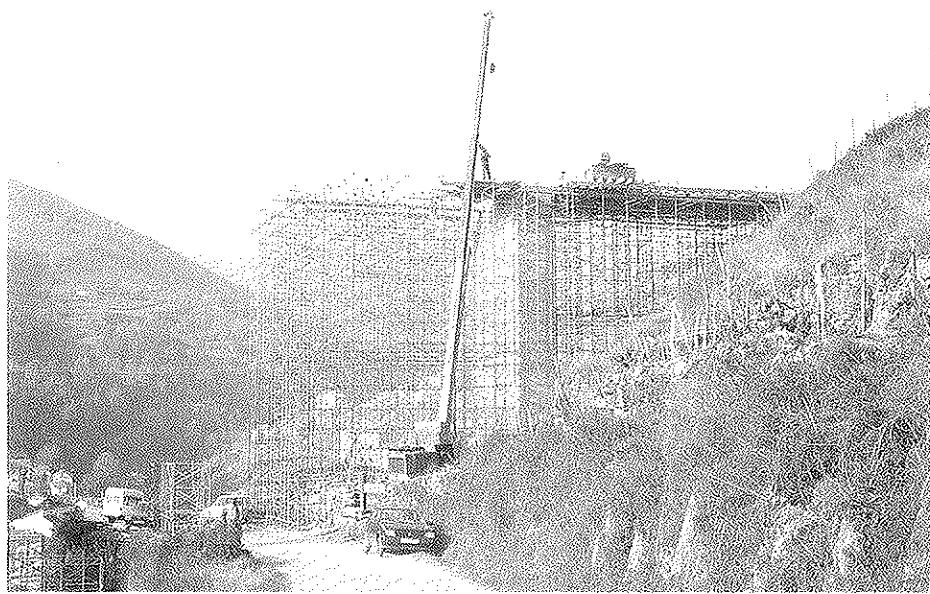


Figura 4. Cimbrado de los vanos de acceso, zona Norte.

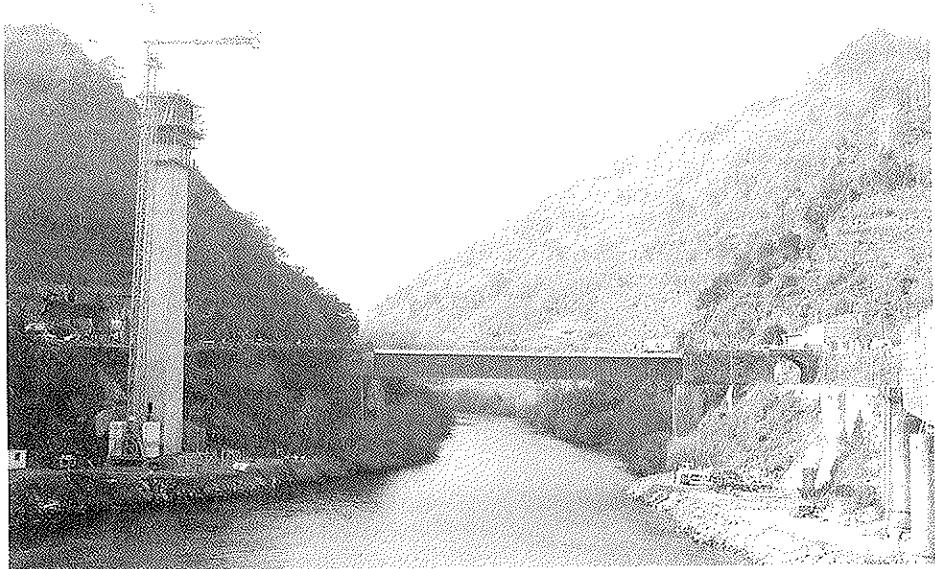


Figura 5. Montaje de encofrado para dovela de cabeza de pila 4.

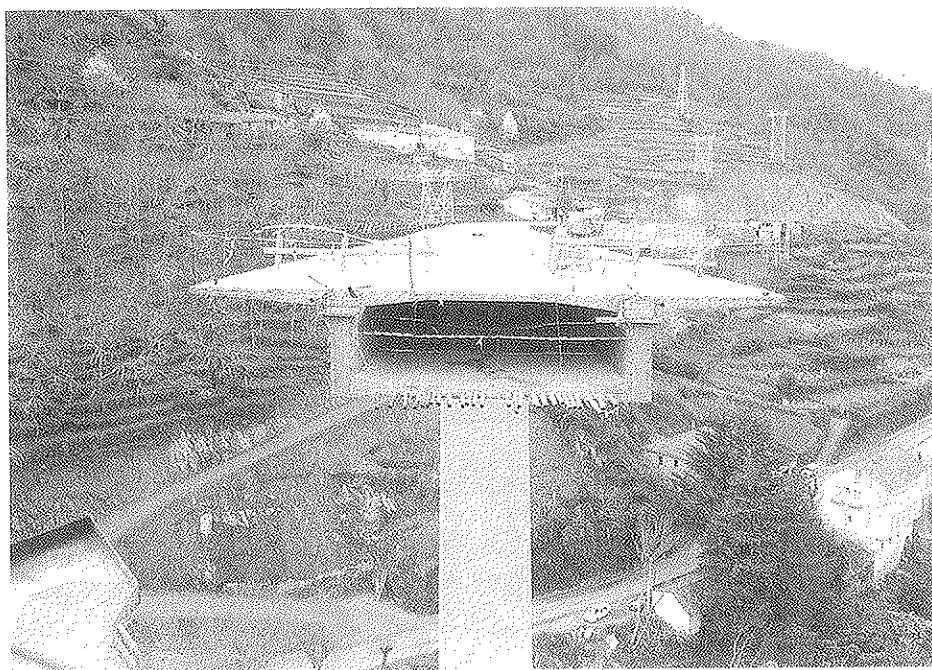


Figura 6. Frente de voladizo de pila 4, terminado.



Figura 7. Desmontaje de carro de avance en voladizo de pila 4.

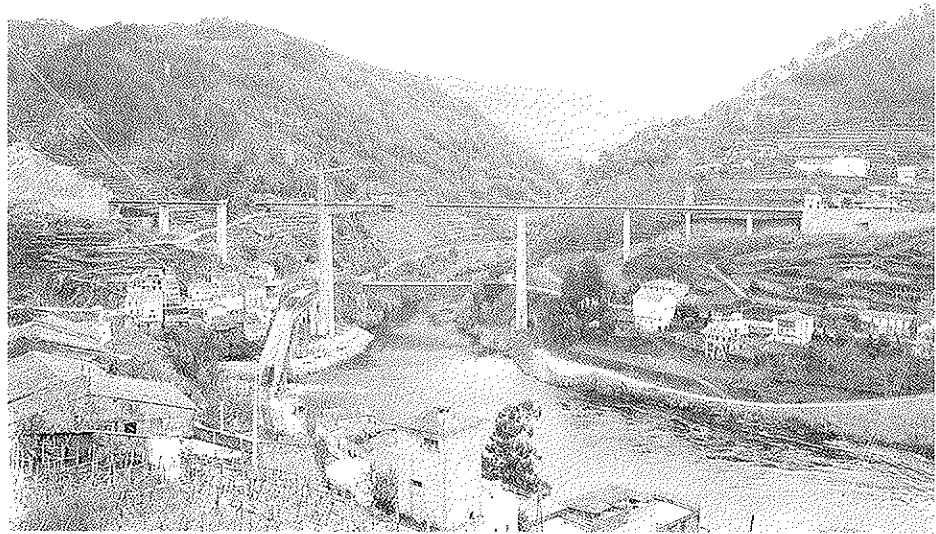


Figura 8. Voladizo de pila 5 en fase de ejecución. Resto de la estructura terminada.

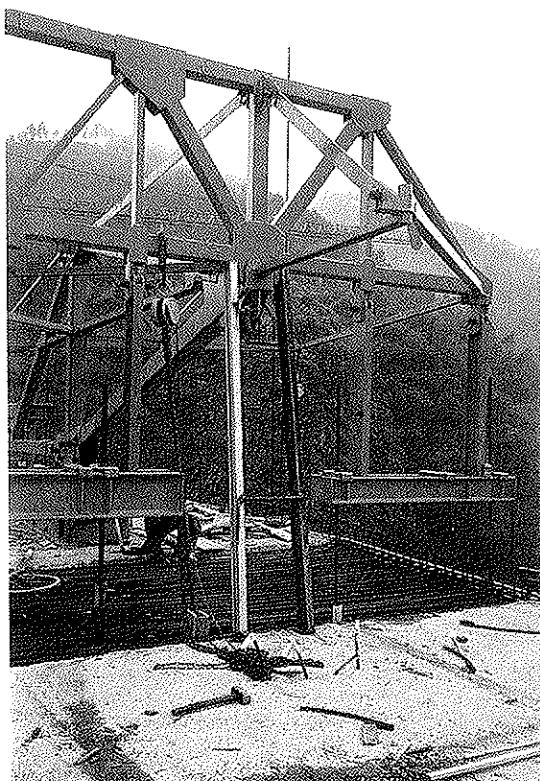


Figura 9. Apoyo de carro de avance en pila 6.

ello se comenzaba hormigonando una dovela de 5,20 metros sobre pilas, que sólo volaba 0,60 metros del paramento de las mismas, sobre la que se montaban los dos carros de avance, unidos entre sí mediante una pieza triangulada central (crossmember). A continuación se hormigonaban las dos primeras dovelas de 4,30 metros de longi-

tud, se soltaban los carros de avance, desmontando el crossmember, y se adelantaban sobre estas dovelas, completándolas en su parte trasera. A partir de este momento se iba progresando, simétricamente, a cada lado de la pila, con nueve avances, de 4,25 metros de longitud los dos primeros y de 4,80 metros los siete últimos, hasta completar los 49 metros de ménsula en el vano central, y haciendo un último avance de 3,75 metros en los vanos laterales, para conectar con los vanos de acceso. Tanto el hormigonado de las dovelas de conexión con los vanos de acceso, como la dovela de cierre central, de dos metros de longitud, se efectuó con los carros de avance, apoyando el extremo delantero del mismo, mediante puntales, en el vano enfrentado correspondiente, procediéndose a continuación a efectuar el pretensado de continuidad del vano central y el de refuerzo de los vaños 4 y 6.

5. PRUEBA DE CARGA

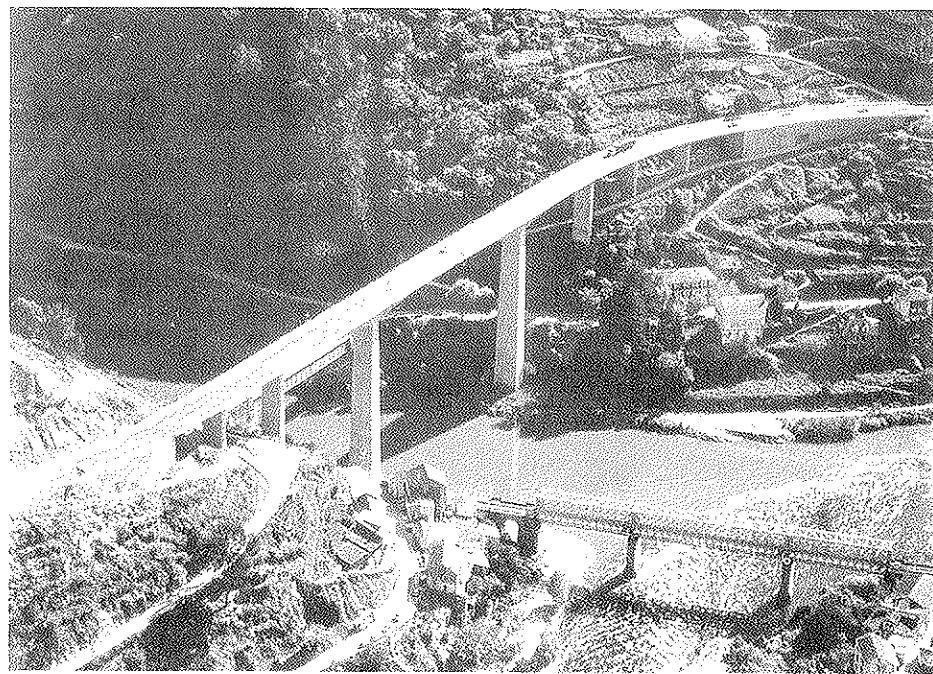
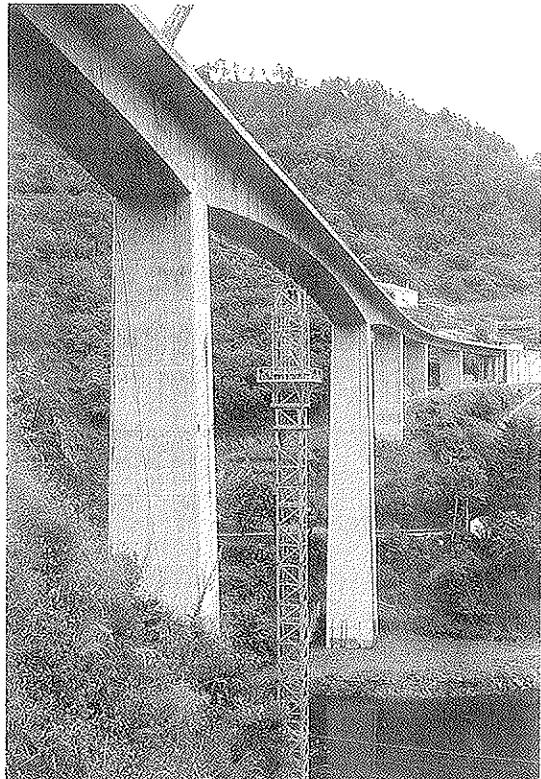
La prueba de carga del viaducto se realizó el día 5 de agosto de 1993, con tiempo nublado por la mañana y algo más soleado por la tarde, y temperatura suave.

Se emplearon camiones de tres ejes y 30,2 t de peso total, con un máximo de 22 camiones.

Se hicieron siete estados de carga, correspondientes, los seis primeros, a cargar vanos alternos, desde el 1 y 3 hasta el 6 y 8, con los camiones centrados en el tablero en dos filas, y el séptimo a cargar el vano 5, de 100 metros, con 8 camiones en una fila con la máxima excentricidad.



Figura 10. Estructura terminada.



Figuras 11 y 12. Estructura terminada.

Las flechas más significativas son las obtenidas en los estados de carga 3 y 5, en los que están cargados el vano 5 de 100 metros y los vanos 3 y 7, respectivamente. En estos estados, la flecha prevista era de 41,11 mm en el centro del vano de 100 metros; y las obtenidas fueron 37,25 y 36,35 mm, respectivamente, esto es, un 90,6% y un

80,4% de la prevista.

En comparación con otros puentes análogos, se incluye un cuadro en donde se aprecia la similitud de comportamiento del puente de Los Peares con los puentes de Toro y Salamanca, en los que las pilas son del tipo de tabique desdoblado, empotrado al tablero.

Puente	Luces (m)	Arranque/luz	Canto clave/luz	Carga de camiones	Flecha en el centro (mm)	Flecha/luz	Carga corregida	Flecha/luz
Río Ebro (Logroño)	32-100-32	1/21,1	1/45,5	311,6 t (0,26 t/m ²)	47,50	1/2105	0,42 t/m ²	1/1303
Río Guadalquivir (Córdoba)	43,30-90-43,30	1/19,2	1/45,0	534,0 t (0,39 t/m ²)	60,00	1/1500	0,42 t/m ²	1/1393
Santa Isabel (Bilbao)	33-98-33	1/20,6	1/44,5	312,0 t (0,29 t/m ²)	56,71	1/1728	0,42 t/m ²	1/1193
Río Duero (Toro)	38-78-38	1/19,5	1/43,3	360,0 t (0,42 t/m ²)	22,91	1/3405	0,42 t/m ²	1/3405
Río Duero (Soria)	32-105-32	1/20,0	1/46,7	504,7 t (0,37 t/m ²)	48,30	1/2174	0,42 t/m ²	1/1915
Río Tormes (Salamanca)	50-100-50	1/19,0	1/45,5	380,1 t (0,29 t/m ²)	27,52	1/3634	0,42 t/m ²	1/2509
Río Sil (Los Peares)	26-2x31,54 100-54-31-26	1/18,2	1/44,4	483,0 t (0,40 t/m ²)	37,25	1/2685	0,42 t/m ²	1/2573

6. OTROS DATOS

- Administración Propietaria: Ministerio de Obras Públicas y Transportes.
- Constructora: Huarte y Cía., S.A.
- Años: 1991-1993.
- Sistema de Pretensado: Stronghold. Cables de 12 φ 15 mm.
- Materiales empleados en tablero:

Hormigón en vanos de acceso: 0,59 m³/m²

Hormigón en vanos de voladizo: 0,72 m³/m²

Acero de pretensado en vanos de acceso: 15,6 kg/m²

Acero de pretensado en vanos de voladizo: 32,5 kg/m²

Acero pasivo en vanos de acceso: 131,3 kg/m³

Acero pasivo en vanos de voladizo: 165,3 kg/m³.

La estructura consta de ocho vanos, con luces de 26-2 x 31-54-100-54-31-26 metros, sin juntas intermedias, y una anchura de 12 metros. El canto se mantiene constante, de 2,25 metros, en los vanos de acceso, y varía parabólicamente en los tres vanos centrales, de 2,25 metros a 5,50 metros, sobre las pilas nº 4 y 5.

Los vanos de acceso fueron construidos, vano a vano, sobre cimbra, apoyada en el terreno, y los vanos 4, 5 y 6 por avance en voladizo sucesivo, hormigonando las dovelas "in situ".

SUMMARY

The modernisation of the national road CN-120, from Vigo to Logroño, between Orense and Monforte de Lemos, has required the construction of a 350 m length and 75 m height viaduct, to cross the Sil river, in the point where it flows into the Miño river.

The structure, continuous, has eight spans, 26-2 x 31-54-100-54-31-26 m, and twelve meters width. It has a constant 2,25 m depth in the lateral spans, and a parabolic variation in the three central spans, from 2,25 m to 5,50 m, over piers nº 4 and 5.

The access spans were built on scaffolding, span by span, and the central spans were built by the cantilevering method, from piers 4 and 5, casting-in-place the segments, with form travelers.

RESUMEN

El acondicionamiento de la CN-120 de Vigo a Logroño, entre Orense y Monforte de Lemos, ha requerido la construcción de un viaducto de 350 metros de longitud, a 75 metros sobre el río Sil, en las proximidades de su desembocadura en el Miño.

Proyecto y construcción de la nave de almacenamiento de la estación de mercancías de Gijón

Alberto Azcón
 División de Arquitectura, Puentes y Estructuras
 Intecsa
 Juan Faraco
 Servicios Técnicos de Obras Civiles
 Dragados y Construcciones, S.A.

ANTECEDENTES

Se trata de una nave cerrada, de 198 m de longitud y 18 m de ancho, que se prolonga con dos espacios laterales cubiertos, de 7,50 m cada uno.

El diseño de la nave es obra del Ingeniero de la Consejería de Transportes del Principado de Asturias D. Aníbal Pérez Guerrero y está basado en el empleo masivo de elementos prefabricados de hormigón. La parte más significativa de este diseño es la cubierta, constituida por piezas prefabricadas, colgadas de cables parabólicos, que a su vez apoyan en 3 pórticos de hormigón, separados 66 m, y se anclan en sus extremos en elementos verticales de hormigón dispuestos al efecto a una distancia de un semivano de los pórticos extremos.

Como es habitual en estos casos, entre las condiciones de adjudicación de la obra a la agrupación Gimer, formada por Dragados y Construcciones y Ceyd, figuraba el desarrollo de un proyecto detallado que, respetando la tipología original, definiese los detalles, a fin de lograr una optimización técnica y económica de la misma, proyecto que fué elaborado por Intecsa, en contacto en el autor del diseño.

DESCRIPCION DE LA SOLUCION Y CRITERIOS DE DISEÑO

El problema fundamental que se presentó fué el de dotar a la estructura colgante de rigidez frente



Figura 1. Vista general de la nave.

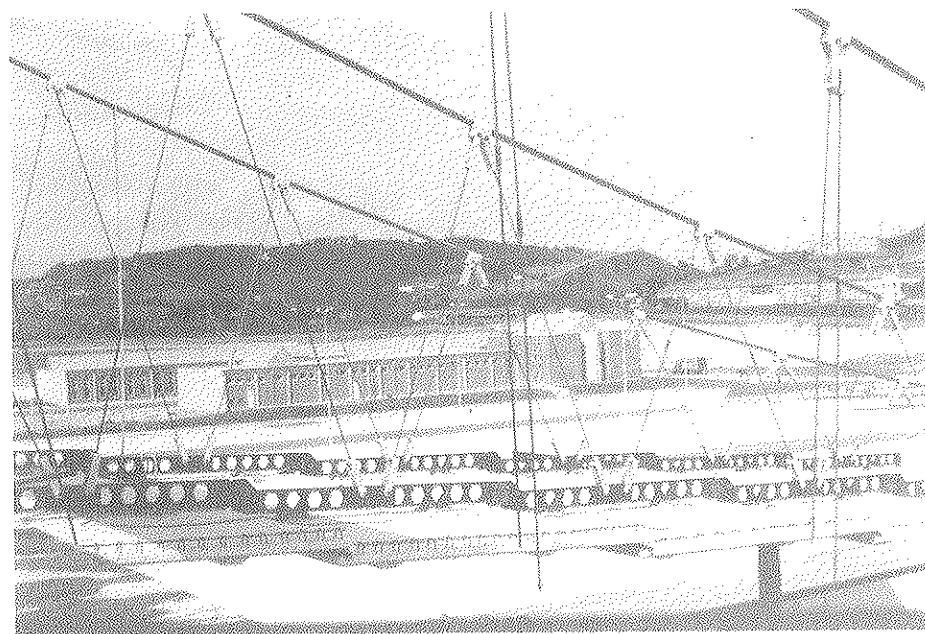


Figura 2. Vista parcial de la cubierta.

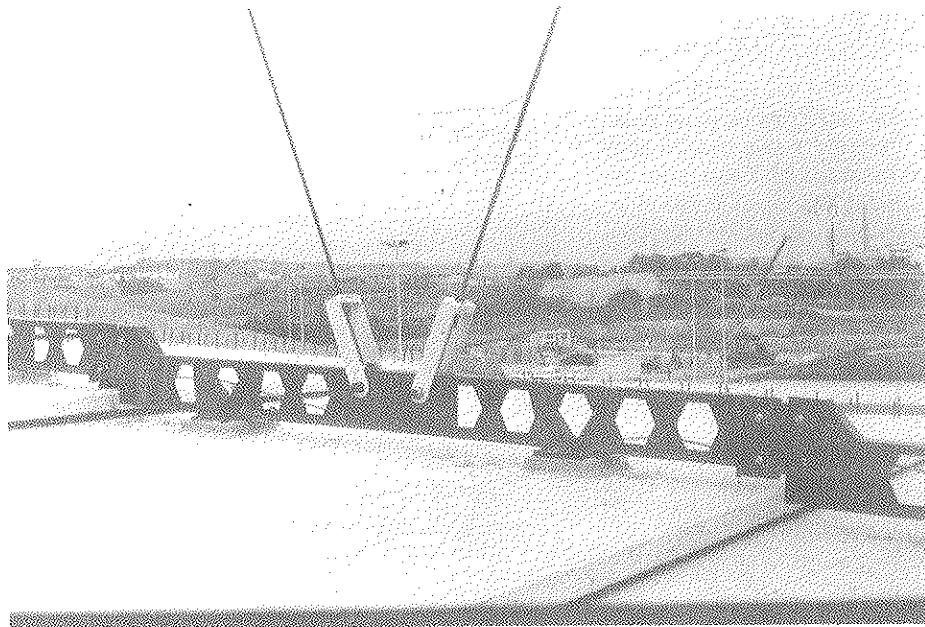


Figura 3. Viga metálica para unión y suspensión de las piezas de cubierta.

a acciones, cuya distribución diera lugar a un funicular de cargas distinto al de las cargas permanentes, que es el que conforma la geometría inicial del cable.

Para este problema se han utilizado, fundamentalmente, tres tipos de soluciones.

- La más utilizada ha sido disponer una viga de gran rigidez que distribuyese las cargas de forma que se transmitiesen a los cables de forma más favorable.
- La segunda solución se ha empleado en los puentes sobre el Severn, el Humber y el Bósforo, y consiste en disponer los péndolas for-

mando una triangulación, de forma que, frente a las sobrecargas, el conjunto de cables, péndolas y tablero, en este caso cubierta, trabaje como una gran viga de celosía.

– Finalmente, existe una tercera solución que, si bien no elimina la viga de rigidez, disminuye su importancia, y que consiste en disponer conjuntamente con los cables parabólicos, tirantes inclinados, como se hizo en el Puente de Brooklyn y que actualmente figura entre las tipologías encaminadas a superar los límites actuales de luz, siendo el ejemplo más conocido el anteproyecto de Puente sobre el Estrecho de Mesina, de 3.000 m de luz.

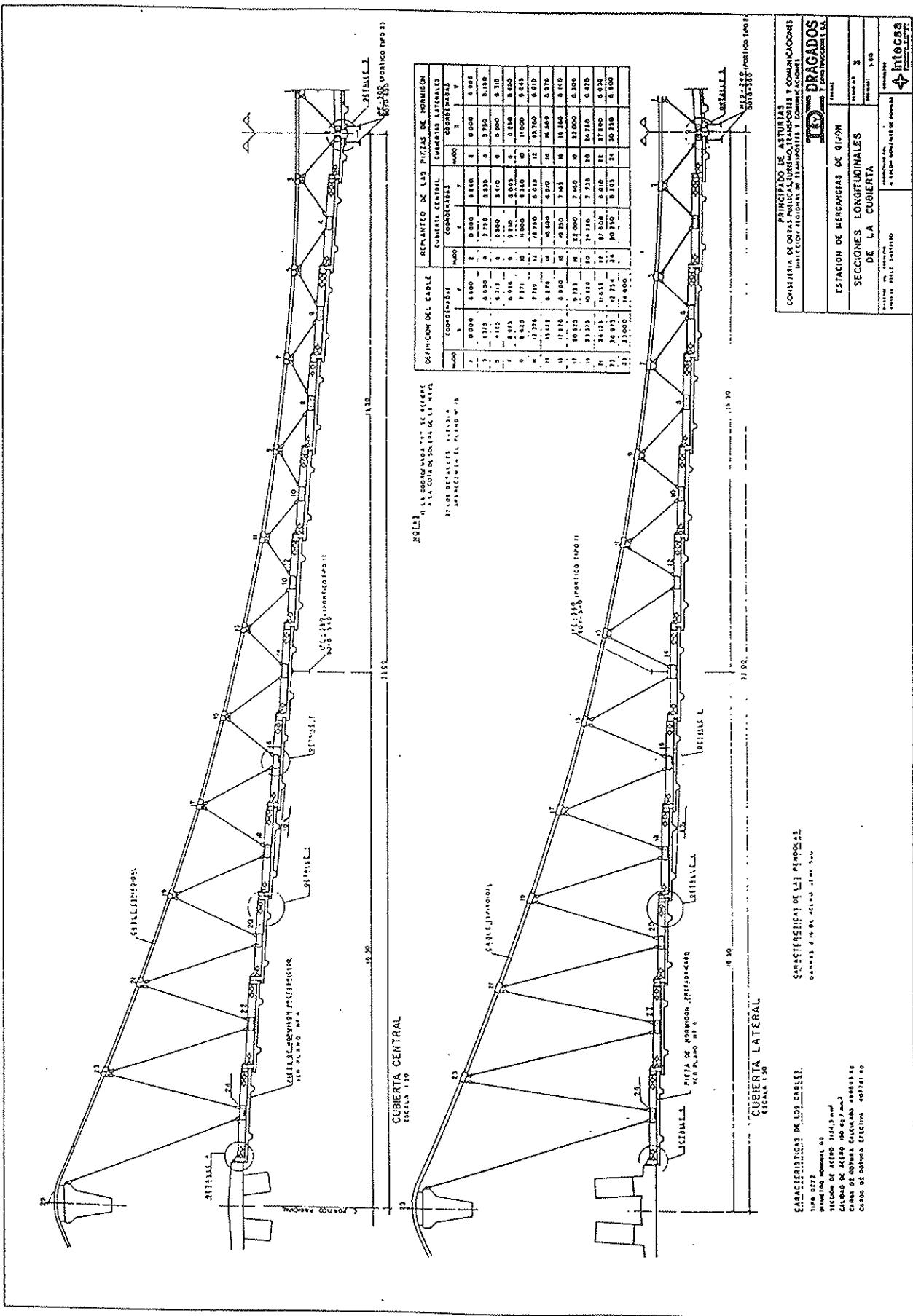


Figura 4. Estructura de la cubierta.

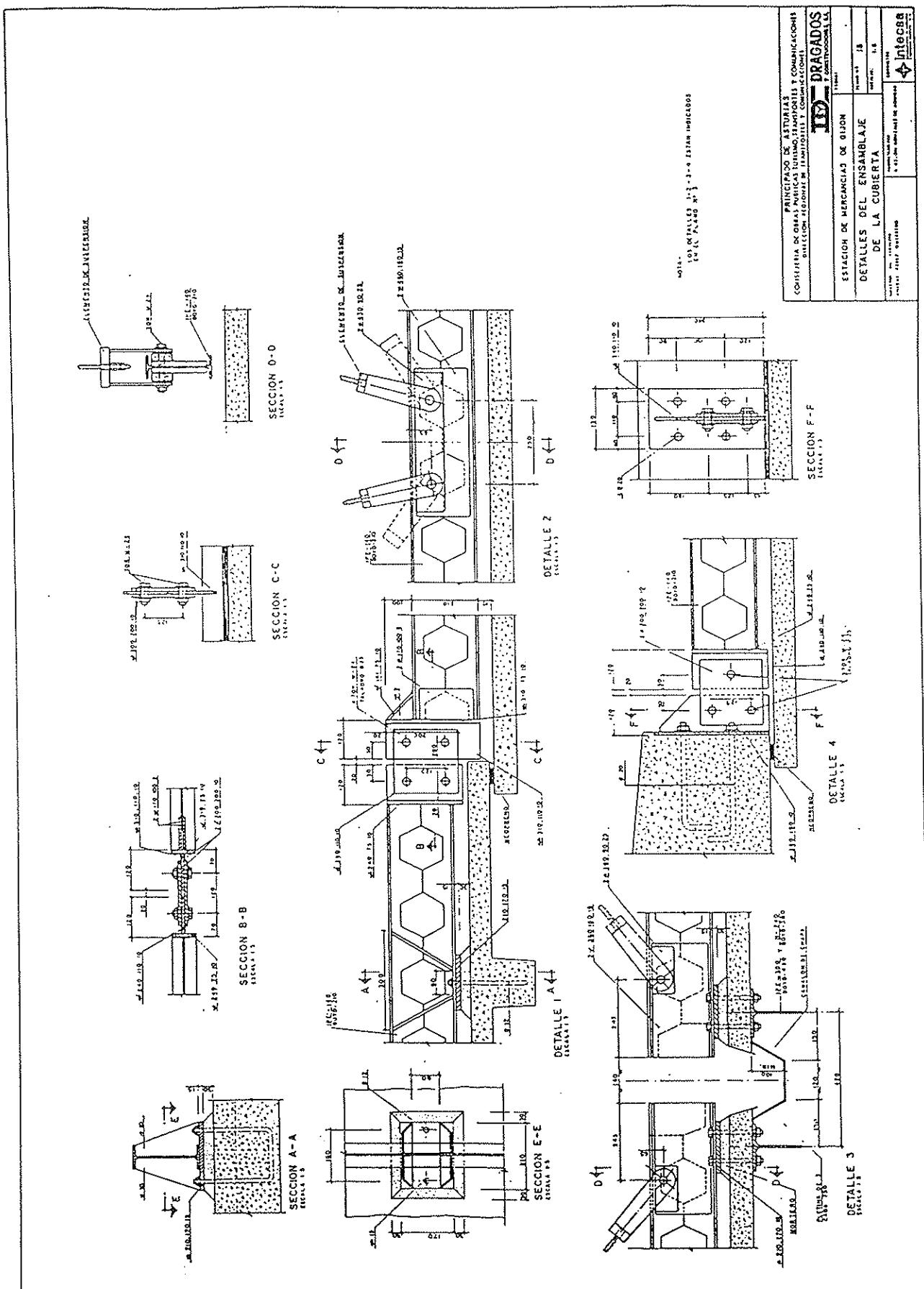


Figura 5. Detalles de las vigas metálicas de cubierta.

Para nuestro modesto caso, se desecharon cualquier solución que implicase la existencia de una viga de rigidez, ya que no había espacio para ello, y se optó por la solución a base de péndolas formando triangulación pero proyectada y construida de forma que esta triangulación solo actúa como tal para las acciones aplicadas tras la terminación de la cubierta, mientras que el peso propio de ésta es totalmente resistido por la acción funicular de los cables. (Fig. 4).

Dado que esta solución exige la existencia de un cordón inferior continuo que cierre la celosía, se dispuso sobre cada pieza prefabricada de hormigón, un perfil alveolado metálico, del que iba

suspendida y que a su vez era sustentado por las péndolas. (Fig. 5).

Estos elementos metálicos se unían entre sí mediante chapas atornilladas con 4 tornillos de alta resistencia, de los que el último de ellos no se colocaba durante el montaje, a fin de que en esta fase la unión se comportase como una articulación que absorbiese los movimientos que se producían durante la misma. (Fig. 6).

Las péndolas se proyectaron de acero redondo roscable Gewi, de calidad AEH-500 N, de 16 mm, lo que permitía regular, y en su caso corregir, su longitud. Estas barras iban cubiertas con una pintura de protección a base de resina, aplicada en

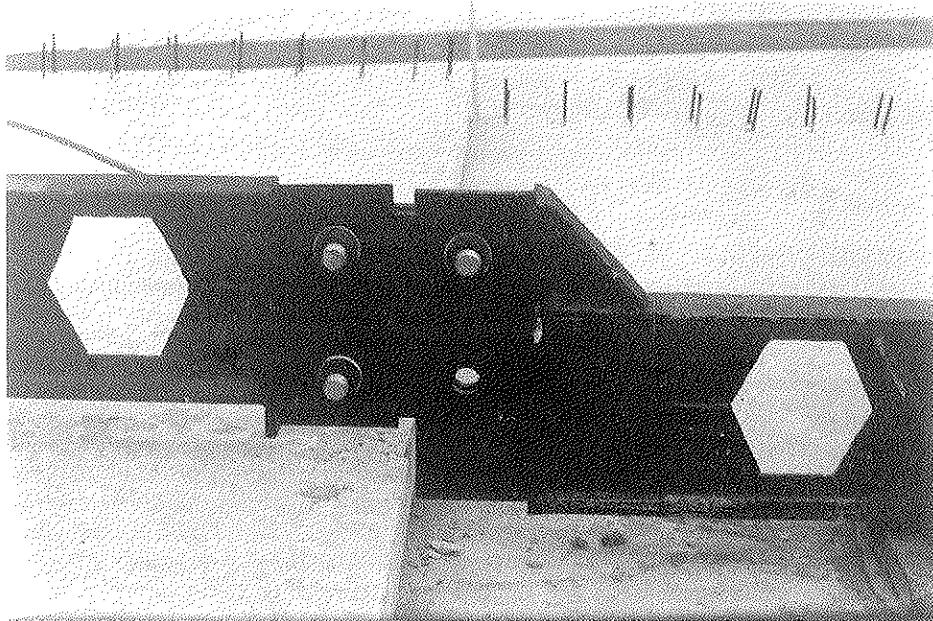


Figura 6. Vista de la unión de los elementos metálicos de cubierta.

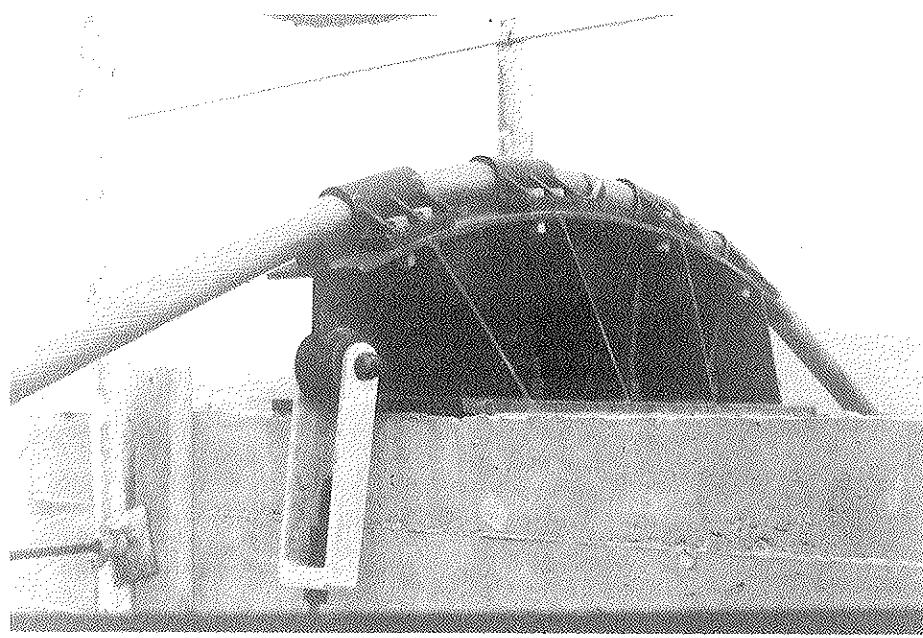


Figura 7. Silla de apoyo de los cables.

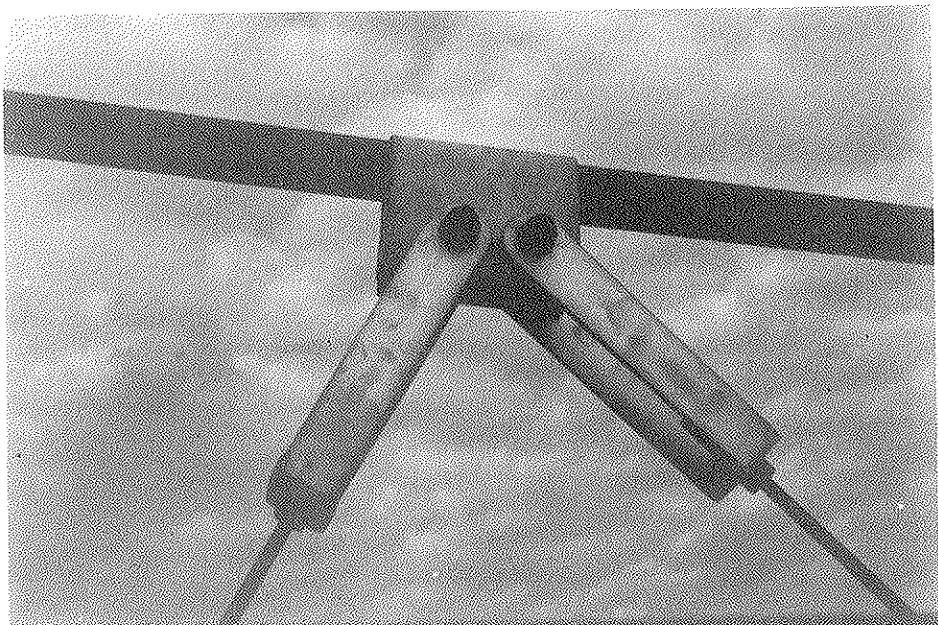


Figura 8. Mordaza de suspensión de las péndolas.

baño electrolítico, lo que obligaba, en el caso de las péndolas próximas a los pórticos, a hacerlas en dos mitades empalmadas en obra mediante manguitos roscados.

Los cables principales, en número de 8, eran de 68 mm de diámetro, de tipo cerrado, con tres capas de alambres de sección en Z, y tenían una carga de rotura calculada de 465,126 t, que una vez corregido el efecto del cableado, daba una carga de rotura efectiva de 404,615 t.

La sujeción de las péndolas a los cables se hizo mediante piezas formadas por una chapa de 6 mm, curvada, que abraza al cable por arriba y en su parte inferior dispone de dos cuadrados metálicos, de los que el inferior es fijo y sirve de soporte a las abrazaderas de las que parten las péndolas, y el superior es móvil y tiene la cara superior mecanizada para adaptarse al cable contra el que es apretado desde la pieza inferior por medio de tres tornillos tipo Allen.

De los demás elementos que constituyen la estructura principal, los pórticos constan de dos dinteles que apoyan en dos pilares dobles, abiertos en A, a fin de ofrecer una mayor rigidez y resistencia frente a las acciones perpendiculares a su plano, debidas, fundamentalmente, a las diferencias de tiro de los cables cuando el estado de cargas no es simétrico con relación a dicho plano. Estos dobles soportes se sitúan justo en la cara exterior de la fachada, por lo que los dinteles vuelan, con relación a los mismos, la longitud necesaria para cubrir el vuelo de las cubiertas laterales.

De los dos dinteles, el superior sirve de apoyo a las silletas metálicas de los cables y está pretensionado con 6 cables de 7 torones de 0,6". Su sección es en T, con un ancho de cabeza de 1,20 m y un

canto variable entre 1,50 y 1,80 m. El ancho de 1,20 viene obligado por las dimensiones de las silletas de apoyo y, al mismo tiempo, es muy útil para resistir la flexión horizontal debida a las acciones indicadas anteriormente.

El dintel inferior, por su parte, se utiliza como elemento fijo del que parte la cubierta, al que se fijan, mediante una unión atornillada articulada, los elementos metálicos de las piezas de cubierta. La sección de este dintel es en π en el vano y en π invertida en los voladizos, debido a la diferencia de altura de ambas cubiertas. En ambos casos, las almas de las π se sitúan en los planos medios de los soportes y se corresponden entre sí a fin de permitir la continuidad en la transmisión de esfuerzos.

Los últimos elementos de los que se compone la estructura principal son los contrafuertes que soportan los anclajes extremos de los cables, cada uno de los cuales soporta un tiro horizontal máximo de 86,12 t. Estos elementos están formados por un soporte vertical con una gran cabeza en su parte superior en la que se ancla la terminal del cable y de la que parte un tirante posterior formado por dos tubos de acero, de 175 mm de diámetro y 7 mm de espesor, cuya misión es transmitir a la cimentación la componente horizontal del tiro. El anclaje de las terminales de los cables se efectúa mediante 4 barras Dywidag, de 40 mm de diámetro, envainadas, que se anclan a su vez a una chapa de 500 x 600 x 20, reforzada con otras 4, de 200 x 200 x 20, y situadas en la parte posterior de la cabeza. Por su parte, el anclaje de los tubos metálicos se efectúa mediante chapas longitudinales y transversales, soldadas a los mismos en la parte embebida en el hormigón.

La elección de este tipo de tirante obedece a un

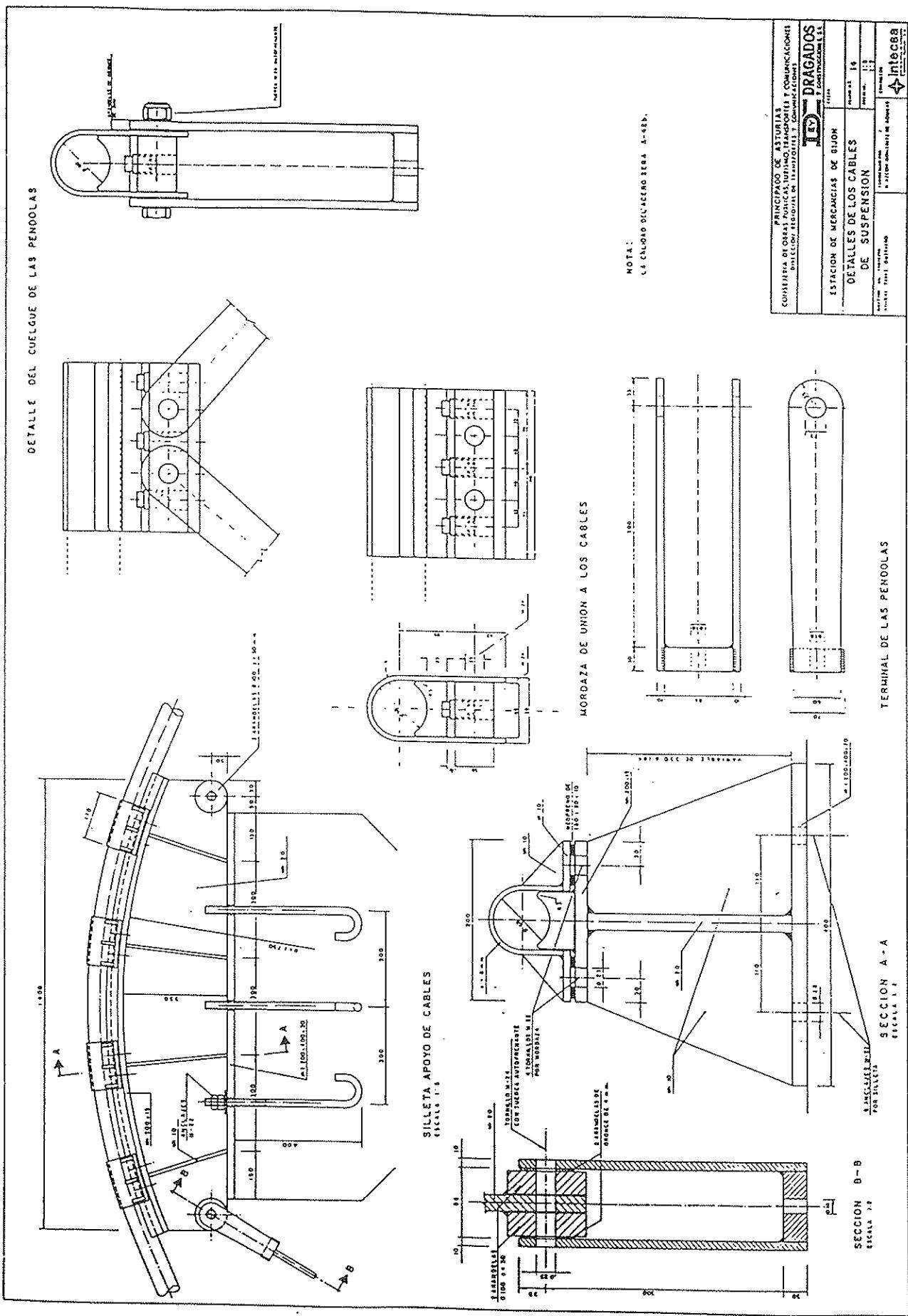


Figura 9. Plano de la silleta y elementos de suspensión.

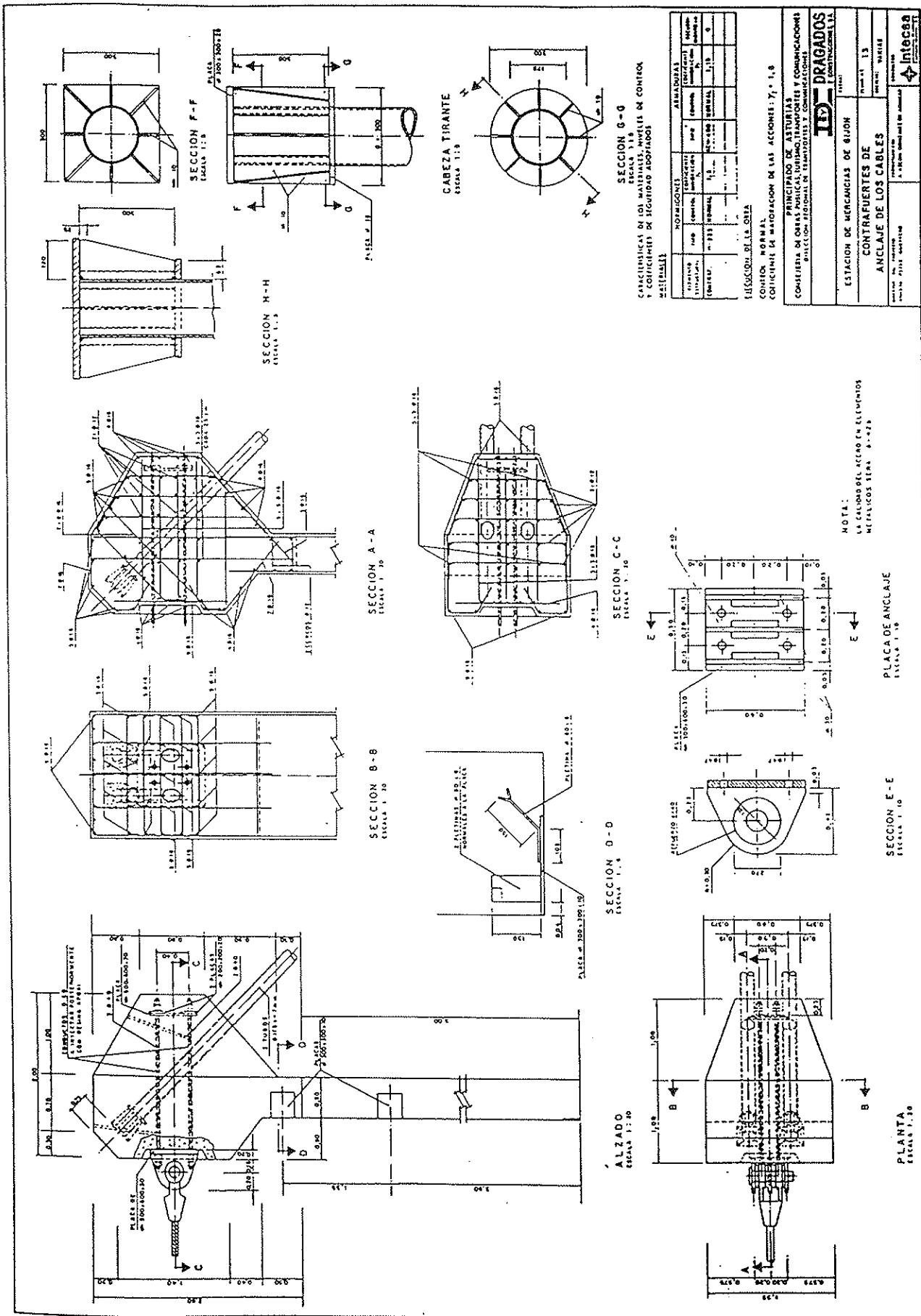


Figura 10. Contrafuerte de anclaje de los cables.

doble criterio. En primer lugar, debía ser un tirante pasivo, pues uno activo obligaría a una puesta en carga gradual, en función de los esfuerzos que fuese transmitiendo el cable a lo largo del proceso constructivo, lo que resulta laborioso y delicado, y aun así, no se evitarían desequilibrios de esfuerzos que generarían momentos de cierta importancia en el soporte de hormigón. El segundo criterio aconseja un tirante con sección suficiente para que las deformaciones debidas a las variaciones de los esfuerzos se mantengan dentro de límites razonables.

Con relación al control de las deformaciones, se estudió incorporar, a la terminal de los cables, algún dispositivo que permitiera regular la longitud de los mismos; sin embargo, una vez vistas las tolerancias que aseguraba el fabricante del cable y la complicación y encarecimiento que supondría la incorporación de un elemento de este tipo, se decidió no utilizarlo.

Todo el conjunto de elementos de anclaje correspondientes a cada extremo de la nave, van situados sobre una gran losa nervada de hormigón, de 2,75 m de altura total, que resiste los esfuerzos transmitidos por gravedad. Esta losa apoya directamente sobre el terreno firme, en el extremo Sur; mientras que en el extremo Norte, al estar este terreno más profundo, la losa apoya sobre dos muros transversales; uno, situado en la parte frontal, que está provisto de contrafuertes en correspondencia con los nervios de la losa, para resistir los esfuerzos cortantes y de flexión gene-



Figura 11. Vista posterior de los contrafuertes.

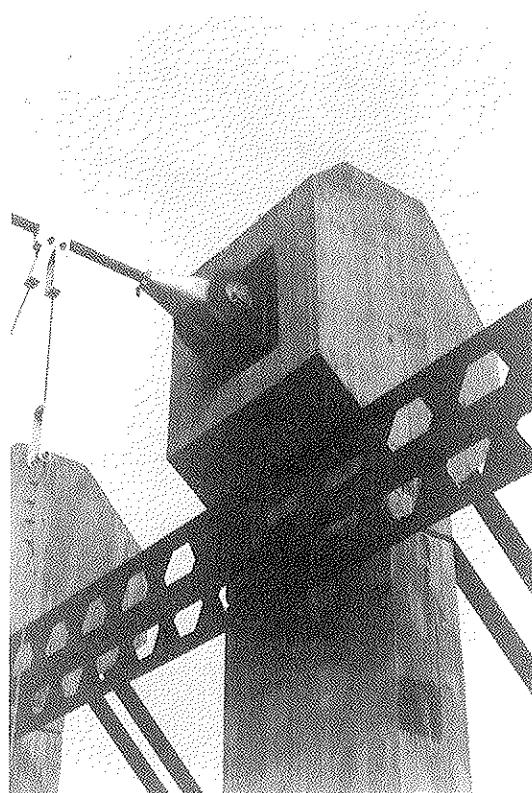


Figura 12. Unión del cable al Contrafuerte.

rados por el tiro de los cables; mientras que el segundo, situado bajo los anclajes de los tirantes inclinados, tiene solo una misión de apoyo vertical y es de espesor constante.

A parte de la estructura principal descrita se ha dispuesto una estructura secundaria formada por unos pórticos metálicos situados en el centro y cuartos de la luz, cuya misión principal es ofrecer una coacción a los movimientos transversales, frente a lo que la estructura principal es muy débil y flexible. De estos pórticos, el correspondiente al centro de cada vano se emplea para alojar en el interior de su dintel de doble alma el canalón de desagüe de la cubierta, cuya pendiente converge en este punto.

Ya se ha descrito anteriormente la cimentación de los contrafuertes de amarre de los cables. Los demás elementos estructurales se cimentan sobre zapatas, de 1,20 m de canto, cuya cara superior se sitúa 30 cm bajo la cota de solera, que apoya sobre pozos de hormigón pobre que transmiten las cargas a la base de roca firme.

En el caso de los pórticos secundarios, cuya reacción vertical es muy pequeña, la condición de seguridad al vuelco hubiera exigido una zapata demasiado grande, por lo que se dispuso una viga de atado transversal, de 0,80 x 1,20, para resistir el momento.

Finalmente, la cimentación de los elementos no estructurales de fachada se efectúa sobre zapatas

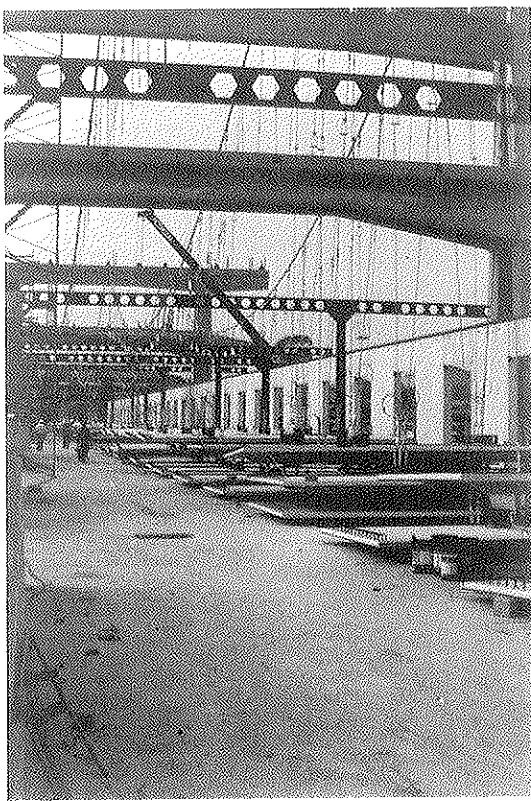


Figura 13. Vista del interior de la nave durante la construcción, con las piezas prefabricadas colgando de los cables antes de su izado a la posición definitiva.

apoyadas directamente sobre el relleno y separadas mediante juntas de la cimentación de la estructura.

En el curso del estudio de este proyecto se

desarrolló un procedimiento de cálculo que permite la utilización de un programa convencional de cálculo de estructuras para el análisis de estructuras de tipo funicular.

Es conocido que, en este tipo de estructuras, la reacción frente a las acciones exteriores se produce, fundamentalmente, por una modificación de la geometría del cable, mientras que los efectos de la deformación de éste, solo son importantes cuando las acciones varían de forma homotética.

Naturalmente, este comportamiento está en contradicción con las bases de los programas de cálculo matricial universalmente utilizados, que se basan en admitir que los efectos de la variación de geometría son despreciables. Sin embargo, si asimilamos el cable a una estructura con una gran rigidez a flexión que elimine las deformaciones por este concepto, pero dotada de una deformabilidad a esfuerzo cortante definida por un valor de $A_y \times G$ igual a la tensión del elemento de cable, vemos que, al componer el esfuerzo cortante que aparecería al aplicar una distorsión en el elemento de cable, con el esfuerzo axil del mismo, la resultante coincide con el esfuerzo axil en la posición deformada. Obviamente, como resultado del cálculo aparecen momentos y cortantes en el cable que cobran sentido teniendo en cuenta que son los esfuerzos de la estructura deformada referidos a la geometría inicial de la misma.

Naturalmente, siendo el comportamiento de estas estructuras esencialmente no-lineal, habría que efectuar varias pasadas para llegar a la solución. Sin embargo, en el caso corriente en que las sobrecargas son poco importantes con relación a las cargas permanentes se obtienen resultados aceptables en la primera iteración.

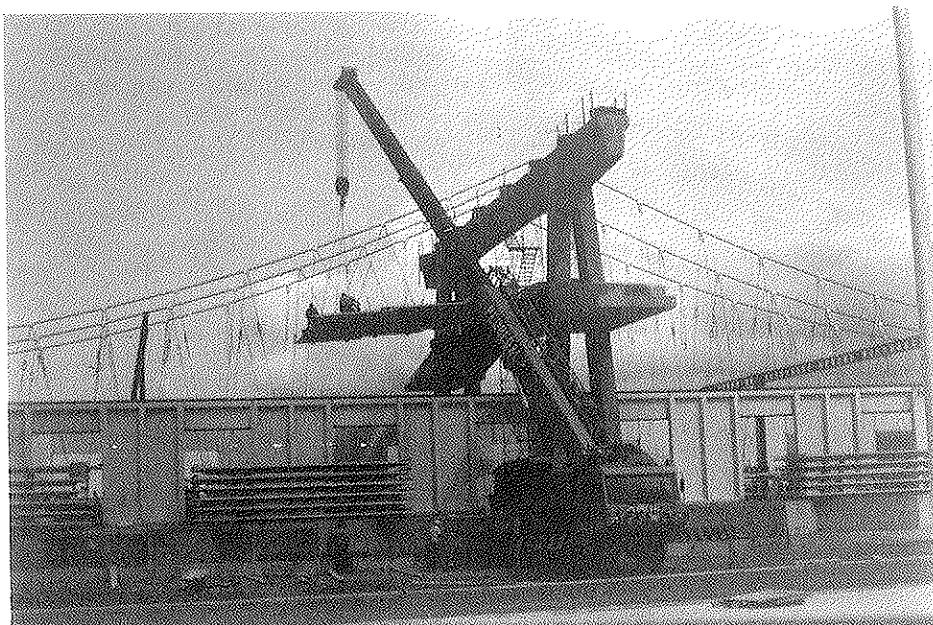


Figura 14. Vista exterior del izado de una pieza de cubierta.

CONSTRUCCION DE LA CUBIERTA

Obviando la construcción de la estructura de hormigón, que no presentó características dignas de interés, se describe la elaboración y colocación de los cables principales y el montaje de la cubierta.

Los cables fueron construidos por Franco-Española de Alambres y Cables, en su factoría de Bilbao, y tras ser sometidos a un esfuerzo inicial de 122 t, equivalente al 30% de la carga efectiva de rotura del cable, para eliminar la deformación noval se les aplicó una carga de 74 t a cables de la cubierta principal, y de 60 t a los de las cubiertas exteriores, cargas que corresponden al esfuerzo medio de los cables bajo el peso de montaje de la cubierta. Estas operaciones se efectuaron sobre cables de longitud superior a la definitiva, en los que en un extremo se había instalado el terminal de mazatorta definitivo y en el otro uno provisional.

Sobre los cables sometidos a los esfuerzos medios de montaje, se midió la longitud total de 204,984 m y, tras relajar la carga, se montó el segundo terminal y se volvió a aplicar la tensión media de montaje, comprobando que la desviación, respecto a la longitud teórica, no superaba la tolerancia establecida de ± 60 mm.

Finalmente, manteniendo los cables bajo esta tensión, se marcaron sobre éstos las secciones de apoyo en el centro de las silletas y, posteriormente, la posición de las mordazas de cuelgue de las péndolas, de acuerdo con las longitudes calculadas previamente y corregidas para tener en cuenta las diferencias de longitud total.

Todas estas secciones se marcaron de forma indeleble, con distinto color para las silletas y abrazaderas, para evitar confusiones.

Una vez los cables a pie de obra, se extendieron paralelamente al eje de la nave, se colocaron las mordazas y las péndolas y se levantaron por medio de una grúa dejándolas apoyadas sobre el dintel del pórtico junto a las silletas y con los extremos colgando. En una segunda fase, se colocaban sobre las silletas de forma que, en los pórticos extremos, la sección media de apoyo quedará desplazada hacia los vanos exteriores. A continuación, se llevaron los terminales, con ayuda de un Tractel, a los contrafuertes, donde fueron fijados, para finalmente corregir la posición sobre las silletas y fijarlos a las mismas mediante unas mordazas previstas al efecto. (Fig. 7).

La siguiente operación era, sin duda, la más delicada de todo el proceso. En efecto, el proceso habitual de montaje por el procedimiento de avance, era prácticamente inaplicable a causa de la variación de forma del cable durante el mismo.

Antes de adoptar una solución definitiva, se estudiaron otras posibilidades, como la colocación

de las piezas prefabricadas en su posición definitiva sobre cimbra, para ir transfiriendo su peso a los cables de forma gradual por medio del roscado de las péndolas, solución que fué desechada a causa de su excesivo coste.

También se estudió disponer cables auxiliares que anclasen los cables principales a la cimentación, a fin de limitar las variaciones de forma durante el proceso. Sin embargo, esta solución, si bien paliaba el problema, no lo resolvía por completo y la presencia de los tirantes auxiliares resultaba muy molesta para la manipulación de las piezas.

Finalmente, se optó por una solución, que, posteriormente, se mostró acertada, permitiendo un montaje sin incidencias destacables y con un ritmo satisfactorio.

El procedimiento consistía en colocar todas las piezas en el suelo de la nave en la vertical de su posición definitiva, aunque al solaparse hubo que colocarlas en dos planos distintos, de forma alterna, para lo que se utilizaron pequeñas banquetas. Una vez colocadas, se unieron a los extremos de las péndolas que colgaban de los cables, mediante cables provistos de tensores a los que se les fué dando carga de forma gradual hasta que empezaban a despegarse de sus apoyos, repitiendo la operación con aquellas piezas que en el proceso habían vuelto a quedar apoyadas, hasta conseguir que todas quedasen en la misma situación, para

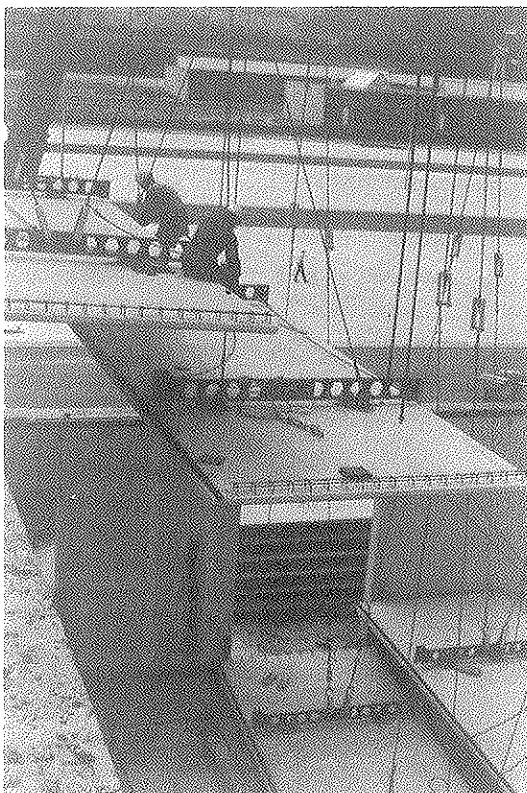


Figura 15. Izado de una pieza visto desde el pórtico.

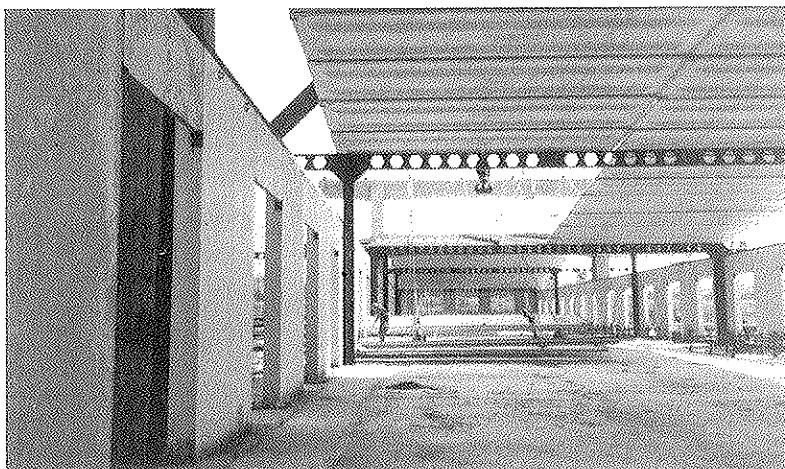


Figura 16. Interior de la nave parcialmente cubierta.

dar una pasada final aumentando la separación sobre los apoyos provisionales a unos 5 cm, con lo que los cables principales recibían el peso total y adoptaban su forma definitiva. (Fig. 13).

A partir de aquí, se iban subiendo las piezas una a una mediante grúa, colgándolas de las péndolas, cuya longitud estaba marcada previamente, y uniéndolas, mediante los perfiles metálicos, a la cubierta ya montada. Naturalmente, durante el izado de las piezas se produce una variación transitoria de la carga sobre los cables, cuyos efectos carecen de importancia. (Figs. 14 y 15).

Posteriormente, se procedió a la unión con los pórticos secundarios metálicos, para finalizar anulando las articulaciones entre los elementos metálicos de las piezas mediante la colocación del cuarto tornillo, previamente a aplicar las cargas permanentes correspondientes al sellado e impermeabilización de la cubierta.

CONCLUSION

Se ha presentado un ejemplo de estructura singular, en cuyo proyecto y construcción ha habido que estudiar distintos aspectos poco habituales para los que se han desarrollado soluciones que se han expuesto detalladamente, resaltando el proceso seguido en la génesis de las mismas.

AGRADECIMIENTOS

Los autores agradecen la colaboración en el desarrollo del trabajo descrito, en primer lugar, del autor del diseño previo y Director de la Obra D. Aníbal Pérez Guerrero, del Jefe de Obra D. Mauricio López Viladrich, así como de las oficinas técnicas de Dalcasa y Franco Española de Alambres y Cables, fabricantes de los cables principales y Precesa suministrador de los elementos prefabricados de hormigón.

RESUMEN

Se describe el Proyecto y la Construcción de

una Nave, de $198 \times 18 \text{ m}^2$, cuyo elemento más significativo es la cubierta, de 6.500 m^2 , contando la parte que vuela a ambos lados de la nave, formada por piezas prefabricadas, de hormigón, suspendidas de 8 cables parabólicos.

En el artículo se analizan los problemas inherentes a este tipo de estructuras, tanto desde el punto de vista de proyecto como de ejecución, describiendo la solución adoptada, tanto en la concepción global de la misma, como en la definición de los distintos elementos que la componen, incluyendo los detalles constructivos más importantes.

También se incluye una breve descripción del procedimiento de cálculo utilizado, que permite tener en cuenta el efecto del cambio de forma del cable, usando un programa convencional de cálculo de estructuras.

Finalmente, se describe el proceso constructivo de la cubierta, desde la fabricación del cable a la terminación de la misma.

SUMMARY

This paper deals with the Design and construction of a warehouse of $198 \times 18 \text{ m}^2$ which most significative feature is its suspension roof of 6.500 m^2 including two lateral strips over the decks for loading and unloading.

The roof is built of precast element of concrete hanging from 8 parabolic cables.

The problems of design and construction of this kind of structures are analysed and the chosen solution described, including details of the main structural members.

It is also included a brief description of a method of calculus developed for introducing the effect of shape changing in cables in conventional computer programs.

It is finally described the erection process of the roof.

Cubiertas tensadas enmarcadas

Félix Escrig
Dr. Arquitecto
Francisco Duarte
Arquitecto

El gran éxito que las cubiertas tensadas textiles han experimentado para solucionar de una forma económica el problema de las grandes luces, se ha potenciado por sus aportaciones a formas nuevas, por la posibilidad de acabados brillantes sin recurrir a recubrimientos posteriores y por los avances tecnológicos que suponen los nuevos materiales de altas resistencias y gran durabilidad.

Sin embargo, con la experiencia de tantas aplicaciones concretas se han ido decantando una serie de problemas que en la práctica las van excluyendo de algunos proyectos y que frenan el uso.

En primer lugar, las formas versátiles que permiten se han convertido en su principal enemigo. La gran libertad de su morfología ha producido descontrol en el diseño y ha resultado determinista como consecuencia inmediata de sus tensiones. Es más fácil dejar que libremente surja la geometría a partir de unas condiciones de contorno por algoritmos matemáticos, que imponerse una disciplina dimensional que ordene el conjunto. El resultado es que se promociona como independencia lo que es arbitrariedad y que la imagen queda carente de una coherencia global.

En segundo lugar, existe el problema estructural de que incrementar las tracciones del conjunto desde el exterior, implica incrementar las compresiones en los mástiles para mantener el equilibrio. Subir los esfuerzos a los puntos altos, para luego descenderlos por piezas de gran longitud es una contradicción aparente. En la cimentación esa contradicción se hace más explícita. Disponer de anclajes para fuertes tensados, y cimientos para compresiones, con cargas y equilibrio de las tracciones, triplica el coste estructural y, dependiendo del tipo de suelo, quintuplica el presupuesto.

En tercer lugar, aunque todas las construccio-

nes precisan de mantenimiento, bien sabemos que, por desgracia, éste sólo se aplica para la reposición y raramente en la prevención. Nuestras estructuras no admiten ésto. Requieren revisiones periódicas, retensados y reparaciones o limpieza frecuentes. Los clientes son muy sensibles a los costes de mantenimiento, aunque ello implique ahorro en la inversión inicial. Por supuesto, podríamos hacer una relación mucho más extensa de las ventajas que justifican su popularidad.

Pero precisamente por ello, hacemos hincapié en un tipo de estructuras que aprovecha las ventajas y minimiza los inconvenientes. Son los tensados enmarcados. Consisten en estructuras de barras, o de barras y cables, que llenan sus huecos de material textil. Estos huecos llegan a tener dimensiones grandes. Con ello se consiguen sistemas integrados, autoequilibrados, que no transmiten más acciones a la cimentación que las que transmitiría una estructura rígida con las mismas condiciones de apoyo.

Describimos algunas de las ventajas específicas de este tipo de estructuras:

- Economía ligada al bajo precio del material de cubierta que no resulta penalizada por la complejidad de la cimentación.
- Puesta en tensión de toda la estructura, lo que hace que todos sus elementos tengan colaboración activa y no haya piezas pasivas.
- Modulabilidad, que permite la seriación y el control de la forma.
- Permite con facilidad una doble cubierta, con lo que mejora su comportamiento aislante.

El diseñador que más habilidad ha demostrado en la solución de estas tipologías es Host Berger con obras tan significativas como la Tienda

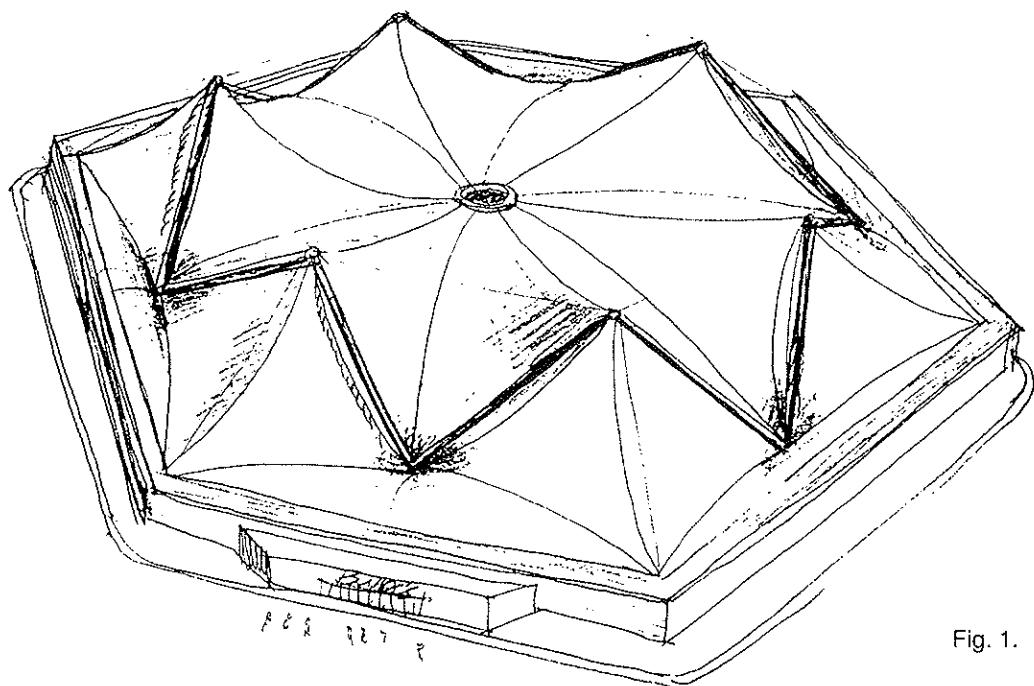


Fig. 1.

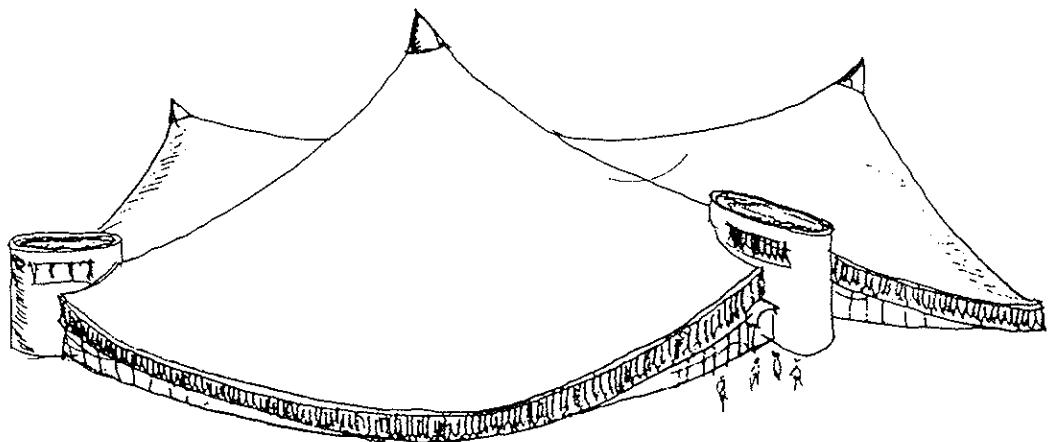


Fig. 2.

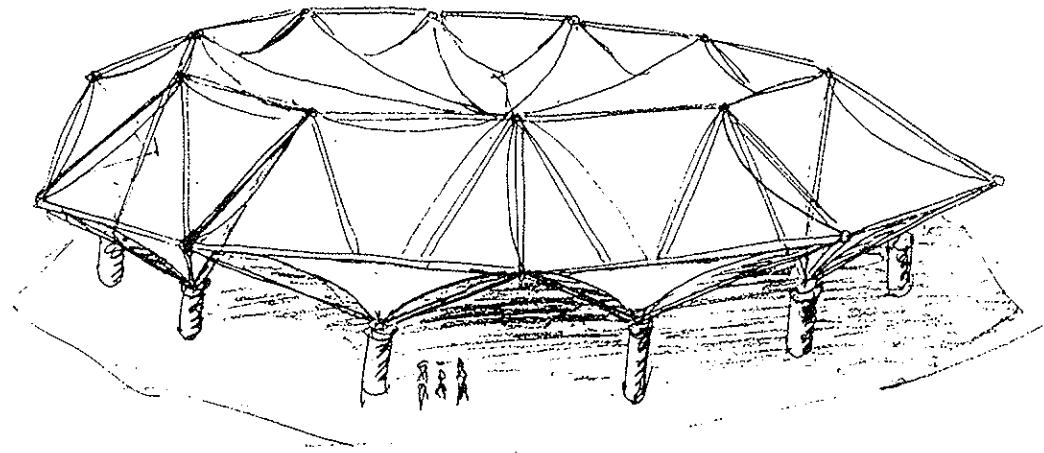


Fig. 3.

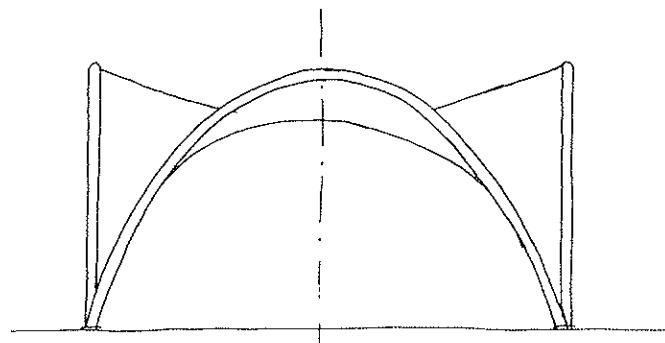


Fig. 4.

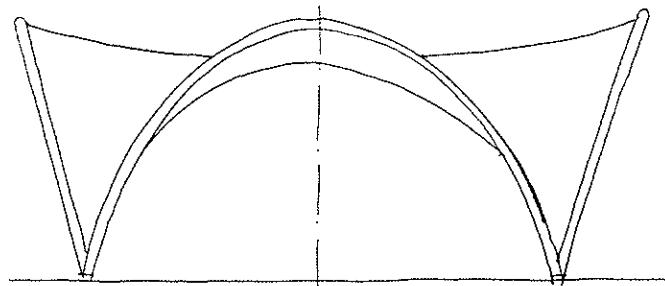


Fig. 5.

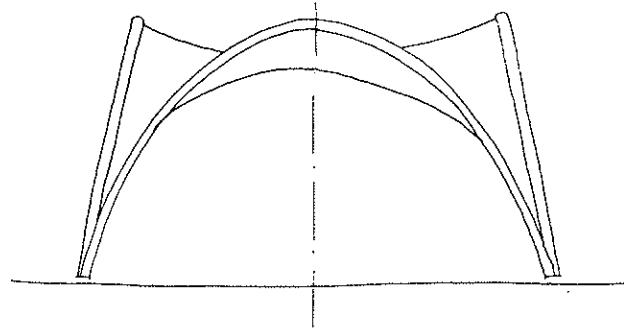


Fig. 6.

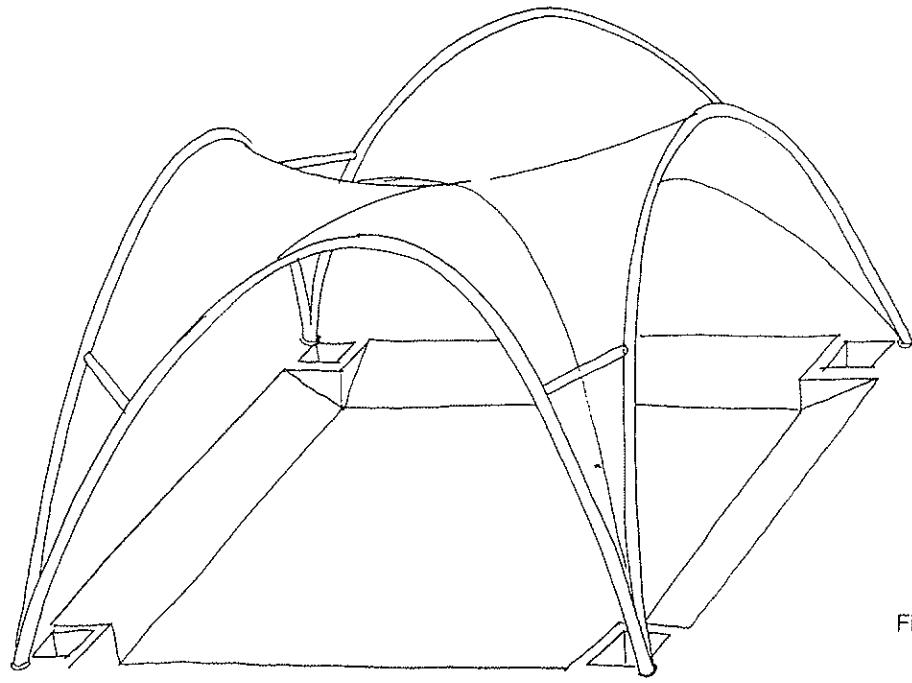


Fig. 7.

Bullocks, en S. Mateo, California (Fig. 1), el Colegio La Verne, en California (Fig. 2) o la pista de baile del Sea World, en S. Diego, California (Fig. 3).

En general, las obras más difundidas se han resuelto en los interespacios de mallas de barras de grandes longitudes. Pero es en las formas creadas por barras curvas en donde se alcanza mayor versatilidad.

Vamos a describir un caso concreto, resuelto con eficacia.

Se trataba de cubrir tres plazas, de 20 x 20 m², frente al pabellón de los Descubrimientos, en la EXPO' 92, con unas cargas que dieran sombra y protegieran frente a la lluvia.

Nos propusimos unos requisitos básicos:

a) Cubrir la máxima superficie, con altura

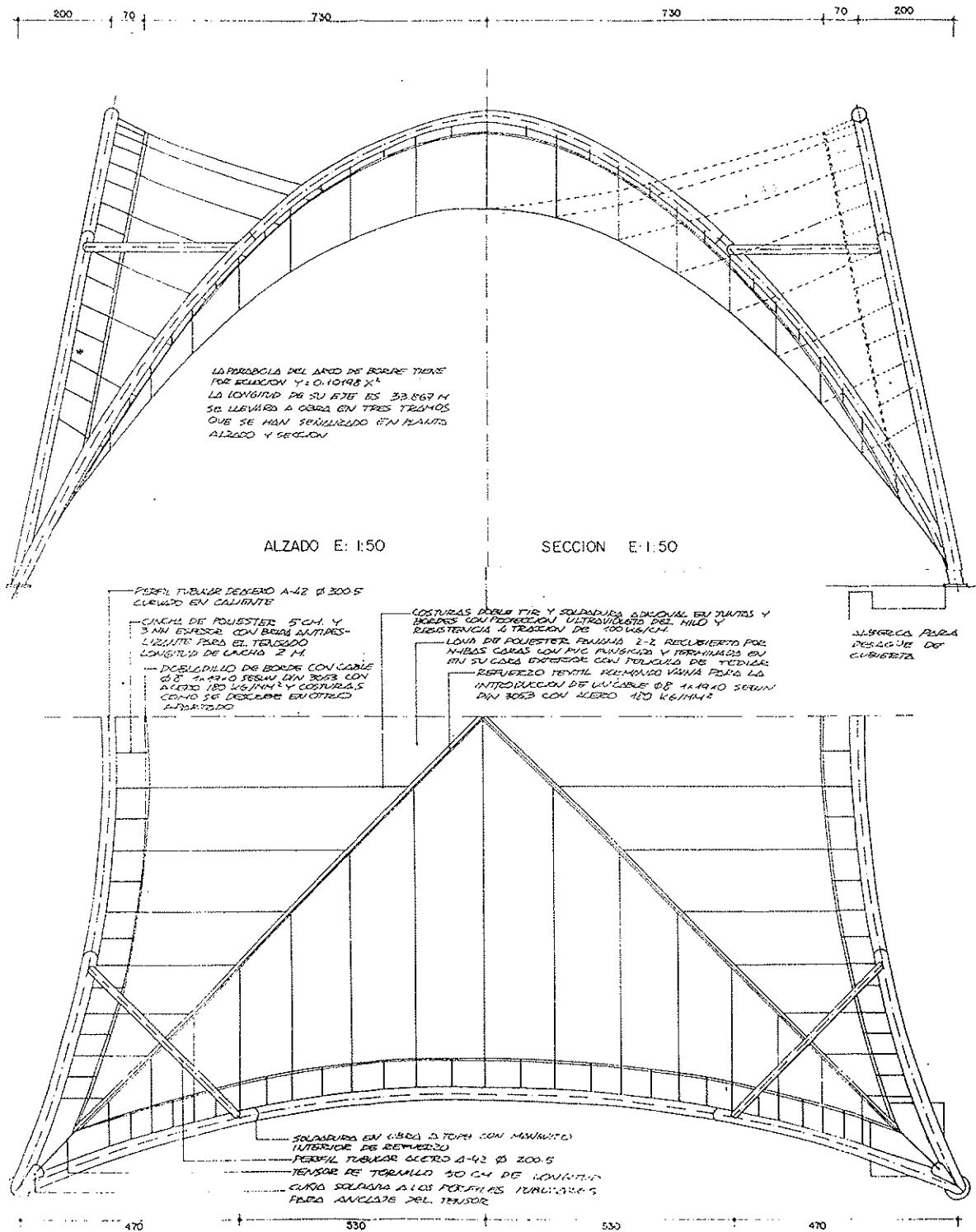
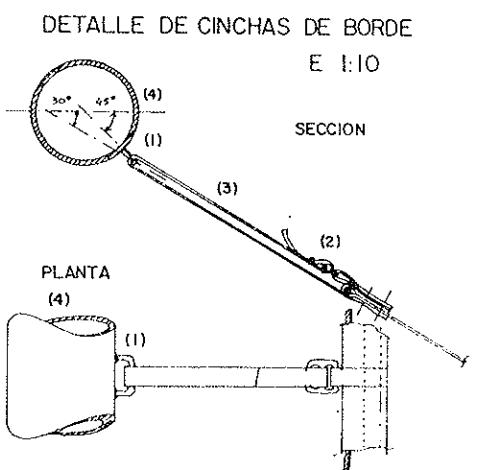


Fig. 8.



DETALLE DE APOYO VISTO DESDE EL INTERIOR. E. 1:25

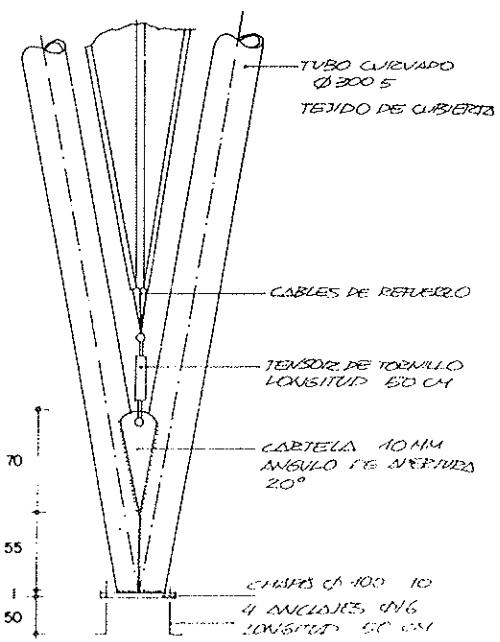


Fig. 9.

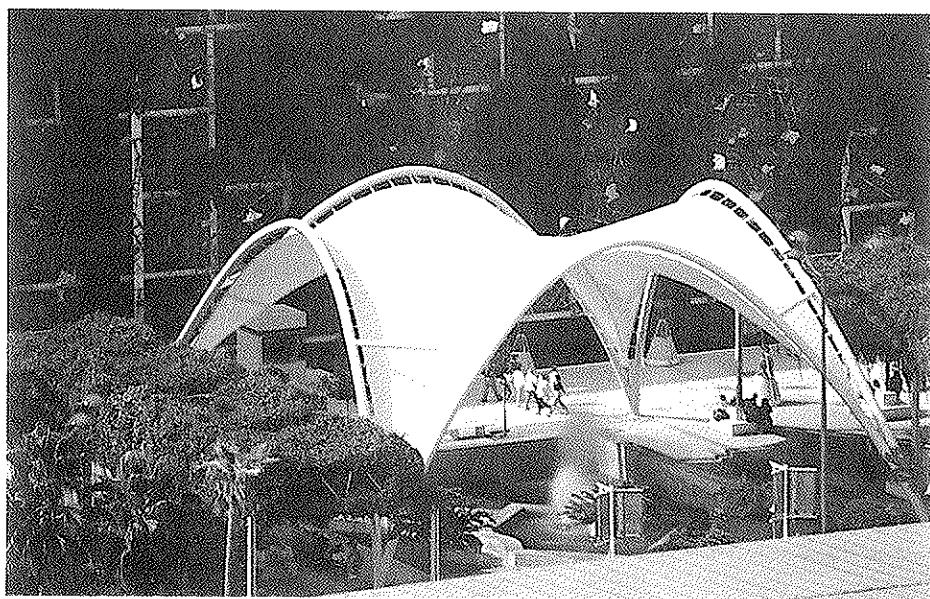


Fig. 10.

mínima de 7 m.

- b) Forma regular y equilibrada, pero que transmitiera sensación de dinamismo.
- c) Construcción sencilla y mínimo número de elementos.
- d) Cumplir requisitos funcionales básicos, como una evacuación de aguas hacia puntos colectores.
- e) Incorporación de aspectos de diseño arquitectónico.

Elegimos una forma con doble eje de simetría y alzado parabólico. De las tres soluciones la de la Fig. 4 responde a un esquema demasiado estático, la de la Fig. 5 invade las calles con los vuelos, interrumpiendo la existencia de otros elementos urbanos y la de la Fig. 6 se ciñe muy estrictamente a la superficie disponible, tiene movimiento y se integra en una voluntad de diseño global de la calle.

Para evitar los bordes indefinidos, los rematamos con un tubo de acero, redondo en sus dimensiones. Estos arcos se unen a una chapa de cimen-

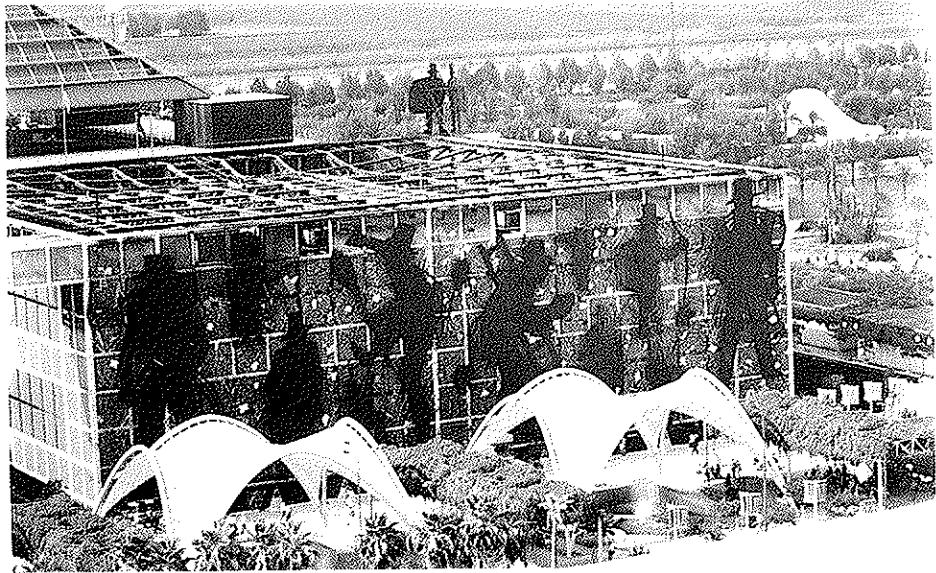


Fig. 11.

tación por simple soldadura. Para que no cuelguen debido a la tracción del textil, están acodados entre sí a media altura (Fig. 7). El textil se conectará a los tubos mediante cinchas atadas a un pequeño tubo interior paralelo a los arcos. La tensión se aplicará manualmente. El tensado principal se hará desde los puntos bajos que reciban de limahoyas hasta unas cubetas que hay al pie de los apoyos.

Las acciones previstas son:

- Pretensión de 300 kg, en cada cincha.
- Carga de nieve, 40 kg/m².
- Acción de viento de 100 kg/m², multiplicada por los cosenos directores de las normales a la superficie.
- Incrementos térmicos de ± 30°.

Los resultados obtenidos dan una seguridad suficiente, con un dimensionamiento que se hacía por criterios morfológicos y no de optimización.

Las reacciones máximas en la cimentación son de 10 t verticales y 2 t horizontales.

En la Fig. 8 se muestra un esquema del diseño concreto, mientras que en las Figs. 9, 10 y 11 algunos aspectos del proyecto en ejecución o terminado.

El coste de ejecución material, en 1991, fue de 11.000.000 pts., para tres módulos repetidos, lo que se traducía en una repercusión de 9.200 pts/m².

El conjunto lleva dos años sin el más mínimo mantenimiento y se aprecia la conveniencia de retensar las cinchas, operación elemental pero que por el momento se descuida. Este sigue siendo el punto más débil de estas tipologías.

RESUMEN

Las cubiertas tensadas han experimentado un gran desarrollo debido a su ligereza, variedad formal, amplitud de luces y economía.

Sin embargo, en algunos aspectos no son buenas soluciones. Su forma está a veces incontrolada, sus cimentaciones son complicadas y a veces en tracción. Y son difíciles de mantener y reparar.

Las cubiertas tensadas enmarcadas son, a veces, una alternativa mejor. Dan estructuras modulares, geometrías más regulares y esfuerzos mejor equilibrados que evitan los anclajes.

Se describe una solución sencilla que muestra estas ventajas.

SUMMARY

Tensile structures have achieved a great success due to their lightness, formal variety, wide span and economy.

Nevertheless, in some aspects they are not good solutions because their form, not always controlled, their complex foundations, some of them in tension, and the difficulties of repair and maintenance.

Edged tensile structures can provide, in many cases, a better solution. They provide repeatable structures, forms with a regular geometry and a well balanced equilibrium of forces that avoids anchoring.

A simple example built with these considerations is presented to show the advantages of the scheme.

Nueva publicación de la Fundación "Centro de fomento de actividades arquitectónicas" Escuela Técnica Superior de Arquitectura, Sevilla

"La Cúpula y la Torre"

Autor: Félix Escrig

Este libro, de 225 páginas, ilustrado con 160 figuras y texto en español e inglés, recoge las materias impartidas en el Curso de Doctorado "Las Grandes Estructuras de los Edificios Históricos" dentro del Programa Rehabilitación Arquitectónica y Urbana y está publicado con la ayuda del Instituto Universitario de Ciencias de la Construcción.

Su autor, Félix Escrig, es arquitecto, inventor, autor de numerosas publicaciones en diversos campos de conocimiento y diseñador y constructor de muchas edificaciones de carácter singular. Desarrolla la mayor parte de su labor como Catedrático de Estructuras en la Universidad de Sevilla, en la que ha sido director de la Escuela de Arquitectura, durante cinco años.

Comentario.— Mientras la cúpula reproduce la forma esférica del mundo, en cuyo interior se produce una aceptación religiosa de cuanto sucede, la torre es un escape de él en el orgullo de situarse fuera e interpretarlo desde la independencia. Mientras la cúpula es geométricamente invariable y ornamentalmente monótona, la torre cambia de modelos y procura la diferenciación y el individualismo. Bajo las cúpulas se reunían los sínodos

para declarar los dogmas de fe, mientras que en las torres los científicos escrutaban el cielo para descubrir los mecanismos de su maquinaria. Bajo las bóvedas se juraba sumisión a los reyes, mientras que desde las torres se arregaban las revoluciones.

Las torres y las cúpulas son también la máxima expresión de la capacidad fabril del hombre que encuentra en ellas un parámetro dimensional de comparación.

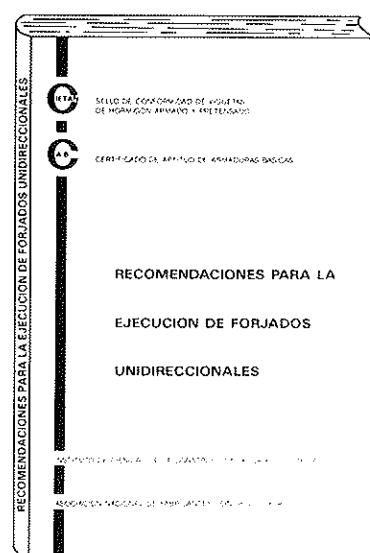
Se ha querido dar una visión histórica desde el punto de vista estructural en lugar del estilístico porque se ha detectado mayor constancia y progresión en el planteamiento tecnológico que en los ropajes formales. Pero no se ha querido profundizar en conceptos técnicos o matemáticos que harían pesada la lectura.

Los que deseen adquirir este libro deberán dirigirse a:

FELIX ESCRIG
ESCUELA TÉCNICA SUPERIOR DE
ARQUITECTURA
Avda. Reina Mercedes, 2 - 41012 SEVILLA
Tel.: (95) 455 65 00 - Fax: (95) 455 65 34.

* * *

RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCIÓN DE FORJADOS UNIDIRECCIONALES (EDICIÓN REVISADA)



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

La Asociación Nacional de Fabricantes con Sello CIETAN, en colaboración con el INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCIÓN "EDUARDO TORROJA", continuando con la labor divulgadora iniciada con la edición del libro "RECOMENDACIONES PARA LA EJECUCIÓN 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.

NUEVA PUBLICACION
MANUAL H.P.7-92

RECOMENDACIONES PARA LA
CONSERVACION DE PUENTES
PRETENSADOS

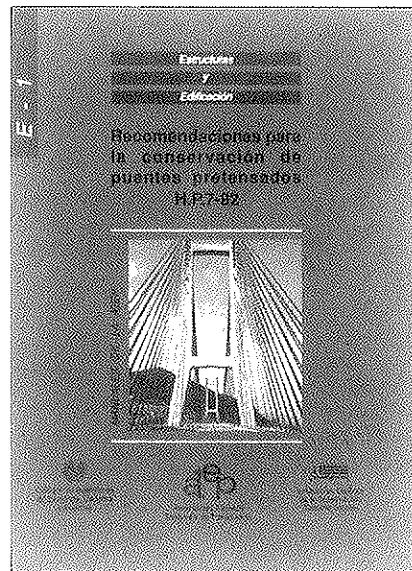
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio, 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.

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 ESPANOL 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.

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, 42-1^o-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, 3^o, 2^a. 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.

