

hormigón



y ACERO

n°170

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO (C.S.I.C.)
APARTADO 19.002 - 28080 MADRID

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

- ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (ATECSA).**— Pº de la Habana, 14. 28036 Madrid.
- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**— Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
- AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA "OFICEMENT".**— Velázquez, 23. 28001 Madrid.
- ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**— Orense, 10. 28020 Madrid.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**— Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- AZMA, S.A.**— Apartado 164. 28900 Getafe (Madrid).
- BIGUETES, S.L.**— Partida Altabix, s/n. 03000 Elche (Alicante).
- CAMARA, S.A.**— Apartado 180. 36080 Pontevedra.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.**— Grijalba, 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.
- CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.**— Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.**— Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS DE MADRID.**— Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**— Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.**— Barquillo, 12. 28004 Madrid.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**— Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.**— Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
- CONSULTECO, S.L.**— Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**— Ayala, 42. 28001 Madrid.
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**— Orense, 81. 28020 Madrid.
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**— Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI).** Departamento Obras Especiales.— Padilla, 46. 28006 Madrid.
- ENAGA, S.A.**— Hermanos Fernández Calvajal, 31. 28023 Pozuelo de Alarcón (Madrid).
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**— Juan de Mena, 8. 28014 Madrid.
- ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**— Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- 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).
- FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).**— Avda. General Perón, 36. 28020 Madrid.
- FREYSSINET, S.A.**— General Perón, 24. 28020 Madrid.
- GRACE, S.A.**— Apartado 523. 08080 Barcelona.
- HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.**— Almogávares, 11 - 17. 08018 Barcelona.
- HISPANO-ALEMANA DE CONSTRUCCIONES, S.A.**— Capitán Haya, 51. 28020 Madrid.
- HORMIGONES GERONA, S.A.**— Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
- HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.**— Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.

(Continúa en el int. de contraportada)

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

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

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

Censores Técnicos:

JODAR, Juan
 MORAN, Francisco
 SANCHEZ GALVEZ, Vicente

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

*hormigón
y acero*

n.º 170

1^{er} trimestre 1989

CUOTAS ANUALES

CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	6.000,— ptas.	45,— dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	15.000,— ptas.	100,— dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	30.000,— ptas.	200,— dólares

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

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

APARTADO 19.002 · 28080 MADRID · ☎ 202 04 40

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

hormigón y acero n. 170

índice

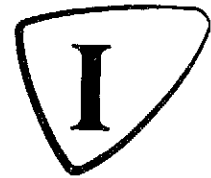
Págs.

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIIª ASAM- BLEA TÉCNICA NACIONAL DE LA ATEP

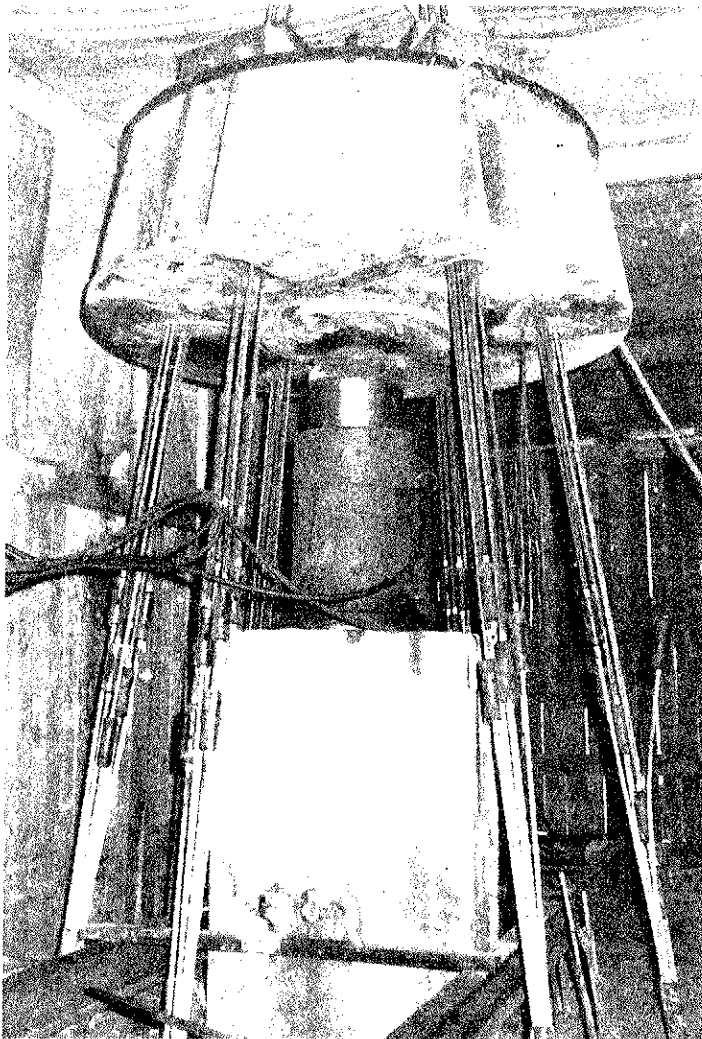
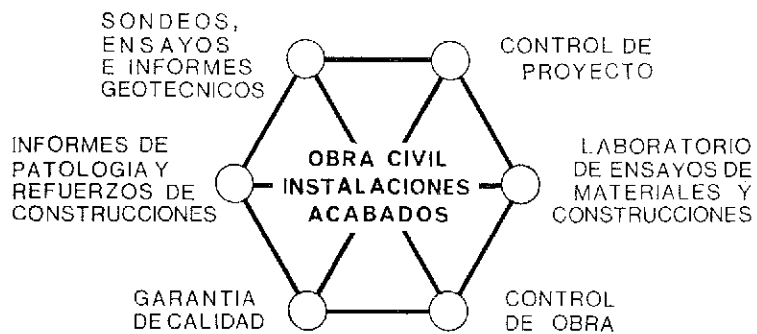
- Principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1988. Informe resumido** 9-14
Principaux activités de l'Association Technique Espagnole de la Précontrainte, au cours de 1988. Compte rendue.
Short report on the activities of the Spanish Technical Association for Prestressing during 1988.
R. Piñero.
- Tema 1º: "Investigaciones y Estudios" (Continuación)**
- 457-4-16 Caracterización experimental de la fluencia y la retracción del hormigón** 15-22
Caractérisation expérimental du fluage et le retrait du béton non armé.
Experimental characterization of creep and shrinkage of plain concrete.
J.M. Velasco; A. Aguado, y A. Vives.
- Tema 4º: "Realizaciones" (Continuación)**
- 591-1-43 El uso del postensado en estructuras de edificación** 23-32
L'utilisation du béton précontraint dans les structures du bâtiment.
The use of post-tensioning concrete in building structures.
J. Rui-Wamba.
- 591-2-199 Diversos puentes pretensados** 35-63
Différents ponts précontraints.
Various prestressed bridges.
I. Granell.
- 591-2-200 Pasarela sobre el río Ebro, en Logroño** 65-71
Passerelle sur l'Ebre, à Logroño.
Pedestrian bridge over the Ebro River, in Logroño.
F.J. Herrero y C. Siegrist.
- 591-2-201 Proyecto del puente Cochrane en Alabama (EE.UU.)** 73-78
Projet du pont Cochrane à Alabama (EE.UU.).
Design of Cochrane bridge Alabama (U.S.A.).
E.J. Ayala.
- 591-2-202 Tres puentes construidos por el método de vanos sucesivos** ... 79-82
Trois ponts construits par la méthode du bétonnage de travées consécutives.
Three bridges built with "in site" successive spans construction method.
F.J. Pozo Vindel y J.M. Arrieta.
- 591-2-203 Nuevo puente sobre el río Manzanares en el Nudo Sur de Madrid** 83-85
Un nouveau pont sur le fleuve Manzanares à la ceinture M-30 de Madrid.
New bridge over the Manzanares river in the south connection in Madrid.
F.J. Pozo Vindel y J.M. Arrieta.

	Págs.	
591-2-204	Control y seguimiento del montaje del puente atirantado Fernando Reig, sobre el río Barxell, en Alcoy Contrôle et analyse du montage du pont haubané de Fernando Reig sur la rivière Barxell à Alcoy. Control and analysis of the assembly of the stay bridge Fernando Reig upon the river Barxell in Alcoy. <i>J.A. Fernández Ordoñez; J. Martínez Calzón; F. Millanes Mato; A. Ortiz Bonet, y J. Marco Ventura.</i>	87-102
591-2-205	Últimas realizaciones en puentes pretensados, de Dragados y Construcciones, S.A. Derniers ponts du béton précontraint réalisés par Dragados y Construcciones, S.A. Last prestressed concrete bridges executed by Dragados y Construcciones, S.A. <i>L. García de Miguel.</i>	103-106
591-2-206	Viaductos de la Autopista urbana "9 de Julio" en Buenos Aires (Argentina) Viaducts de l'Autoroute "9 de Julio" à Buenos Aires (Argentina). Viaducts in the Urban Highway "9 de Julio" in Buenos Aires (Argentina). <i>J.A. Llombart y V. Antón.</i>	107-113
591-8-29	Prefabricación de puentes de gran luz. El puente de Alcoy Préfabrication de ponts de grande portée. Le pont d'Alcoy. Prefabrication of bridges with a big span. The Alcoy's bridge. <i>M. Burón Maestro; A. Ortiz Bonet y L. Gómez Sanz.</i>	115-124
837-4-35	Voladizos sucesivos por dovelas prefabricadas. Viaductos de Horta y Cruzul Construction par encorbellement avec des voussoirs préfabriqués. Viaducts de Cruzul et Horta. Balanced cantilever construction with precast segments. Horta and Cruzul viaducts. <i>S. Pérez-Fadon.</i>	125-148
837-9-2	Elevación de vigas en los accesos al puente de Cochrane (U.S.A.) Élévation des poutres pour l'accès au pont de Cochrane (USA). Lifting of beams in the Cochrane bridge approaches (USA). <i>J.B. Ripoll y R. Martí.</i>	149-156
837-9-3	Anclajes especiales para el nuevo puente del F.C. sobre el río Duero, en Oporto (Portugal) Anchrages spéciaux pour le nouveau pont du chemin de fer sur le fleuve Duero à Oporto (Portugal). Special anchorages for the new railway bridge over the river Duero in Oporto (Portugal). <i>J.B. Ripoll y J. Ayats.</i>	157-162
Portada:	Reproducción del Cartel anunciador de la XIIª Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el concurso al efecto celebrado. <i>Autor: Antonio Peña Molina.</i>	

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Prueba de carga
de un pilote.

MADRID

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

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

BARCELONA

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

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

ALBISA, S.A.—Algeciras (Cádiz).
ASOCIACION ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.—Barcelona.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.—Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.— Oviedo.
CEYD TECNICA, S.A.— Oviedo
CIISA "CONSULTING E INGENIERIA INT. S.A.".— La Coruña.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Murcia.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.— Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.—Bilbao.
COMERCIAL Y COLOCADORA DE TEXSA, S.A.— Barcelona.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. Biblioteca.— Sevilla.
CONTROLEX.— Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.—Valencia.
ESCOLA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA. Universidad Politécnica de Barcelona.— Tarrasa (Barcelona).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.— Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Biblioteca.—Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.— Castro de Elviña (La Coruña).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.— León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
EUROESTUDIOS, S.A.—Madrid.
EXCELENTISIMO AYUNTAMIENTO DE GRANADA. Area de Obras Públicas e Infraestructura.—Granada.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.—Madrid.
FERROVIAL, S.A.— Madrid.
FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.— Madrid.

GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
 HORMADISA, S.L.—Puenteceseures-Cordeiro (Pontevedra).
 HORMIGONES GERONA, S.A.—Gerona.
 INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
 INDUSTRIAS VEGGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
 INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.— Centro de Documentación.— Madrid.
 INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
 INSTITUTO JUAN DE HERRERA.— Madrid.
 INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).—Madrid.
 J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigüeiro (La Coruña).
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.— Consejería de Fomento.— Valladolid.
 JUNTA DE CASTILLA Y LEON.—Servicio de Obras Públicas.—Ávila.
 LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.
 LABORATORIO DE LA EDIFICACION.— Consejería de Obras Públicas.— Las Palmas de Gran Canaria.
 LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.—Madrid.
 LIBRERIA RUBIÑOS.—Madrid.
 LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).—Castellón de la Plana.
 MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.— Madrid.
 MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.—Madrid.
 POSTENSA, S.A.—Bilbao.
 PRAINSA.—Barcelona.
 PREBETONG CANARIAS, S.A.—Santa Cruz de Tenerife.
 PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
 PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
 PREFABRICADOS POUASA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
 RODIO. CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.— Madrid.
 RUBIERA, S.A.— León.
 SERINCO, S.A.— Madrid.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.— Barcelona.
 SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS DE GERONA.— Gerona.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
 SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.— Barcelona.
 SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
 TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).—Tarrasa (Barcelona).
 TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
 TEJERIAS "LA COVADONGA".—Muriedas de Camargo (Cantabria).
 TELEFONICA.—Departamento Inmobiliario.—Madrid.
 TERRATEST, S.A.—Madrid.
 TIGNUS, S.A.—Valencia.
 TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).—Madrid.
 UNIVERSIDAD CASTILLA - LA MANCHA.—Albacete.
 UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.—Valencia.
 VIGUETAS MUBEMI.— Torrente (Valencia).
 VISANFER, S.A.— Totana (Murcia).

EXTRANJERO

ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.—Buenos Aires (Argentina).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU. Biblioteca Central.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Technique.—Le Pontet (France).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.—Londres (Inglaterra).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.—Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería. Dpto. de Selección y Adquisiciones. Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Valparaiso (Chile).

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

Normas que deben cumplir los artículos que se envían 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.

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 incompreensión. 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 ℓ 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.

Principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado durante el año 1988. Informe resumido

R. Piñeiro
Vocal Secretario de la ATEP

Al iniciar la preparación de este Informe, se nos ha planteado un serio problema al tener que satisfacer, simultáneamente, dos necesidades ineludibles pero, al mismo tiempo, incompatibles. Por un lado, en cumplimiento de las normas establecidas, ha de redactarse la reseña de las principales actividades desarrolladas por la ATEP durante el año 88 que ahora acaba, para que se incluya en el n° 170 de "Hormigón y Acero", correspondiente al primer trimestre del 89. Por otra, existe el compromiso de concluir cuanto antes la publicación de los textos de todas las Comunicaciones que se presentaron a la XIIª Asamblea Técnica Nacional que nuestra Asociación celebró, en Granada, en octubre de 1987.

Como es bien sabido, con el objeto de cumplir este compromiso y no retrasar excesivamente la publicación de las citadas Comunicaciones, lo que indudablemente reduciría en parte su interés al perder actualidad, la ATEP adoptó la decisión, a pesar del incremento de costo que ello ha supuesto, de aumentar en lo posible, dentro de los límites impuestos por el peso máximo permitido para su normal distribución, el número de páginas de la Revista, reducir el tamaño de letra que antes se venía utilizando y hacer la impresión a dos columnas.

Gracias a estas medidas se han podido publicar, durante el año que ahora concluye, los textos de cincuenta de las Comunicaciones presentadas. Pero aún están pendientes de publicación unas veinte más. Y es urgente darles salida cuanto antes, dedicando a ello el mayor número posible de páginas de la Revista. Además de las razones antes expuestas que justifican esta urgencia, resulta que en estos momentos tenemos ya varios originales de interesantes artículos, que nos han enviado diferentes Miembros de la Asociación, para ser incluidos en "Hormigón y Acero" en cuanto se acabe con las Comunicaciones de la Asamblea. Es evidente, por lo tanto, que el espacio del que disponemos para otros temas es el mínimo.

Sin embargo, se hace también imprescindible la publicación del resumen anual en el que se deja constancia de las actuaciones más destacadas de la ATEP, para conocimiento de los Miembros últimamente incorporados a nuestra Asociación y con el fin de que, de este modo, en cualquier momento, con los datos que en estos resúmenes se incluyen sea posible reconstruir, siquiera a grandes rasgos, la labor que la ATEP ha venido realizando a lo largo

de sus ya casi cuarenta años de existencia.

Este era el problema que había que resolver. ¿Cómo compaginar ambas necesidades?. Después de sopesar las distintas posibilidades se ha considerado que la solución más oportuna era intentar reducir al máximo el informe de actividades. Y ésta es la que se ha adoptado.

Por lo tanto, sin más preámbulos, iniciamos el resumen de lo más importante de la labor desarrollada durante 1988, incluyendo antes algunos breves comentarios generales sobre lo acaecido durante los últimos doce meses.

Es muy posible que uno de los hechos de mayor incidencia en la marcha de nuestra Asociación sea la celebración, cada tres años, de elecciones para la renovación de la mitad de los Miembros de su Junta de Gobierno. Correspondía convocar estas elecciones durante el año 88; y así se hizo.

De acuerdo con las normas estatutarias debían cesar los Señores D. Ramón del Cuvillo, D. Manuel Fernández de Villalta, D. Enrique González Valle y D. Florencio Jesús del Pozo Vindel, que eran los que habían cumplido ya sus seis años de actuación como Vocales de la Junta.

Se sometieron a votación tres candidaturas completas, en las que figuraban doce Miembros de la ATEP, y de entre ellos había que elegir los cuatro que habrían de pasar a formar parte de la Junta en sustitución de los cuatro que habían cesado.

El 22 de junio, y en Acto público celebrado en los locales del Instituto Eduardo Torroja, del CSIC, se procedió a realizar el escrutinio de las papeletas de votación recibidas. Como resultado del mismo fueron elegidos: D. José Calavera Ruíz, D. Rafael Piñeiro Abril, D. Rafael López Palanco y D. Juan Moreno Torres, citados por orden del número de votos obtenidos.

Posteriormente, y de conformidad con lo establecido, en reunión celebrada el 22 de septiembre se dió posesión de sus cargos a los nuevos Vocales y se procedió a la designación del Presidente y del Secretario de la nueva Junta que, finalmente, ha quedado constituida así:

Presidente: D. Francisco Arredondo Verdú
Vicepresidente: D. José Antonio Torroja Cavnillas
Vocal Secretario: D. Rafael Piñeiro Abril

Vocales: D. Angel C. Aparicio Bengoechea; D. José Calavera Ruíz; D. Rafael López Palanco; D. Francisco Morán Cabré; D. Juan Moreno Torres; D. Alfredo Páez Balaca; D. Florencio del Pozo Frutos; D. Javier Rui-Wamba Martija.

Deseamos a la nueva Junta los mayores éxitos en la labor que ahora inicia.

Con enorme pesar debemos informar que, el día 3 de mayo, falleció el insigne e inolvidable Profesor Doctor Ingeniero de Caminos, C. y P., D. Carlos Fernández Casado, entrañable amigo y valiosísimo colaborador de nuestra Asociación, desde su fundación en 1949. Por ser de todos sobradamente conocidos resulta innecesario repetir aquí los méritos y éxitos alcanzados a lo largo de su dilatada y variada vida profesional. Recordaremos únicamente que era Miembro de la Real Academia de Bellas Artes de San Fernando de Madrid, desde 1976; Medalla de la F.I.P., desde junio del 78; Medalla de la ATEP y Miembro de Honor de nuestra Asociación, desde el año 74. Cuantos tuvimos la suerte de conocerle, nunca podremos olvidarle. Descanse en Paz.

También hubo buenas noticias durante 1988. En reconocimiento a los eficaces servicios que, durante muchos años, ha venido prestando a la Universidad Politécnica de Madrid, le fue otorgada la Medalla de Oro de dicha Universidad a D. Francisco Arredondo, Presidente de nuestra Asociación. Nuestra más cordial enhorabuena.

Y una vez comentados estos destacados acontecimientos singulares ocurridos durante los últimos doce meses, iniciaremos la reseña ordenada de las actividades, de carácter normal, desarrolladas por la ATEP en el 88.

1. REUNIONES PUBLICAS ORGANIZADAS POR LA ATEP, EN COLABORACION CON EL IET, DEL CSIC

Como ya viene siendo normal en los años inmediatos a aquellos en los que tienen lugar las Asambleas Técnicas Nacionales de la ATEP, durante 1988 solo se celebró un Acto público. Tuvo lugar el 21 de noviembre, en el Salón de Actos del Instituto Eduardo Torroja, y en él pronunció una muy interesante Conferencia D. Enrique González Valle, sobre el tema "Influencia de la ejecución en la resistencia a rasante".

El problema del rasante, especialmente en los forjados normales de edificación, es complejo y ha sido objeto de estudio por diversos autores durante los últimos años. Son muy numerosas y de difícil valoración experimental las diferentes variables que intervienen en el comportamiento resistente al esfuerzo rasante. El Sr. González Valle, en su documentada Conferencia, expuso los resultados de los ensayos por él dirigidos sobre el tema, con motivo de su Tesis Doctoral y comentó las conclusiones de los mismos deducidas. Al término de su intervención se entabló un animado coloquio durante el cual el Conferenciante tuvo ocasión de ampliar diversos detalles de sus experiencias y concre-

tar y aclarar algunos de los conceptos incluidos en sus conclusiones. Fue muy aplaudible por todos los asistentes al Acto.



Fig. 1. D. Enrique González Valle.

2. PUBLICACIONES DE LA ATEP

Para general conocimiento, a continuación se reproducen los Indices correspondientes a los cuatro números (166, 167, 168 y 169) de la Revista "Hormigón y Acero" publicados durante 1988.

Como ya se ha comentado, todos ellos han estado dedicados a la publicación de las Comunicaciones presentadas a la XIIª Asamblea.

Número 166. Primer trimestre de 1988

—"Principales actividades desarrolladas por la Asociación Técnica Española del Pretensado, durante el año 1987. Informe resumido". R. Piñeiro.

—"XIIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP". R. Piñeiro.

—"Discurso pronunciado en la Sesión de Apertura de la XIIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP". A. Páez.

—"Discurso pronunciado en la Sesión de Clausura de la XIIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP". F. Arredondo.

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIIª ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ATEP

Tema 1º "Investigaciones y Estudios".

—"Modelo de análisis de secciones para evaluar la respuesta hasta la rotura, por solicitaciones normales y/o tangentes, de estructuras de hormigón pretensado". A. López Rodríguez y A.C. Aparicio.

—"Evolución hasta rotura de estructuras laminares de revolución de hormigón pretensado". P. Roca y A. R. Marí.

—“Diagrama momento curvatura de secciones de hormigón armado y pretensado, sometidas a carga instantánea y diferida. Modelo teórico y contrastación experimental”. H. Corres y R. Rodríguez Cazar.

—“Estudio de la corrosión en viguetas pretensadas y de la mejora de su durabilidad con hormigones con cenizas volantes”. J.A. Lechuga; J. Llagostera y J. Perxas.

—“La influencia de la armadura de compresión en la cuantificación de las flechas a 90 días”. J. Benlloch; B. Perepérez y E. Barberá.

—“Susceptibilidad a la corrosión bajo tensión del acero pretensado en disoluciones de NaHCO_3 ”. M.C. Alonso; C. Andrade; R.P.M. Procter y M. Sáenz de Santamaría.

—“Influencia de excentricidades de ensayo sobre la resistencia a tracción indirecta del hormigón por doble punzonamiento. Relaciones con otras resistencias”. E. Barberá; B. Perepérez; E.J. Giménez; A. Santamaría; J. Benlloch, y S. Balasch.

—“La losa semirresistente pretensada. Puesta en marcha de un procedimiento flexible de fabricación”. G. Chardin; M. Casaponsa; F. Cabrera, y J. L. Delauzun.

Número 167. Segundo trimestre de 1988

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIIª ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ATEP

Tema 1º “Investigaciones y Estudios” (Continuación)

—“Anomalías en flexión-compresión y formas de evitarlas”. F. Morán.

—“Selección de los esfuerzos más desfavorables para el cálculo de una sección”. A. Recuero y F. Morán.

—“Una representación geométrica de la red de fisuración en estructuras de hormigón para su aplicación en un modelo de análisis por el Método de los Elementos Finitos”. M.A. Fernández Prada y P.F. Miguel Sosa.

—“Un modelo por el M.E.F. con fisuración discreta para el análisis de estructuras de hormigón”. M.A. Fernández Prada y P.F. Miguel Sosa.

—“Aspectos prácticos de la comprobación de flechas en forjados de edificación”. E. González Valle; J. Calavera Ruíz, y J. Fernández Gómez.

—“Criterios de dimensionamiento para losas de continuidad en tableros de vigas prefabricadas para puentes de carretera”. A. López y M. Gullón.

—“El ensayo de despegue y las bandas de tolerancia de la fuerza de pretensado en edificios de contención de centrales nucleares”. A. Aguado; J. M. Velasco; A. Vives; J.J. Egozcue, y E. Mirambell.

—“La respuesta dinámica como método no des-

tructivo de inspección y control de estructuras” J. R. Casas y A.C. Aparicio.

—“Resistencia a la helada de pilares de hormigón”. A. Delibes Liniers; J. Fernández Gómez, y G. González Isabel.

—“Estudio experimental de juntas de hormigón en estructuras de edificios”. J. Caffarena y J. Calavera.

—“Influencia de la orientación de las colonias de perlita en la corrosión bajo tensión de aceros eutectoides”. A.M. Lancha y M. Elices.

—“Comportamiento del hormigón en fractura a muy bajas temperaturas”. P. Maturana; J. Planas y M. Elices.

—“Discusión del artículo “Pandeo con fluencia” de Eduardo Pedoja”. J. Murcia.

—“Respuesta del Autor”. E. Pedoja.

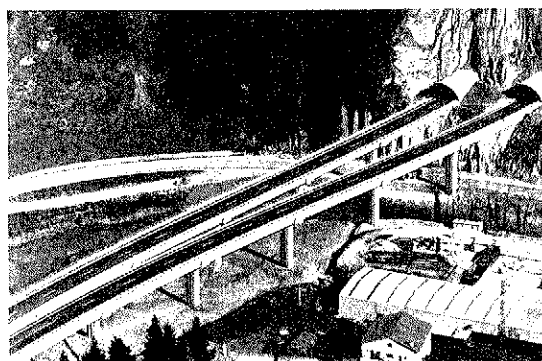


Fig. 2. Viaducto y túnel de Legorreta (CN-I) (Euroestudios, S.A.).

Número 168. Tercer trimestre de 1988

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIIª ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ATEP

Tema 1º “Investigaciones y Estudios” (Continuación).

—“Movimientos térmicos de juntas y aparatos de apoyo en puentes de hormigón emplazados en la Península Ibérica”. E. Mirambell; A. Aguado, y A.C. Aparicio.

—“Un elemento junta de contacto entre suelo y estructura”. L. Moreno y A. Samartín.

—“Diseño, asistido por ordenador, de tableros de puentes losa”. A. Recuero; O. Río y J.A. Tinao.

—“Estado actual del cálculo de soportes y pórticos de hormigón armado”. J.P. Gutiérrez; A. Recuero; O. Río, y A. del Río.

—“Comportamiento hasta rotura de forjados isostáticos e hiperestáticos de viguetas pretensadas”. J. Calavera Ruíz; H. Corres Peiretti; J.A. Fernández Gómez, y F.J. León González.

—“Homologación de sistemas de pretensado”. R. Martí.

—“Ensayo dinámico de tableros isostáticos con vigas de hormigón pretensado, en el viaducto sobre

el río Almorchón (Presa de La Serena)". P. Rubio Pérez y L. Ortega Basagoiti.

—“Investigación experimental de la longitud de anclaje de las armaduras comprimidas de los pilares en los cimientos”. F. Rodríguez López y J. Calavera Ruíz.

—“Influencia de los errores de ejecución en el estado tensional de los puentes atirantados construidos por voladizos sucesivos”. I. Duque y A.C. Aparicio.

—“Vida en fatiga de alambres de acero de pretensado”. J. Llorca y V. Sánchez-Gálvez.

—“Nuevas aportaciones al ensayo FIP de fragilización por hidrógeno en tiocianato amónico”. J. Toribio y M. Elices.

—“Relajación de tensiones en tendones con temperatura variable”. V. Sánchez-Gálvez; M. Elices y J. Llorca.

—“Comportamiento frente a la corrosión bajo tensión de los aceros de pretensado protegidos por ánodos de sacrificio”. A. Martín y V. Sánchez-Gálvez.

—“Sensibilidad del acero de pretensar a los esfuerzos transversales”. A. Valiente y M. Elices.

—“Tenacidad de fractura del acero de pretensar”. A. Valiente; M. Elices y M.A. Astiz.

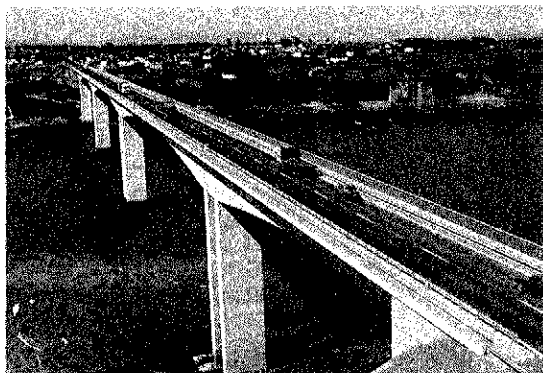


Fig. 3. Puente de los Santos sobre el río Eo (Cubiertas y MZOV, S.A.).

Número 169. Cuarto trimestre de 1988

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIIª ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA ATEP

Tema 1º “Investigaciones y Estudios” (Continuación).

—“Estudio experimental de la evolución de las características mecánicas del hormigón curado en diversas condiciones y su aplicación al cálculo de los procesos de descimbrado”. J. Fernández Gómez y J. Calavera Ruíz.

—“Evolución de deformaciones de forjados pretensados”. J. Calavera Ruíz; H. Corres Peiretti; J. Fernández Gómez; F.J. León González y J. Ley Urzáiz.

—“Fallos en cuñas de anclajes. Soluciones”. J. Climent.

12

Tema 2º “Evaluación y análisis de estructuras existentes”.

—“Instrumentación del puente Fernando Reig sobre el río Barxell”. A.M. Floriano y L. Ortega.

—“Estudio de la evolución de la respuesta hasta la rotura de tableros de puentes de hormigón pretensado de planta curva o esviada”. A. López Rodríguez y A.C. Aparicio Bengoechea.

Tema 3º “Rehabilitación, reparación y refuerzo de estructuras”.

—“Estudio experimental de la puesta en carga de una estructura y el corte del pilar de un edificio de ocho plantas”. J. Rodríguez Santiago y J.M. Conde-Salazar.

—“Deterioros aparecidos en las estructuras de la autopista Villalba-Adanero”. J.M. Morera.

—“Reparación de estructuras”. J.M. Conde-Salazar.

Tema 4º “Realizaciones”.

—“Puente de Los Santos, sobre el río Eo”. M. Juliá.

—“Pasos superiores realizados. Planteamiento estructural frente a acciones horizontales en proyectos de puentes”. J.A. Llombart y V. Antón.

—“Obras proyectadas por Carlos Fernández Casado, S.A. Oficina de Proyectos”. L. Fernández Troyano y F.J. Manterola Armisen.

—“El puente atirantado de Ben Ahin, en Bélgica”. R. Martí y R. Rucabado.

—“Depósitos criogénicos de hormigón pretensado”. M. Elices; J. Planas y A. Valiente.

—“Nave para Construcciones Aeronáuticas, en Getafe (Madrid)”. J.L. Lleyda.

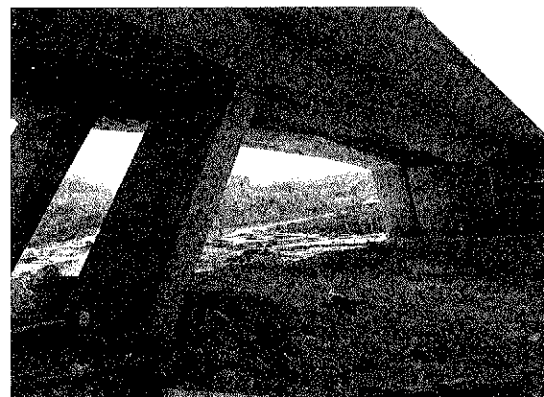


Fig. 4. Puente sobre el río Mula en Alguazas. Demarcación de Carreteras del Estado en Murcia (CETEC).

El próximo año 89, se continuará y concluirá la publicación de estas Comunicaciones y, casi con toda seguridad, en el número correspondiente al segundo trimestre, podremos ya empezar de nuevo a incluir los artículos originales que amablemente nos envían los diferentes Miembros de la ATEP para su publicación en nuestra Revista.

Resulta francamente satisfactorio constatar el evidente prestigio alcanzado por “Hormigón y

Acero”, gracias al elevado nivel técnico de los trabajos que amablemente nos envían nuestros valiosos colaboradores, a quienes, desde estas líneas, deseamos reiterarles nuestro sincero agradecimiento. Siguen llegándonos solicitudes de intercambio con otras publicaciones, a las que normalmente accedemos.

Conviene recordar que todas las publicaciones que se reciben en la ATEP, pueden ser consultadas por los Asociados, en los locales de nuestra Secretaría, en el edificio del Instituto Eduardo Torroja.

En relación con nuestra Revista, debemos manifestar también que, lamentablemente, hasta ahora no ha sido posible concluir la anunciada edición de la publicación en la que habrán de recogerse los Índices, por Autores, por Temas y Cronológico, de todos los números de “Hormigón y Acero” que han ido apareciendo desde la fundación de la ATEP en 1949. Han surgido diferentes problemas que se está intentando resolver. Se confía en que, durante 1989, se podrá sacar a la venta esta publicación que, según puede deducirse de las opiniones hasta ahora recogidas, es esperada con verdadero interés por todos los Miembros de nuestra Asociación.

3. OTRAS ACTIVIDADES

En cumplimiento de lo dispuesto en sus Estatutos, la ATEP continúa prestando su colaboración a diversos Organismos y Entidades, tanto nacionales como extranjeros, en trabajos relacionados con la técnica del pretensado. Dentro de este tipo de actividades destacaremos las siguientes:

En el ámbito internacional, participa en los trabajos de los Organismos Directivos de la Federación Internacional del Pretensado (FIP) y en la mayoría de sus Comisiones Técnicas. Se ha participado también en el Simposio Internacional de la FIP celebrado, en Jerusalén (Israel), en septiembre del 88. De todas estas actividades se han publicado las correspondientes reseñas en los sucesivos números de “Hormigón y Acero”.

En el campo nacional colabora en la labor de la Comisión Permanente del Hormigón del MOPU; en los Grupos de Trabajo de AENOR encargados de redactar, revisar y actualizar las Normas UNE relativas a los aceros y sus métodos de ensayo; y en el Comité y Comisión del Sello de Conformidad CIE-TAN para viguetas de hormigón, homologado por el MOPU. Con respecto a los trabajos de la Comisión Permanente del Hormigón cabe destacar que, en el 88, se ha publicado la nueva “Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado, E.H. 88” y la “Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado y pretensado, E.F.-88”, y se ha iniciado la revisión de la E.P.-80 relativa al proyecto y ejecución de obras de hormigón pretensado.

Como es lógico, la ATEP tiene un interés especial en esta última Instrucción y por ello insiste en

su petición de que, cuantos tengan la posibilidad de aportar alguna idea para la adecuada puesta al día de la vigente E.P.-80, se pongan en contacto, bien con la Secretaría de la ATEP o bien directamente con la C.P.H., exponiendo sus sugerencias y propuestas.

Según estaba anunciado, la ATEP ha colaborado en el Curso CEMCO-88, programado por el Instituto Eduardo Torroja para postgraduados iberoamericanos, organizando un Seminario de dos días de duración, sobre “Proyecto y construcción de estructuras de hormigón pretensado”. Este Seminario fue impartido, con señalado éxito, el pasado mes de mayo, por varios miembros de nuestra Asociación.

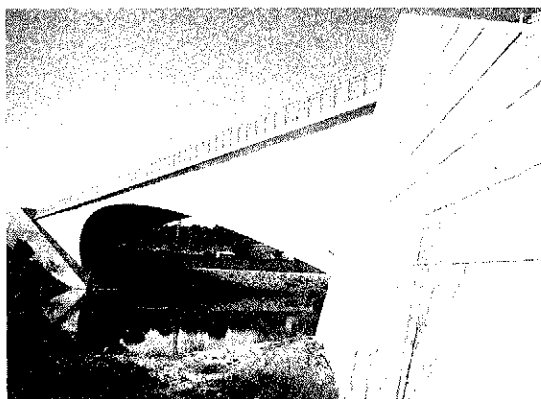


Fig. 5. Puente sobre el río Guadarrama entre Torrelodones y Galapagar (Carlos Fernández Casado, S.A. Oficina de Proyectos).

En relación con los Grupos de Trabajo que tiene en funcionamiento la ATEP y en los que colaboran varios de sus Miembros, debemos comentar lo siguiente:

El Grupo de Trabajo que prepara el Manual H.P.-7 “Recomendaciones para la conservación de puentes pretensados”, lo tiene prácticamente concluido y se confía en que pueda ser publicado durante el año 89.

El Grupo de Trabajo que, a petición del MINER, preparó la “Normativa para la homologación de los sistemas de pretensado para armaduras postesas”, una vez concluida su labor se puso en contacto con el Subdirector General de Industrias de la Construcción del citado Ministerio, con el objeto de establecer el proceso más adecuado para la puesta en vigor de la mencionada Normativa. Como resultado de las correspondientes reuniones se llegó a la conclusión de que el procedimiento más rápido y efectivo para conseguir dicho objetivo era tramitarla a través de AENOR, como Norma UNE, para posteriormente establecer la correspondiente “Marca de Calidad”. En vista de ello, se ha constituido un Subcomité, dentro del Comité Técnico nº 41 de AENOR, que se encargará de dar forma de Norma UNE a la Normativa que se tiene redactada. Este Subcomité, en el que han quedado integrados todos los Miembros del extinguido Grupo de Trabajo de la ATEP, confía en poder concluir su labor en el plazo de unos pocos meses.

El Grupo de Trabajo que está redactando la

normativa sobre "Anclajes al Terreno", tiene ya prácticamente concluido el primer borrador del correspondiente texto, que será discutido en una reunión que habrá de celebrarse durante los primeros meses del próximo año. Se confía en que, por consiguiente, la labor de este Grupo pueda quedar concluida en 1989.

Por último, el Subgrupo encargado de preparar la Normativa relativa a la utilización de los sistemas de pretensado en centrales nucleares, para su inclusión en la Norma para "Hormigón en centrales nucleares" que habrá de incorporarse a las Instrucciones vigentes, continúa la labor que tiene encomendada. El trabajo está próximo a concluirse, si bien va más despacio de lo que se tenía previsto, debido fundamentalmente a la dificultad de llegar a un acuerdo, en lo que se refiere a los trabajos de inspección y vigilancia, debido a las opuestas posturas mantenidas sobre el particular por los diferentes Organismos a los que afecta el problema de estas Centrales.

Durante el año que ahora termina, la Junta de Gobierno de la ATEP ha continuado ocupándose del estudio de la mejor forma de promocionar la utilización de la técnica del pretensado, lo que constituye uno de los objetivos fundamentales de nuestra Asociación. Puesto que, evidentemente, uno de los campos en los que esta labor de promoción se hace más necesaria es en el de la edificación, se han establecido contactos con la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, con el objeto de ver la posibilidad de dar algunas Conferencias, Cursos, o Seminarios en dicha Escuela para hablarles a los alumnos de los últimos Cursos de Carrera, de las posibilidades y ventajas que ofrecen las aplicaciones del pretensado. La propuesta de la ATEP ha sido favorablemente acogida en principio y se continúan las negociaciones, con la idea de ampliarlas posteriormente, si se considera oportuno, con las otras Escuelas de Arquitectura. Quedan aún varios puntos que concretar en cuanto a fechas, temas que deben seleccionarse, extensión de las intervenciones, nombres de los Conferenciantes, etc. Se sigue trabajando en el tema.

También debe mencionarse que la Junta de Gobierno de la ATEP, en cumplimiento de lo dispuesto en los Estatutos, durante 1988 ha celebrado sus reuniones reglamentarias en los meses de enero, marzo, mayo, julio, septiembre y noviembre.

Asimismo, se ha reunido la Comisión Mixta CSIC-ATEP encargada del seguimiento de las actividades previstas en el Convenio suscrito por ambas partes para regular su mutua colaboración. Conviene destacar que las condiciones en que esta colaboración se viene desarrollando continúan siendo plenamente satisfactorias.

Y antes de concluir estos Comentarios parece oportuno hacer algunas consideraciones respecto a la actuación de la ATEP durante el próximo año 1989.

En primer lugar, hemos de anunciar que la Junta de Gobierno, en su última reunión, y teniendo en cuenta que el importe de las cuotas que vienen

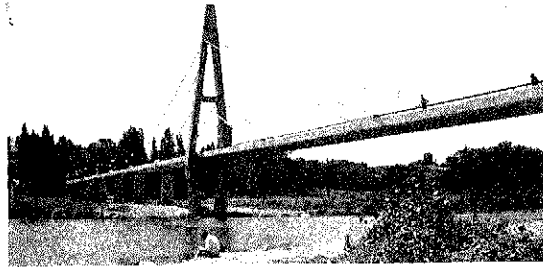


Fig. 6. Puente ligero, sobre el río Jarama, para el paso de un colector y una vía de servicio. (Carlos Fernández Casado, S.A. Oficina de Proyectos).

abonando los Miembros de la ATEP domiciliados en España, no ha sido modificado desde enero de 1986, ha acordado que, en 1989, las cuotas que regirán para España serán:

- Miembros Personales: 6.000,-pts.
- Miembros Colectivos: 15.000,- pts.
- Miembros Protectores: 30.000,-pts.

Por otra parte, se va a proceder a la reorganización del actual Comité de Redacción de nuestra Revista, reduciéndose el número de Miembros que lo componen, para conseguir una mayor eficacia. Además, en cumplimiento de lo que se nos ha solicitado, se designará dentro del Comité un limitado Cuerpo de Censores. Posiblemente, en el número de "Hormigón y Acero" correspondiente al primer trimestre de 1989, figurará ya el nuevo Comité.

Hay previstos ya algunos Actos Públicos para 1989. El primero, se celebrará el lunes 30 de enero y en él, el Sr. Rui-Wamba, dará una Conferencia sobre losas pretensadas con armaduras postesas. Más adelante, posiblemente en marzo o abril, se celebrará una Mesa Redonda para comentar y discutir la nueva Instrucción E.F.-88, relativa a forjados, que recientemente ha sido aprobada.

Asimismo, y teniendo en cuenta que en 1990 debe celebrarse la XIIIª Asamblea Técnica Nacional de la ATEP, el próximo año se iniciarán los necesarios trabajos previos de organización. Se han estudiado ya y discutido las diferentes propuestas recibidas en relación con la Ciudad en la que habrá de reunirse la Asamblea. Por el momento, parece que lo más probable es que sea Alicante la sede elegida y que las reuniones se celebren en mayo del 90. Se seguirá informando puntualmente a todos los Miembros de la ATEP, sobre los acuerdos que, en relación con este tema, se vayan adoptando.

Finalmente, hemos de recordar que en el próximo 1989 se cumplen los cuarenta años de la creación de la ATEP. La fecha tiene, a nuestro juicio, la suficiente importancia como para ser conmemorada con alguna actividad especial. El tema se está estudiando.

Y, como siempre, terminamos deseando muy sinceramente, a todos nuestros amigos, Asociados y colaboradores, en nombre propio y en el de la Junta de Gobierno de la ATEP

UN MUY PROSPERO Y FELIZ AÑO 1989

Caracterización experimental de la fluencia y la retracción del hormigón (*)

José María Velasco y Antonio Aguado. Dres. Ingenieros de Caminos
Alberto Vives. Ingeniero Civil
Departamento de Ingeniería de la Construcción
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos Universidad Politécnica de Cataluña

1. INTRODUCCION

Tal como se ha puesto de manifiesto en un trabajo anterior [Aguado et al. en (1)], la caracterización experimental de la fluencia y la retracción en España es escasa, si bien el interés en este tema es creciente, tal como se ha evidenciado en diferentes coloquios celebrados en recientes reuniones técnicas nacionales (2), (3).

Por ello, tras la descripción de diferentes equipos para ensayos de fluencia y la solución adoptada en la Cátedra de Hormigón de la E.T.S. Ingenieros de Caminos de Barcelona [Aguado et al. en (1)] se hace, en el presente artículo, un tratamiento análogo en relación al equipo utilizado en la citada Cátedra para ensayos de retracción, el cual representa una adaptación del sistema Dupont expuesto por D.W. Stanley en (4). La explicación del equipo desarrollado constituye el primer objetivo de este artículo.

Estos equipos han sido utilizados en diferentes trabajos de asistencia e investigación (5), (6), (7), lo cual ha permitido obtener las deformaciones por retracción y fluencia de hormigones convencionales y hormigones especiales (P. ej.: hormigones de polímeros). Dichas deformaciones se han medido en un rango muy amplio de edades: desde primeros minutos y horas hasta, en algún caso, tres años.

El análisis de todos estos resultados obtenidos

experimentalmente permite ahondar en el conocimiento de ciertos temas hoy en día en discusión, tales como: Origen convencional de la fluencia, extrapolación de la fluencia a largo plazo, etc. Así pues, mostrar nuestra opinión en estos temas, basada en resultados experimentales, es el segundo objetivo de este artículo.

2. EQUIPOS PARA ENSAYOS DE FLUENCIA Y DE RETRACCION

Tal como se ha dicho, los equipos utilizados para los ensayos de fluencia así como los procedimientos seguidos en la puesta en carga, pueden consultarse con detalle en las referencias (1), (5), (6) y (7), por lo que en el presente artículo se va a incidir sólo en los equipos para medir la retracción.

Estos equipos pueden clasificarse de distintas maneras: externos-internos, mecánicos-electrónicos, etc., si bien en este trabajo vamos a hacer más énfasis en una clasificación considerando el momento de inicio de registros de medida: antes o después de desmoldar la probeta. En la tabla 1 se recogen de forma resumida algunas de las características de distintos métodos empleados para la medición de la retracción atendiendo al criterio citado. En la misma se han descartado sistemas de gran complejidad tecnológica que se salgan del uso óptimo en aplicaciones estándar.

TABLA 1
Equipos usuales para la medición de la retracción en probetas de hormigón

Instante del inicio de registro de medidas	Ubicación en la probeta	Equipo
Después de desmoldar la probeta	Externa Externa Externa Externa Externa en punta	Extensómetro mecánico Galga pegada Cuerda vibrante L.V.D.T. Reloj. Comp.
Antes de desmoldar la probeta	Interno Externo en punta Mixto	Galga embebida Reloj. Comp. o L.V.D.T. Reloj Comp. o L.V.D.T.

(*) Esta Comunicación no ha podido incluirse con el resto de las correspondientes al Tema 1º, debido a que a los Autores, hasta ahora, no les ha sido factible entregarnos el texto original completo.

Las características, ventajas y desventajas de cada uno de estos métodos pueden consultarse en el trabajo realizado por J.M. Velasco (7). En lo que sigue, se describe con detalle la solución adoptada basada en el sistema Dupont.

El equipo propuesto consiste en un molde prismático sobre el que se suspende un puente de medidas (fig. 1). Dicho puente está formado por una barra de acero de la que cuelgan dos láminas metálicas que se introducen en la masa de hormigón en una profundidad entre la mitad y dos tercios de la altura del molde, siendo la anchura de dichas placas no superior a un tercio del ancho del molde (Foto 1).

Por otro lado, el puente de medida se apoya externamente mediante dos rótulas del tipo cojinete lineal o de aguja. Análogamente, una de las dos láminas testigos cuelga de la barra de acero soporte mediante un cojinete idéntico al descrito; de esta manera, se permite el libre deslizamiento relativo de las láminas testigo, en la situación de medida.

En el diseño se ha buscado que el peso del puente de medida (barra de acero + L.V.D.T. + cojinetes + piezas de unión de metacrilato + testigos de aluminio) sea mínimo, obteniéndose para las dimensiones del molde citadas un peso de 420 grs., si bien éste puede reducirse aún más. Como por otro lado el coeficiente de rozamiento en los

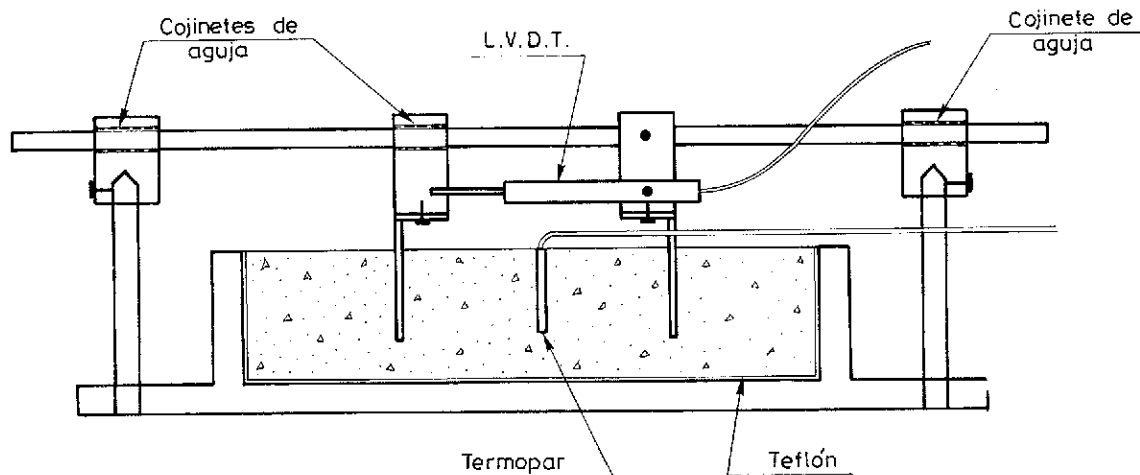


Fig. 1. Esquema del sistema de medida de retracción.

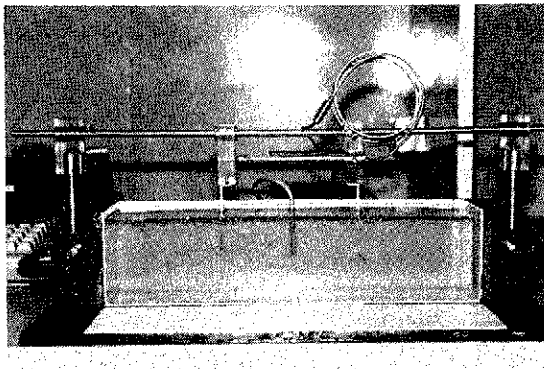


Foto 1. Vista general del equipo de retracción (Probeta de resina).

La medida se realiza externamente mediante un transductor diferencial (L.V.D.T.) registrando el acortamiento o alargamiento interior de la masa de hormigón ubicada entre dichas láminas. La separación entre las láminas puede ser cualquiera compatible con los diversos factores que influyen en la retracción. En los equipos construidos en nuestro caso, la separación entre láminas para un molde de dimensiones de 10 cm x 10 cm x 40 cm es de 15 cm.

cojinetes es muy pequeño ($\mu = 0,002$), se tiene que el rozamiento en los apoyos es prácticamente despreciable, no afectando a la toma de medidas.

Asimismo, ya que la medida se toma en posición horizontal, para facilitar el deslizamiento de toda la masa y evitar la adherencia entre el hormigón y el molde prismático (de acero en nuestro caso), éste se ha forrado interiormente con una capa de teflón de 1 mm de espesor, lo cual garantiza el deslizamiento relativo de probeta y molde.

Como es conocido, la retracción es función de las condiciones higrométricas ambiente y la velocidad de su evolución depende de la superficie de hormigón expuesta al exterior. Por ello, con el fin de homogeneizar estas condiciones, el molde de la probeta debe realizarse de tal manera que sus costeros sean abatibles, para así hacerlo en el momento que se estime en el procedimiento. (Véanse fotos 1 y 2).

En la configuración descrita del equipo, el molde queda inmovilizado durante el tiempo que se realiza la medida. Ante esto es posible diversas alternativas, como son sacar los soportes del puente fuera del molde o bien, a partir de cierto instan-

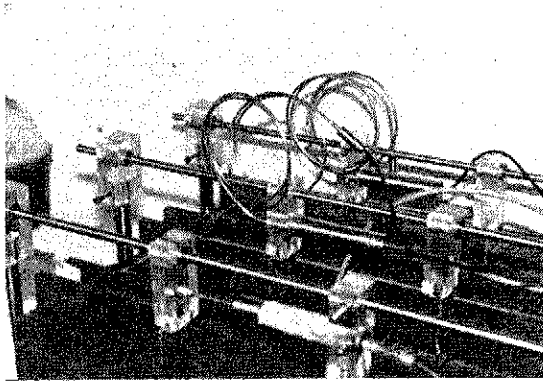


Foto 2. Vista del conjunto de 3 equipos de retracción (Hormigón normal).

te que habrá que determinar, conjugar la medida propuesta con una medida externa, para ser finalmente ésta la empleada en estudios a largo plazo.

3. RESULTADOS DE ENSAYOS Y ANALISIS DE LOS MISMOS

Fluencia del hormigón

Los resultados de los ensayos que se exponen a continuación son los de fluencia básica, esto es, las deformaciones diferidas bajo carga en probetas a las que se impide la pérdida de humedad en el periodo analizado. Para ello las probetas se sellaron con silicona, recubriéndolas posteriormente con un calcetín de caucho (dependiendo de las características de este último, él sólo puede ser insuficiente para asegurar la estanqueidad). Esta metodología es la defendida por Illston (9) para evitar que en condiciones ambientales normales (humedad menor del 100 por 100) la fluencia incremente su valor.

En las figuras 2 y 3 se muestran las deformaciones de fluencia de probetas cargadas a 28, 90 y 365 días con carga mantenida durante dos años, empleando distinto y el mismo origen temporal, respectivamente. Dichas probetas corresponden a un hormigón con resistencias elevadas (véase tabla 2) proveniente del edificio de contención de la C.N. de Vandellós Grupo II y cargadas con una tensión de 80 kp/cm², que representa menos del 20 por 100 de la resistencia del hormigón a las edades citadas.

Los resultados mostrados en ambas figuras confirman comportamientos bien conocidos:

— Las deformaciones diferidas bajo carga son menores cuanto mayor es la edad de las probetas, es decir, su resistencia.

— La mayor velocidad de deformación es mayor para las probetas en las que la edad en el momento de la carga es menor.

En la figura 4 se muestran en escala semilogar-

rítmica y a un mismo origen temporal los resultados expuestos con anterioridad. Puede observarse cómo a partir de un cierto tiempo de carga mantenida (en el entorno de 100 días), la evolución de las deformaciones, dentro del periodo de tiempo analizado, sigue una ley aproximadamente lineal, del tipo expuesto en la expresión 1,

$$\epsilon = A \log (t - 100) \quad (1)$$

donde A, pendiente de la recta, es función a su vez de la edad de la probeta en el momento de su puesta en carga. Esta tendencia, caso de confirmarse experimentalmente con ensayos de fluencia con grandes periodos de carga mantenida (superiores a 20 años), (la documentación que se ha dispuesto no nos permite aventurar una hipótesis en uno u otro sentido), serviría para predecir el comportamiento a largo plazo (P, ej. los 40 años de la vida útil usual en proyectos de edificios de contención de centrales nucleares), a partir de resultados de ensayos de fluencia sobre probetas cargadas durante periodos menores de tiempo (alrededor de 2 años).

Si tal como se ha visto en los estudios de fluencia es importante el análisis a largo plazo, no lo es menos la determinación del valor de la deformación instantánea que debe considerarse como origen de las deformaciones diferidas. Dicho valor, por otra parte, es tema de controversia entre diferentes autores.

En la tabla 2, se indican los valores encontrados para la deformación instantánea, deducidos directamente a través de la deformación medida para el nivel de carga estudiado en el ensayo de fluencia (bastidores de fluencia), o bien indirectamente a través del módulo de elasticidad para el citado nivel de tensiones $\epsilon_i = \frac{\sigma}{E_c}$. Como puede observarse,

la deformación instantánea medida en los bastidores de fluencia (ϵ_i) es mayor en todos los casos que la deformación teórica.

Ello es debido, en nuestra opinión, al diferente sistema de aplicación de carga. Así, mientras el valor de E_c se obtiene en probetas ensayadas con prensas de velocidad de deformación o carga constante, la carga en los bastidores de fluencia se hace mediante un gato hidráulico, de forma manual, lo que puede conducir a una velocidad no lineal en la aplicación de la carga tal como se muestra en la fig. 5.

En la primera parte de esta figura, que representa una velocidad de carga constante, los valores de las deformaciones instantáneas medidas y teóricas son prácticamente iguales, lo que confirma la hipótesis antes realizada.

Por otro lado, los valores del módulo de elasticidad del hormigón mostrados en la tabla 2 en rela-

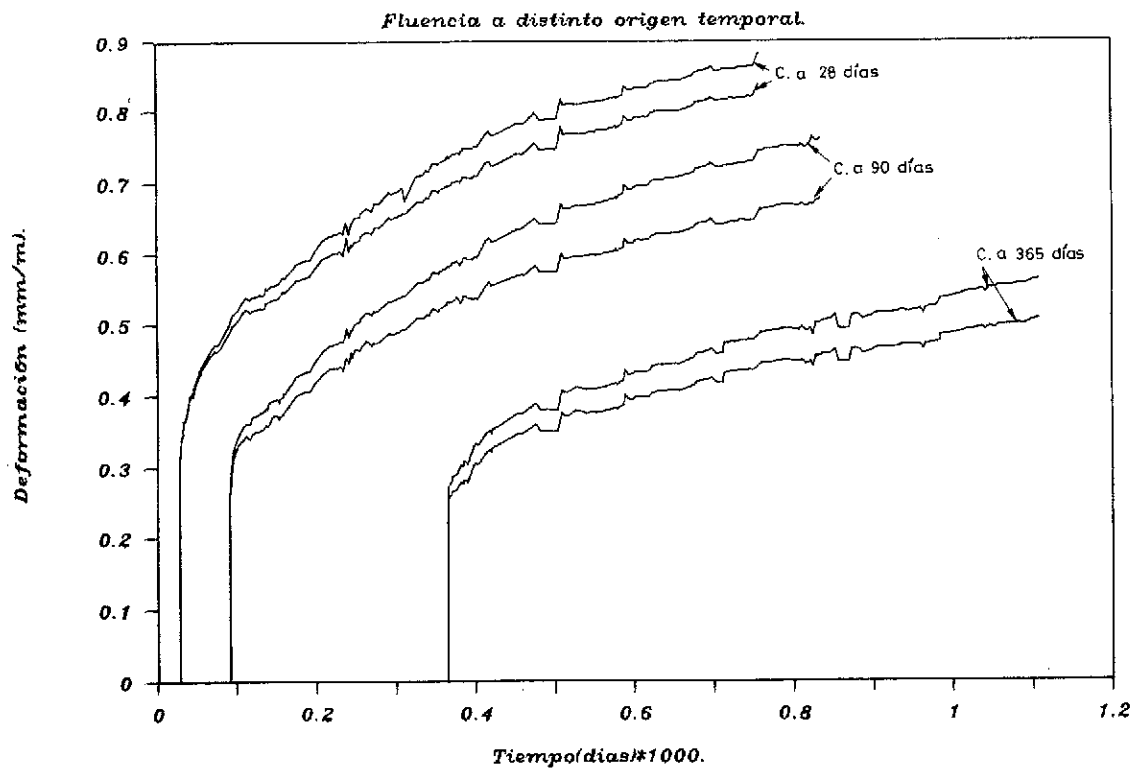


Fig. 2. Deformaciones de fluencia, con diferente origen temporal (Probetas de hormigón C.N. Vandellós II cargadas a los 28,90 y 365 días).

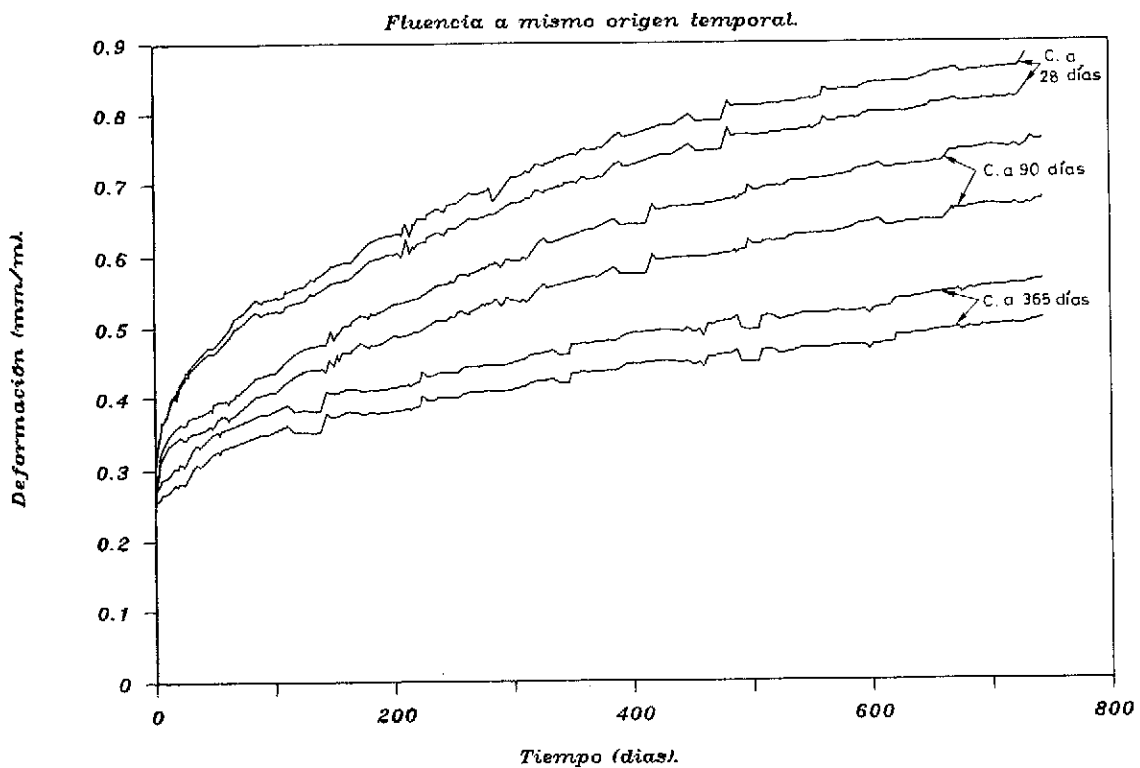


Fig. 3. Deformaciones de fluencia, con el mismo origen temporal (Probetas de hormigón C.N. Vandellós II cargadas a los 28,90 y 365 días).

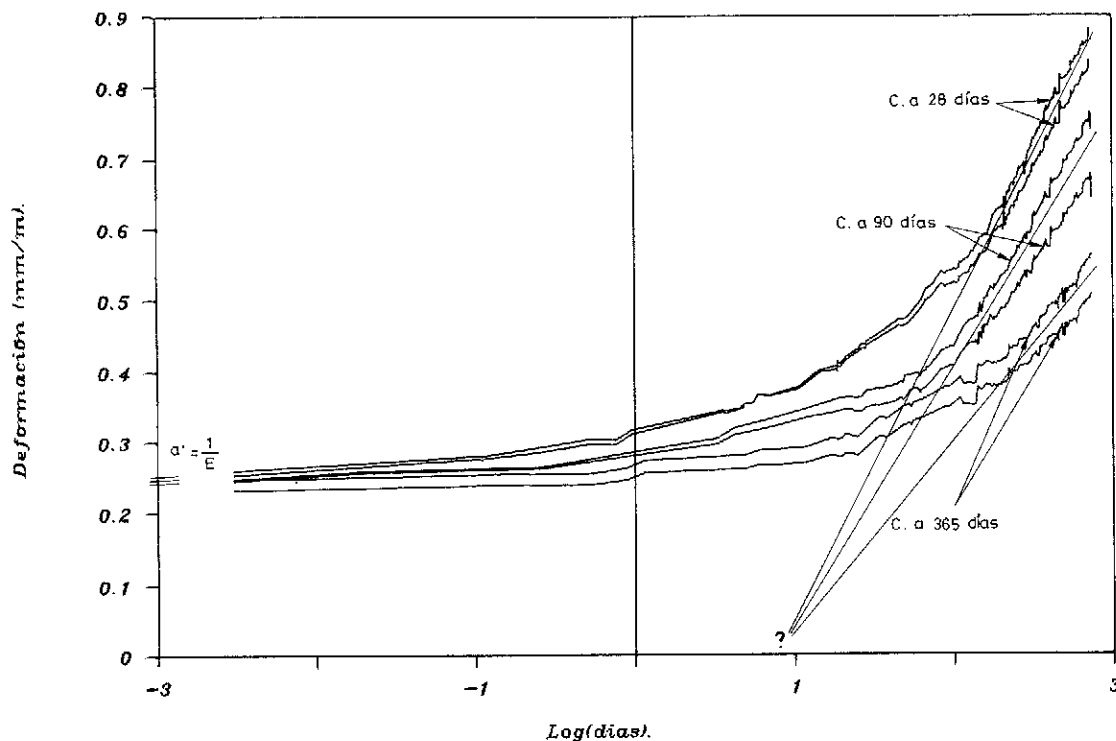


Fig. 4. Deformaciones de fluencia, en escala semilogarítmica, con el mismo origen temporal.

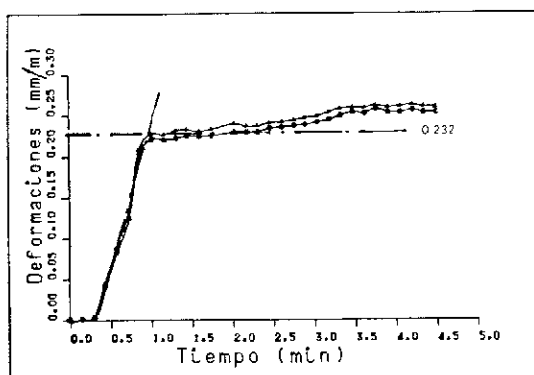


Fig. 5. Velocidad de carga en probetas para fluencia. Carga manual mediante gatos hidráulicos.

ción con la resistencia, muestran un comportamiento más próximo al propuesto por el Código Modelo CEB-FIP (11) que al definido en la EH-82 (8). Este hecho ya evidenciado por Aguado et al. en (1) será objeto de un tratamiento específico, en una próxima publicación, para hormigones realizados en España.

Otro aspecto que hay que destacar es la ambigüedad de la llamada deformación instantánea ya que, tal como indica Bazant en (12), las probetas tienen unas deformaciones significativas debidas a fluencia en las primeras horas. Este hecho queda contrastado por los resultados expuestos en la fig.

6 para las probetas cargadas a los 28 días de edad de la C.N. de Vandellós Grupo II, en los que se contemplan las deformaciones bajo carga durante las primeras 3 horas. Todo ello pone de manifiesto la necesidad de buscar un origen convencional de las deformaciones diferidas o, de otra manera, de definir convencionalmente la deformación instantánea que con frecuencia se sitúa en la deformación correspondiente a un periodo entre 1 y 10 min. La no definición de este origen, asociado al valor del módulo de elasticidad que se tome, puede conducir, como acertadamente señala Millanes en (10), a una sobrevaloración de las deformaciones diferidas.

Retracción del hormigón

Para el hormigón de características descritas en la tabla 2, se realizaron asimismo ensayos de retracción empleando un sistema interno de medida (galgas embebidas) resultando los valores de la retracción que se presentan en la fig. 7, correspondientes a tres probetas que se dispusieron sin ningún tipo de recubrimiento y otras tres que se envolvieron con una camisa de caucho sin capa intermedia de parafina. Las condiciones externas eran iguales en ambos casos.

Estos resultados (fig. 7) muestran, por un lado, una mayor retracción de las probetas sin nin-

TABLA 2

Valores de la deformación instantánea directa según un ensayo de fluencia (ϵ_i med) o bien indirecta a través del módulo de elasticidad [ϵ_i (E_c)]

C.N. Vandellós (Hormigón normal). Carga 80 kg/cm ²				
edad (días)	R _c (Kp/cm ²)	E _c (Kp/cm ²)	ϵ_i (E _C) (mm/m)	ϵ_i medida (mm/m)
28	523	347235	0,230	0,257
91	592	374733	0,213	0,246
365	632	411105	0,195	0,240
Puente Tortosa (Hormigón blanco). Carga 100 kg/cm ²				
edad (días)	R _c (Kp/cm ²)	E _c (Kp/cm ²)	ϵ_i (E _C) (mm/m)	ϵ_i medida (mm/m)
28	458	343565	0,291	0,476

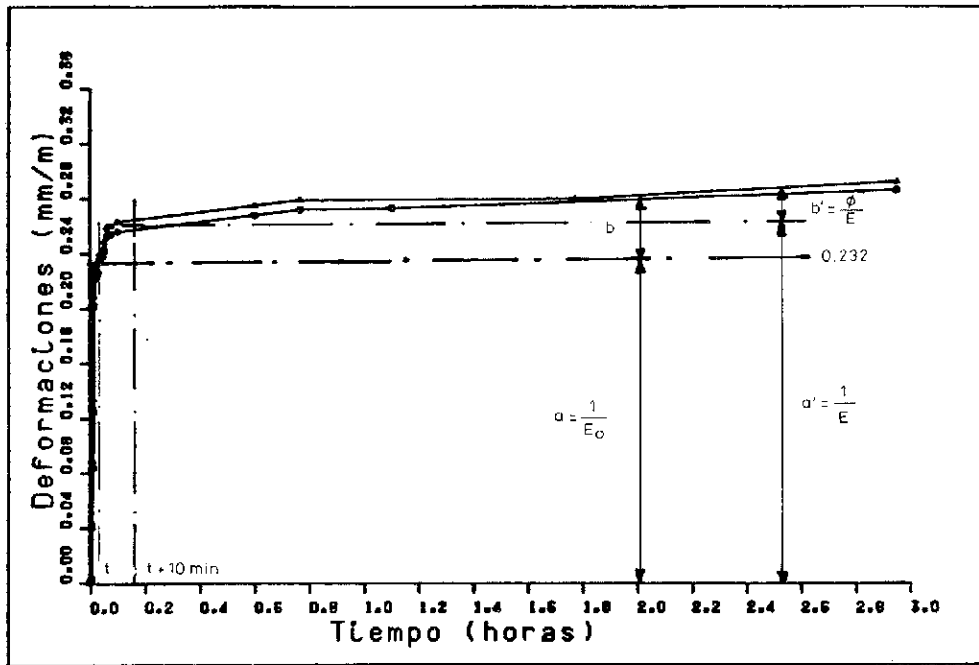


Fig. 6. Deformaciones de fluencia durante las primeras 3 horas, en probetas cargadas a los 28 días.

gún tipo de camisa, en el periodo analizado (1.208 días). Este resultado, ya esperado, indica que aparte de la retracción de origen químico, se ha producido gran parte de retracción por cambio de condiciones de humedad en las probetas (secado de las probetas). Ahora bien, en este tipo de probetas (sin camisa) la variación de la deformación por retracción entre los 400 y los 1.208 días es pequeña, pudiendo obedecer a que existe un cierto equilibrio entre la humedad de la cámara climática y la humedad de la probeta.

Por otro lado, en las probetas encamisadas (sin silicona interpuesta) el valor de la retracción es menor que en las probetas sin camisa; sin embargo, la velocidad de deformación en el periodo entre los 400 y los 1.208 días es mayor. Ello es debido, en nuestra opinión, a que la camisa de caucho no es totalmente impermeable y estanca, con lo cual se va produciendo en el tiempo una evaporación del agua de las probetas a la cámara climática y, en consecuencia, una retracción por secado de las mismas. Este comportamiento irá

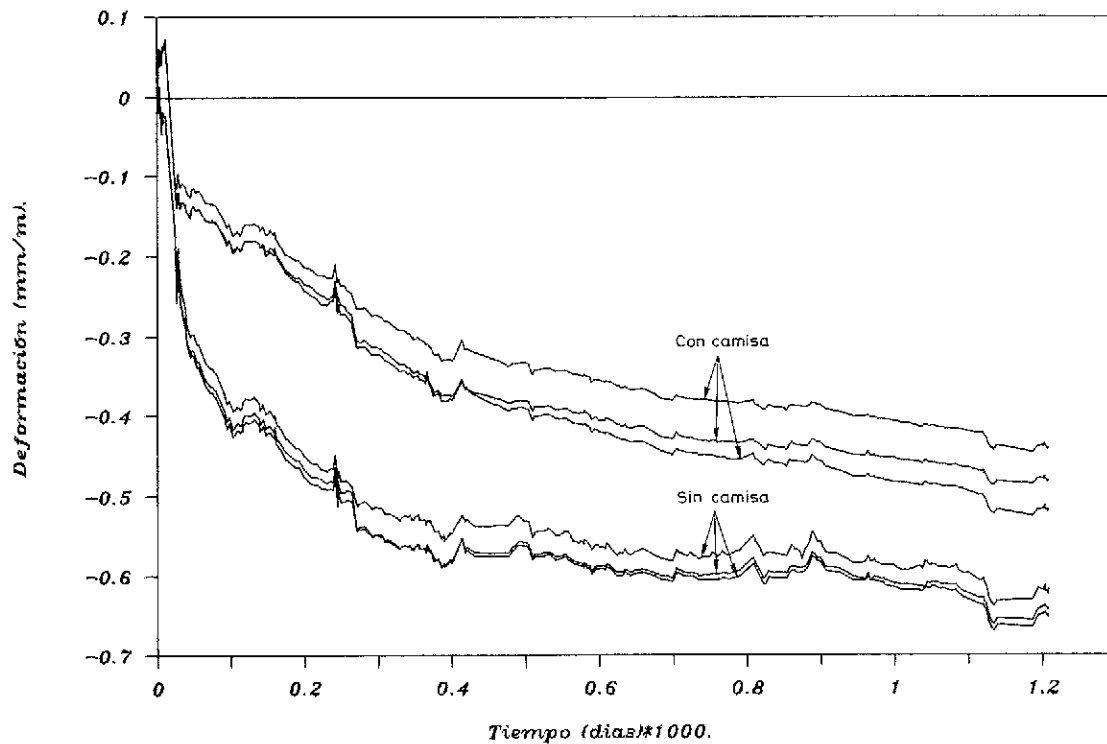


Fig. 7. Deformaciones de retracción a 1.208 días, en probetas con camisa y sin ella.

disminuyendo a medida que se establezca un equilibrio entre la humedad de las probetas y la correspondiente a la cámara climática.

En la fig. 8, se presentan los resultados de la retracción medidos en los 6 primeros días. En ese periodo, las probetas se desmoldearon al primer día y se puso la camisa a las probetas correspondientes. El resto de los días se mantuvieron en condiciones de laboratorio.

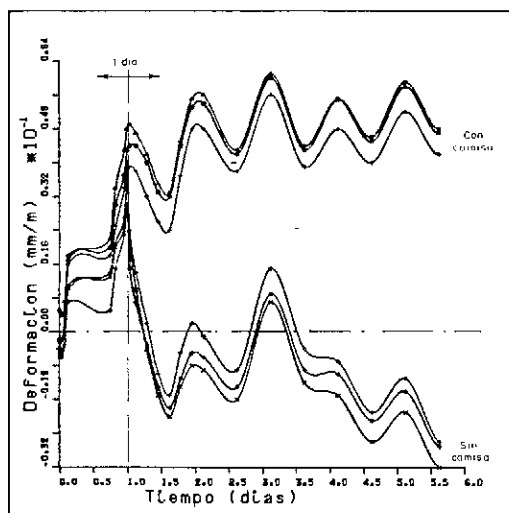


Fig. 8. Deformaciones de retracción en los 6 primeros días, en probetas con camisa y sin ella.

Es de destacar que en las primeras 24 horas se produjo una expansión en todas las probetas, fruto de la reacción exotérmica. El comportamiento de los dos tipos de probetas difiere sig-

nificativamente a partir del primer día, ya que las probetas sin camisa tienen una evaporación libre de agua, lo que da lugar a una retracción de secado, mientras que las probetas con camisa no tienen esa evaporación libre (es insignificante en este periodo).

Por otro lado, hay que señalar que en los dos tipos de probetas se reflejan los ciclos térmicos diarios, y el orden de magnitud que tienen con relación a la retracción. (Las probetas estaban en ese periodo en un laboratorio de obra sin acondicionar térmicamente). Estas deformaciones medidas muestran el satisfactorio resultado del sistema empleado que en este caso, como se ha dicho con anterioridad, fueron galgas embebidas en probetas rectangulares de 15 cm x 15 cm x 60 cm.

4. CONCLUSIONES

Las conclusiones más significativas de los trabajos anteriormente expuestos son:

—El equipo de retracción desarrollado, basado en el sistema Dupont, se muestra como un equipo muy versátil para medir la retracción tanto en primeras horas como a largo plazo.

—Se deja una vía abierta de estudio para la predicción a largos periodos de valores de deformación por fluencia a través de datos obtenidos en periodos cortos (2 años), para diferentes edades del hormigón en el momento de la puesta en tensión.

—Se deja, asimismo, abierta la necesidad de definir un origen convencional de las deformaciones

instantáneas. Por otro lado, se concluye la no conveniencia de comparar directamente valores de deformaciones instantáneas obtenidos con diferentes metodologías (medidos directamente en un ensayo de fluencia o bien a través del módulo de elasticidad).

--Se pone de manifiesto el diferente comportamiento de la retracción en probetas con o sin camisa; analizando su evolución en el tiempo (hasta 1.208 días) y en los primeros días (6 días).

AGRADECIMIENTOS

Los autores desean manifestar su agradecimiento a la Comisión Asesora de Investigación Científica y Técnica del M.E.C. por la subvención concedida al proyecto de investigación CAICYT 2629-83. "Estudio en el tiempo y en su aplicación a obras de ingeniería civil de los hormigones de polímeros", gracias a la cual ha sido posible el desarrollo del grupo de retracción presentado.

Asimismo, queremos dar las gracias a la C.N. de Vandellós Grupo II, en las personas de D. Juan Sabater y D. Jaume Serret, por su inestimable colaboración en los estudios realizados por nosotros sobre las características mecánicas del hormigón del edificio de contención de la citada central.

BIBLIOGRAFIA

1. Aguado, A., Alcayde, A., Velasco, J.M. y Vives, A. "Reflexiones sobre ensayos de fluencia en probetas de hormigón". Rev. Hormigón y Acero n° 161, 4° trimestre 1986.
2. A.T.E.P. "XII Asamblea Técnica de la Asociación Técnica Española del Pretensado". Coloquio en sesiones 1 y 2. 19-23 Octubre 1987. Granada.
3. C.E.D.E.X. - I.E.T.C.C. "Colloquia 88. Jornadas sobre estructuras y materiales". Madrid 23-27 mayo 1988.
4. Stanley, D.W. "An experimental investigation of Polymer Concrete Systems". Thesis of Master. The University of Texas at Austin, 1985.
5. Aguado, A., Alcayde, A., Velasco, J.M. y Vives, A. "Informe relativo al programa de ensayos de las propiedades mecánicas del hormigón del edificio de contención de la C.N. de Vandellós Grupo II". Convenio U.P.C. TC-251. Barcelona, Octubre 1985.
6. Aguado, A., Velasco, J.M. "Informe relativo a los ensayos de diversas propiedades mecánicas del hormigón del puente sobre el río Ebro en Tortosa". Convenio U.P.C. S-70. Barcelona, Septiembre 1986.
7. Velasco, J.M. "Características mecánicas de los hormigones de resinas de poliéster". Tesis doctoral E.T.S.I.C.C.P. de Barcelona, Septiembre 1988.
8. M.O.P.U. "Instrucción para el proyecto y ejecución de obras de hormigón en masa o armado". EH-82. Comisión Permanente del Hormigón. Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Madrid 1982.
9. Illston, J.M. and Pomeroy, D.C.D. "Recommendations for a standard creep test". Concrete V. 9, 1975, p. 24-25.
10. Millanes, J.F. "Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tensodeformacional en tableros de puentes construidos de forma evolutiva". Rev. Hormigón y Acero n° 156, 3er trimestre 1986. pp. 9-43.
11. C.E.B. - F.I.P. "Código Modelo C.E.B.-F.I.P. para las estructuras de hormigón". Ed. en español I. E.T. Madrid 1980.
12. Bazant, Z.P. "Mathematical Models for Creep and Shrinkage of Concrete". Chapter 7 of "Creep and Shrinkage in Concrete Structures". Ed. by Z.P. Bazant and F.H. Wittmann. John Wiley & Sons. Belfast 1982.

RESUMEN

El presente artículo, continuación de uno anterior, muestra, por un lado, el equipo para medición de la retracción del hormigón desarrollado en la Cátedra de Hormigón de la E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Dicho equipo tiene grandes ventajas, destacando entre otras, la posibilidad de medir (con puntos de medida internos), la retracción tanto en primeras horas (antes de desmoldar) como en periodos grandes de tiempo.

Por otro lado, se muestran una serie de resultados sobre retracción y fluencia en probetas de hormigón (en general, escasos en España), obtenidos con los correspondientes equipos desarrollados en la citada Cátedra. Aprovechando estos resultados se hace una serie de comentarios sobre puntos menos conocidos o de permanente discusión.

SUMMARY

This paper is the continuation of another published in the same magazine. It shows the equipment developed to measure of shrinkage in concrete at the "Cátedra de Hormigón" of the "E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos" of Barcelona. One of the advantages of this equipment is the possibility of measuring shrinkage since the cast of the specimen, by mean of internal point.

Some of the results of creep and shrinkage strains (scarcely published in Spain), obtained with the equipments developed by us, are presented. In base of the results we made some comments about points less known or in permanent discussion.

El uso del postensado en estructuras de edificación

Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO, S.A.

1. INTRODUCCION

En 1974, en USA, se consumieron 40.000 toneladas de postensado, lo que equivale a unos 0,18 kg por persona. De ellos, el 60 por 100 se utilizaron en edificación (0,11 kg/hab.), 25 por 100 en puentes (0,05 kg/hab.), 7 por 100 en nucleares (0,015 kg/hab.), otro 7 por 100 en anclajes (0,015 kg/hab.) y el resto en obras diversas.

En 1980, las estadísticas conocidas de algunos países avanzados proporcionaban los siguientes índices, en relación con la utilización de acero para postensar:

- Francia: 0,17 kg/habitante
- Alemania Federal: 0,57 kg/habitante
- Japón: 0,26 kg/habitante
- Suiza: 1,00 kg/habitante
- Reino Unido: 0,11 kg/habitante
- Estados Unidos: 0,22 kg/habitante

El autor carece de datos análogos referidos a España, pero presiente que en el año 80, el consumo de postensado en puentes no habrá superado el índice de 0,05 kg por habitante

y que, en conjunto, no se habrá superado la cifra de 0,08 kg por habitante. En cuanto a la edificación, dicho porcentaje, será prácticamente nulo.

Citar estas cifras en la introducción de una comunicación que pretende ser fundamentalmente técnica, sirve para preguntarse si existen razones técnicas que estén frenando la utilización del postensado en el vastísimo campo de la edificación.

2. ALGUNOS RASGOS DIFERENCIALES DE LAS ESTRUCTURAS DE EDIFICACION

La respuesta a la cuestión formulada requiere una reflexión previa que permita identificar características diferenciales de las estructuras de edificación, en relación con las estructuras de puentes, consideradas, a estos efectos, como referencia.

En forma esquemática y sin que, desde luego, pretenda tener un valor absoluto, podemos destacar lo siguiente:

Structuras de edificación	Puentes
- Importantes condicionantes de flecha	- Escasos condicionantes de flecha
- Cantos muy reducidos, por limitaciones de espacio	- Menores limitaciones de canto
- Estructuras generalmente protegidas; menor preocupación por la fisuración	- Estructuras a la intemperie: mayor control de fisuración
- Esquemas estáticos complejos: alta hiperestaticidad espacial	- Esquemas estáticos sencillos

3. ALGUNAS APLICACIONES DEL POSTENSADO EN LA EDIFICACION

Entre las características diferenciales de las estructuras de edificación, hay que destacar la importancia de la flecha como condicionante en la concepción y dimensionamiento de la estructura. Este condicionante adquiere aún mayor relevancia cuando, como ocurre con frecuencia, es obligado que el canto de la estructura sea mínimo.

En una estructura convencional de hormigón la flecha total, en condiciones de servicio (figura 1), se puede expresar esquemáticamente mediante la expresión:

$$f_T = f_{p,i} + f_{p,\infty} + f_{s,c}$$

siendo,

$f_{p,i}$ = flecha instantánea, debida a las cargas permanentes

$f_{p,\infty}$ = flecha diferida, debido a las cargas permanentes

$f_{s,c}$ = flecha debida a las sobrecargas.

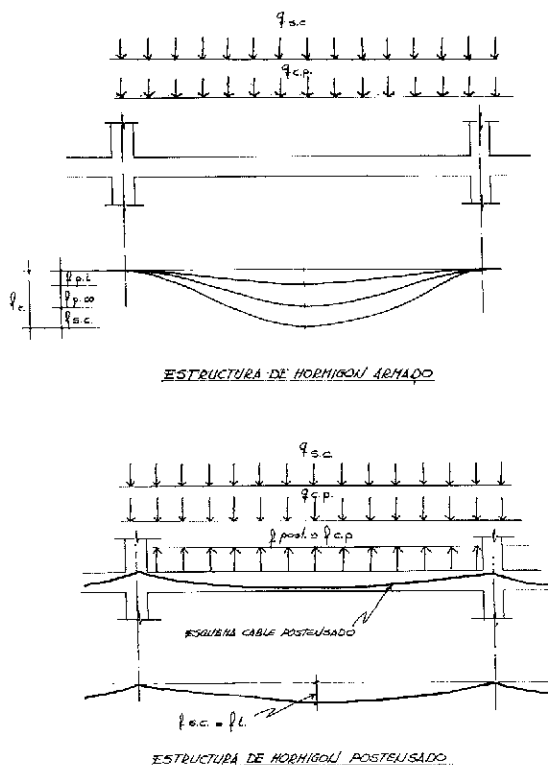


Fig. 1.

El efecto del postensado sobre una estructura, equivale a la aplicación de una fuerza de compresión en los extremos de los cables, y a unas fuerzas hacia arriba, inversamente proporcionales a la curvatura del cable. Con un dimensionamiento adecuado de los cables, podemos conseguir que la carga q_{post} sea igual y contraria a la provocada por las cargas permanentes y que, por ello, la flecha inicial q_i quede anulada por

la flecha de signo contrario del pretensado. Consiguientemente las flechas diferidas debidas a la fluencia del hormigón se anularán también y el valor de la flecha total coincidirá con la debida exclusivamente a la sobrecarga.

$$f_T = f_{s,c}$$

Teniendo en cuenta que, como orden de magnitud, el valor de $f_{p,\infty}$ suele ser el doble de $f_{p,i}$ y si consideramos, a efectos de esta exposición, que la sobrecarga tiene un valor análogo a la carga permanente y que, consiguientemente, el valor de $f_{s,c}$ y $f_{p,i}$ son análogos, podemos concluir que la flecha total será del orden de cuatro veces la flecha debida a la sobrecarga:

$$f_{T(H.A.)} = 4 f_{s,c}$$

En el caso de la estructura postensada:

$$f_{T(H.P.)} = f_{s,c}$$

Para el mismo espesor de losa, la utilización del postensado permitiría, por consiguiente, reducir la flecha total de $4 f_{s,c}$ en el caso del hormigón armado a $f_{s,c}$:

$$f_{T(H.P.)} = \frac{1}{4} f_{T(H.A.)}$$

Además, el efecto de la compresión que se introduce por medio de los cables postensados, retrasa la aparición de fisuras y minimiza su importancia para las cargas de servicio. La rigidez de la estructura postensada será mayor que la de la estructura de hormigón armado, lo que contribuirá a reducir su flecha real.

También hay que considerar que, al ser las estructuras postensadas más esbeltas, su peso propio será menor, otro factor que juega también a favor de una reducción de flechas en este tipo de estructuras. Como contrapartida, el menor canto de la losa significa una reducción de su inercia y un incremento de la flecha, siempre en relación con la losa equivalente en hormigón armado.

Como caso concreto, podemos citar una losa plana con pilares situados según una cuadrícula de $9,0 \times 9,0$. Con una losa postensada de 22,5 cms (1/40 de la luz), la flecha máxima estimada resultó ser 9 mm (1/1000 de la luz) para una sobrecarga de 400 kg/m^2 . Una losa en hormigón armado de 30 cm, hubiese provocado una flecha superior a los 25 mm.

Conviene recordar que, en estos casos, el espesor mínimo de las losas puede venir condicionado por el punzonamiento de la placa (aunque a estos efectos, también el postensado es beneficioso) y por la necesidad de situar las frecuencias de vibración de la losa por debajo de los límites que aseguren el confort de los usuarios de la edificación. También conviene notar que, desde este

punto de vista que estamos considerando, el postensado debería dimensionarse para compensar las cargas permanentes y anular así la flecha debida a estas cargas y, consiguientemente, las flechas diferidas. No tiene interés, siempre desde este punto de vista, aumentar el postensado para compensar, además, una parte de la sobrecarga.

4. ELOGIO DEL PRETENSADO PARCIAL

Una vez más el progreso ha sido posible por la conciencia de las limitaciones de nuestros conocimientos. Durante tiempo nos hemos fijado como objetivo, para el dimensionamiento de estructuras postensadas, lograr que en cualquier punto de la estructura, no se produjesen tensiones de tracción y las tensiones de compresión no superasen ciertos límites. Sin embargo, el pretensado se resolvía generalmente con cables dispuestos en una dirección. En sentido transversal, la estructura se resolvía en hormigón armado. No se tenían en cuenta las variaciones de temperatura, ni las zonas singulares de la estructura (apoyos, cambios bruscos de sección en losas aligeradas, etc.), donde inevitablemente se producían tracciones. Y, efectivamente, en obras proyectadas en "pretensado total" se fué constatando la aparición frecuente de fisuras. En la reglamentación se fueron incorporando instrucciones respecto a armaduras mínimas y otras medidas destinadas a paliar las lagunas que planteaba el cálculo de estructuras en "pretensado total". En realidad, siempre hemos proyectado en "pretensado parcial". En función del número, disposición y características de los cables, era previsible que hubiese partes de la estructura permanentemente comprimidas (grado de pretensado > 1), mientras que en otras, las tracciones eran más que probables (grado de pretensado < 1). Ser conscientes de ello nos ha llevado a transformar la ignorancia en incertidumbre y el pretensado parcial nos ha abierto las vías para gestionar adecuadamente esta incertidumbre.

Hagamos ahora una somera y genérica comparación entre el hormigón con "pretensado parcial" y el hipotético hormigón con "pretensado total":

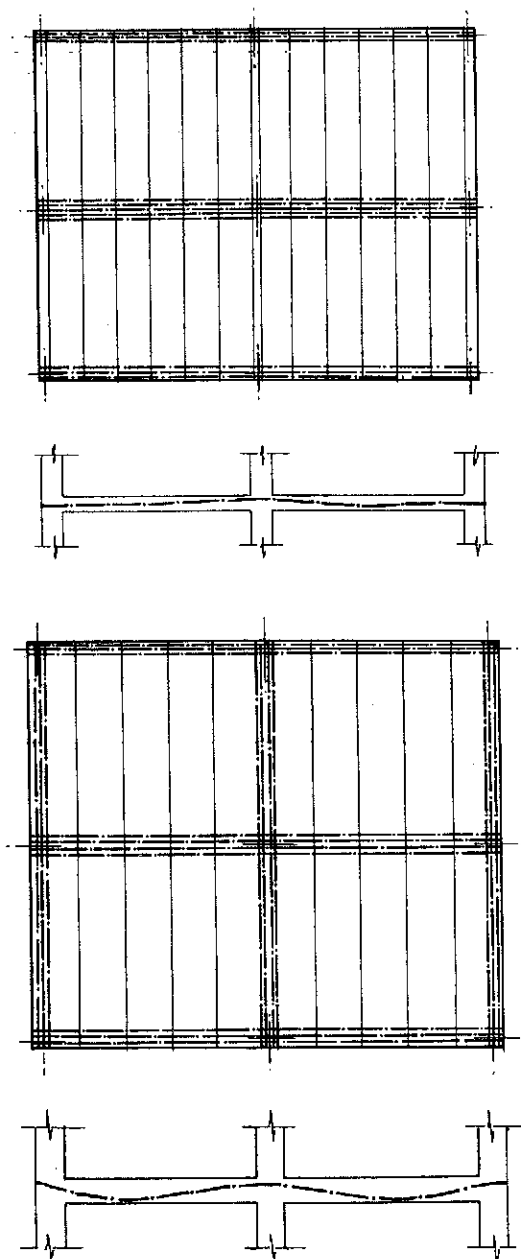
En relación con la fisuración —el enemigo fundamental contra el que se utilizaba indiscriminadamente el pretensado total— ahora se empieza a graduar mejor la importancia del problema, que depende de la agresividad del ambiente, características de los materiales, de la orientación de la fisuración, etc. Se sabe también que la presencia de fisuras no influye sistemáticamente en una menor durabilidad de las construcciones y se conocen mejor los medios para limitar la separación y anchura de las fisuras.

Refiriéndonos de nuevo a las estructuras de edificación, hay que señalar que las soluciones en "pretensado total" eran prácticamente inviables. Dada la alta hiperestaticidad de este tipo de estructuras, su carácter marcadamente tridimensional, la presencia de huecos y otras irregularidades geométricas, no era posible determinar el estado tensional con el rigor que exigía el "pretensado total". Además dicha técnica obligaba a altas resistencias en hormigones. Las secciones, generalmente de forma rectangular, de un rendimiento estructural muy bajo, exigían fuerzas de pretensado importantes.

La incertidumbre en el estado tensional y la menor preocupación por la fisuración, debido al ambiente protegido, favorecía, en cambio, la utilización del pretensado parcial que, además, permitía un excelente control de las deformaciones. Desde el punto de vista económico, la relación de costes del acero para pretensar es del orden de 4 veces el coste del acero pasivo. Su capacidad resistente puede ser, por otro lado, 4 veces superior. Por ello, la sustitución del acero pasivo por acero de pretensar no tendría por qué suponer, en muchos casos, un incremento de costes.

El pretensado parcial consigue superar la rigidez impuesta en el "pretensado total" que exigía "justificar" estados tensionales con tracciones nulas en todas las posibles situaciones de servicio. Con el pretensado parcial tenemos la posibilidad de ajustar el número y forma de los cables en función de consideraciones constructivas, podemos evitar la colocación de cables con anclajes en po-

Estado límite	Pretensado parcial	Pretensado total
<i>E.L. Ultimo</i>	Mayor ductilidad debido a la armadura pasiva.	Menor ductilidad
<i>E.L. de Servicio</i>		
• Deformaciones	Mejor control de deformación	Peor control de deformaciones
• Fatiga	$\Delta\sigma_{ad} \leq 200 \text{ N/mm}^2$ bajo sollicitaciones dinámicas	No se plantea excepto en casos excepcionales.
• Fisuración	Control apertura fisuras	No se plantea



ALGUNAS POSIBLES DISPOSICIONES DE CABLES POSTENSADOS

Fig. 2.

siones intermedias de vigas y losas, podemos distribuir los cables en una losa con mucha mayor libertad. En la figura 2, por ejemplo, se muestra la distribución de cables que se están utilizando en losas macizas de edificación, distribución basada en motivos fundamentalmente constructivos y que se aleja en ocasiones, apreciablemente, de la ubicación requerida desde un punto de vista puramente estructural. El pretensado parcial supone un

cambio de actitud, una forma diferente de reflexión que nos obliga a cambiar nuestros hábitos estructurales y nos permite su utilización en campos, como el de la edificación, hasta ahora prácticamente vedados.

5. DOS EJEMPLOS DE APLICACION DEL POSTENSADO EN EDIFICACION

En la figura 3 se muestra la planta de la estructura para la nueva Estación de Autobuses de Zaragoza. Los pilares están situados fundamentalmente según una matriz cuadrada de 8,10 x 8,10 metros. La zona de rampas para acceso de los autobuses a la cubierta y la geometría de los bordes de la edificación, perturban el esquema estático general. Pero sobre todo lo perturba de manera destacada, el hecho de que algunos pilares desaparecen, por razones funcionales, en el nivel de planta baja y nacen sobre las vigas, creadas al efecto, a nivel de planta primera. Estas vigas deben, por ello, salvar una luz de 16,20 metros reciben una importante carga puntual en el centro, proveniente de las cargas permanentes y sobrecargas de vehículos pesados de la planta superior de cubierta, además de las correspondientes cargas del nivel en que se sitúan. El canto máximo de la viga no podía superar, por razones de gálibo, los dos metros, incluyendo los 35 centímetros de espesor de la losa aligerada con la que se resolvió la estructura (figura 4). Finalmente, se exigía una flecha limitada a 1/500 de la luz, esto es, a poco más de 3 centímetros. Como resultado, un complejo problema que se plantea en parecidos términos, con relativa frecuencia, en edificios importantes. La utilización del postensado parcial evitó el recurso a soluciones metálicas, que hubiese supuesto una anómala singularidad en una estructura totalmente de hormigón y evitó también la creación de juntas y apoyos especiales, que hubiese perjudicado el monolitismo estructural. En la figura 5 se muestra la geometría, armado activo y pasivo y detalles de la viga.

Es interesante preguntarse acerca del grado de pretensado de esta estructura. Existen dos definiciones que compiten por reflejar mejor este concepto:

$$a) \text{ Grado de pretensado} = \frac{\text{Momento de descompresión}}{\text{Momento total}}$$

$$b) \text{ Grado de pretensado} = \frac{\text{Capacidad última del acero activo}}{\text{Capacidad última del acero total (activo + pasivo)}}$$

La definición primera en este caso no se puede utilizar. El momento de descompresión, producto

del esfuerzo del pretensado por su distancia al borde del núcleo central de la sección, es desconocido. Obsérvese la estructura, su alto grado de hiperestaticidad, la coacción impuesta por pilares y la gran difusión que se tiene que producir de la compresión aplicada en anclajes a través de la losa que cubre la planta. ¿Cuál es el valor de la fuerza de pretensado que solicita la viga, por ejemplo, en su sección central? El autor no tiene respuesta y, por ello, no puede determinar el grado de pretensado según la definición primera.

Sí, en cambio, podemos determinar fácilmente el grado de pretensado, de acuerdo con la segunda definición. Se alcanza un valor del orden de 0,70. Sin embargo, esta definición también es imprecisa. ¿Se alcanzaría el mismo índice para la viga que estamos analizando que para otra viga análoga aislada, sin coacciones, comprimida inequívocamente en todas sus secciones por la compresión debida al pretensado? El comportamiento de ambas vigas sería diferente. La viga coaccionada se fisuraría antes. Sin embargo, su grado de pretensado sería el mismo. En consecuencia, se puede decir que la definición del grado de pretensado, como índice o manifestación del comportamiento previsible de una estructura, está aún por resolver.

En el mismo edificio, se ha utilizado el postensado para resolver otro problema estructural. La cubierta del edificio se remataba con una importante marquesina en forma de anillo circular, de 30 metros de diámetro interior y 56 metros de diámetro exterior, con un vuelo, por tanto, de 13

metros. La solución consistió en una malla especial de 1,40 metros de canto sujeta a una viga circular de 30 metros de diámetro, con 35 cm de espesor y 2,00 metros de canto total. La tracción provocada por la flexión radial de la marquesina se absorbía postensando circunferencialmente la viga, tal como se practica, por ejemplo, en el caso de depósitos circulares. La viga circular apoya en un conjunto de pilares metálicos muy próximos. Su gran flexibilidad permitió que la viga, sin juntas, cubriese dos zonas del edificio separadas por una junta de dilatación. (Véanse figuras 6, 7 y 8).

6. EPILOGO

Al comienzo se ha planteado la cuestión de saber las razones por las que en España prácticamente no se utiliza el postensado en la edificación. El pretensado parcial ha permitido superar el freno insalvable que suponían los planteamientos estructurales en "pretensado total". No existen, por tanto, impedimentos técnicos. Las razones económicas son de menor entidad de lo que se suele pensar y se han indicado en el texto algunas cifras que avalan esta opinión. No existiendo razones técnicas, no existiendo en muchos casos razones económicas, el autor se inclina por pensar que las razones son sociológicas. No siendo Hormigón y Acero una revista de sociología, no parece prudente ocupar más espacio y conviene dar aquí por concluido el texto.

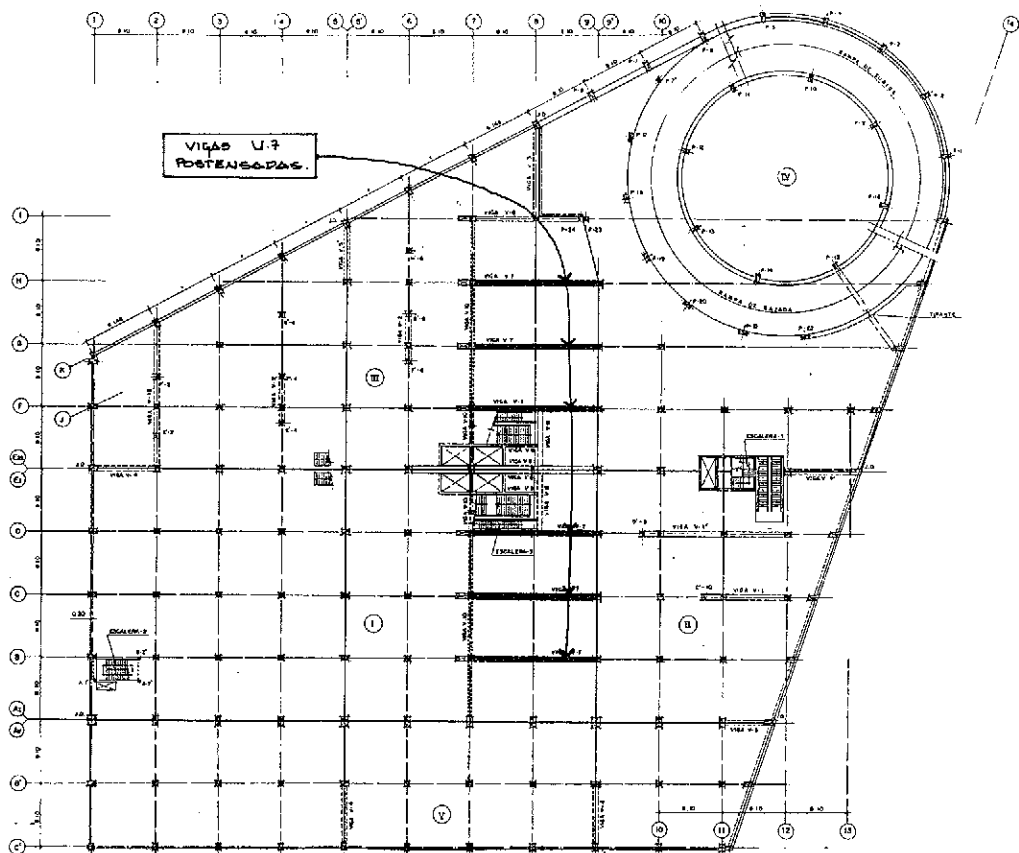


Fig. 3.

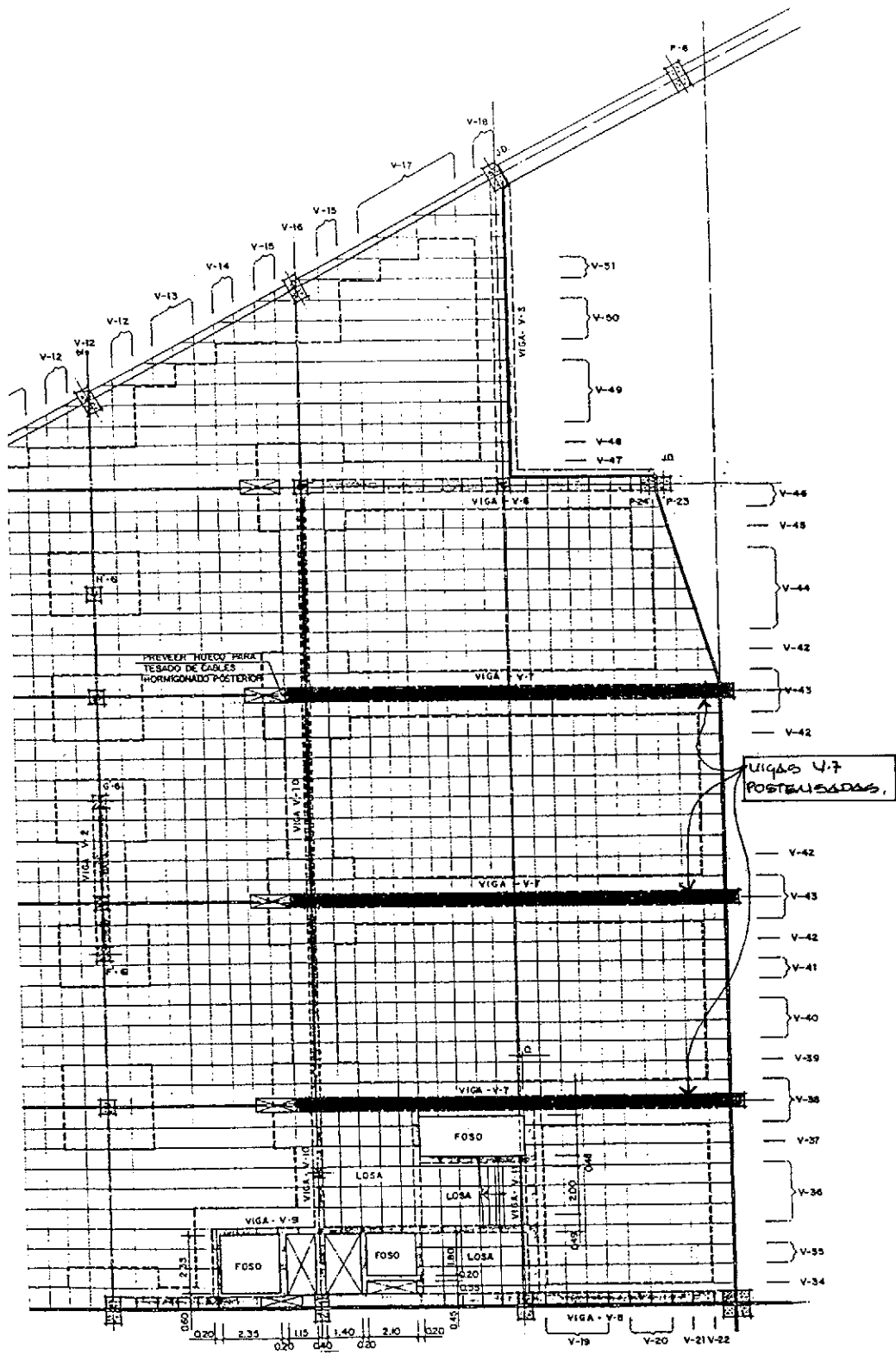
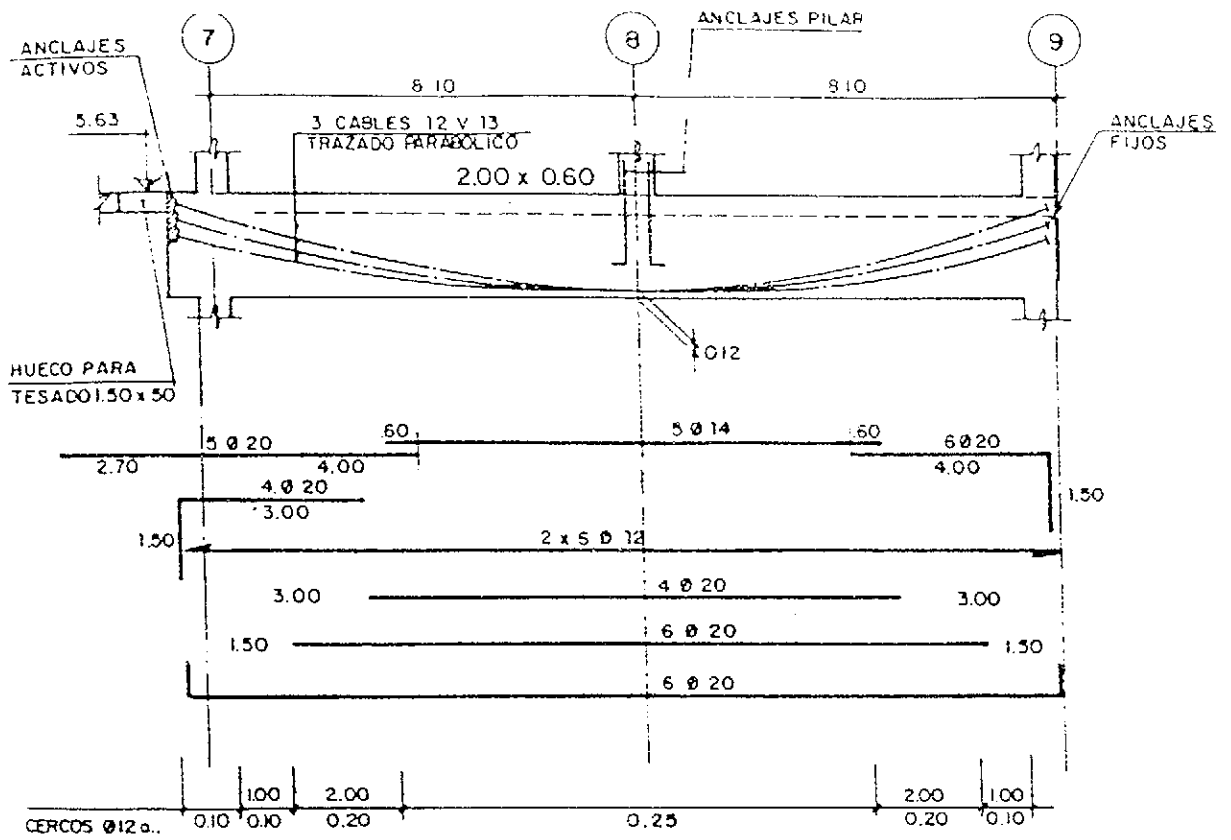


Fig. 4.



VIGA V-7
ESCALA 1:100

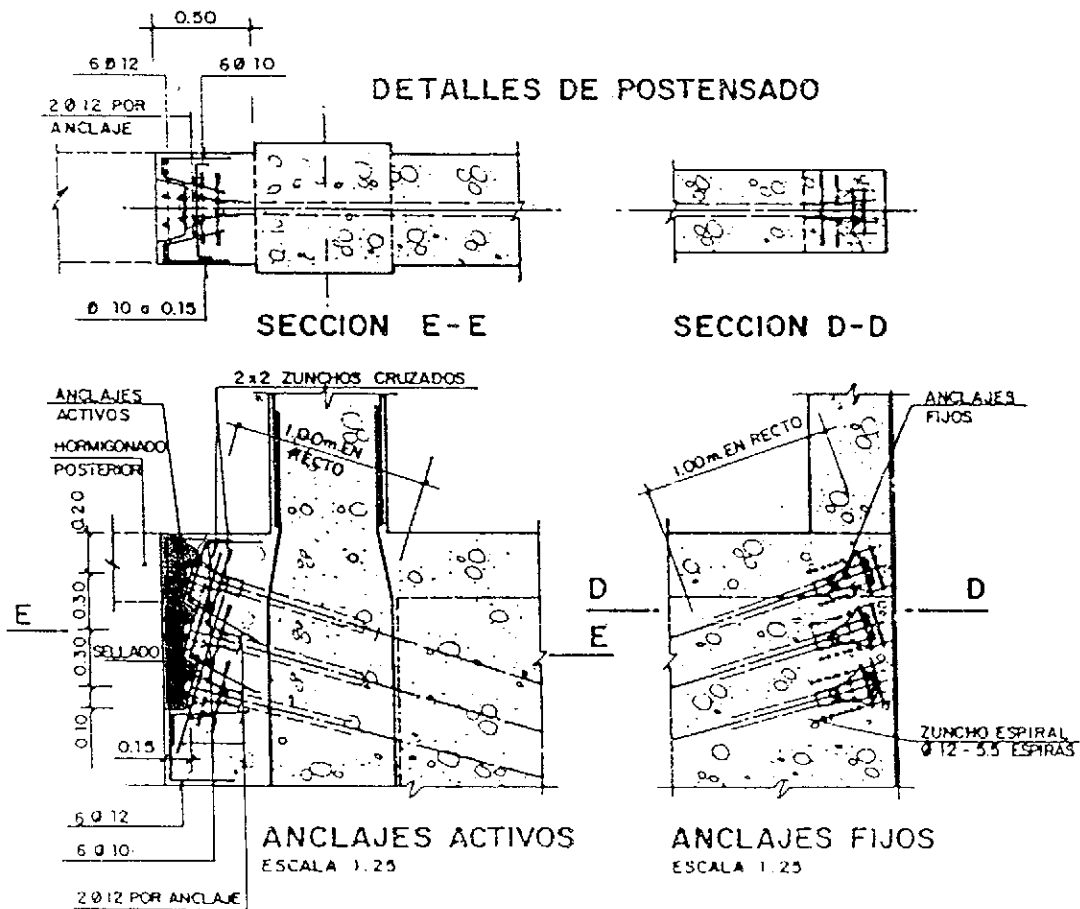


Fig. 5.

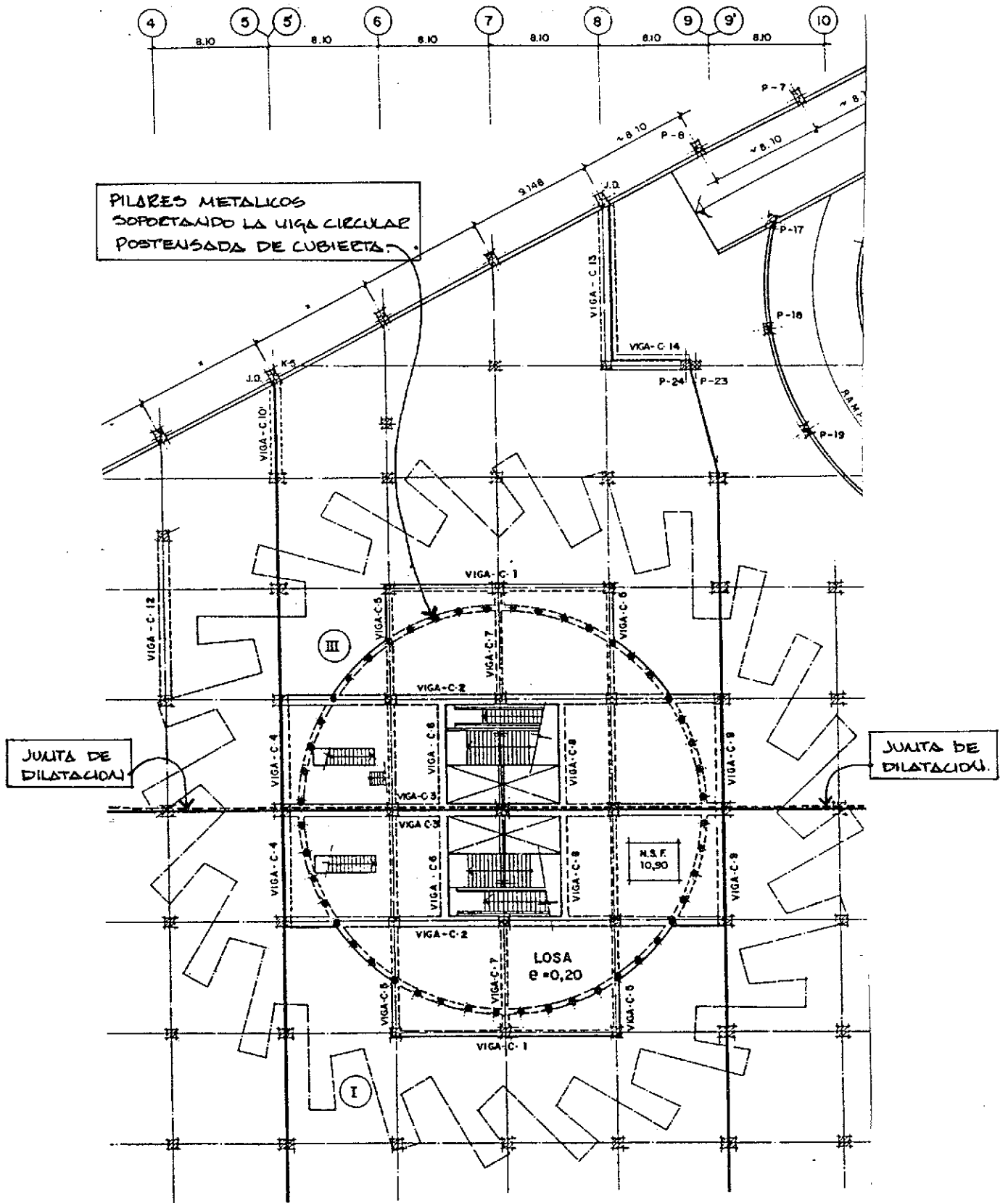
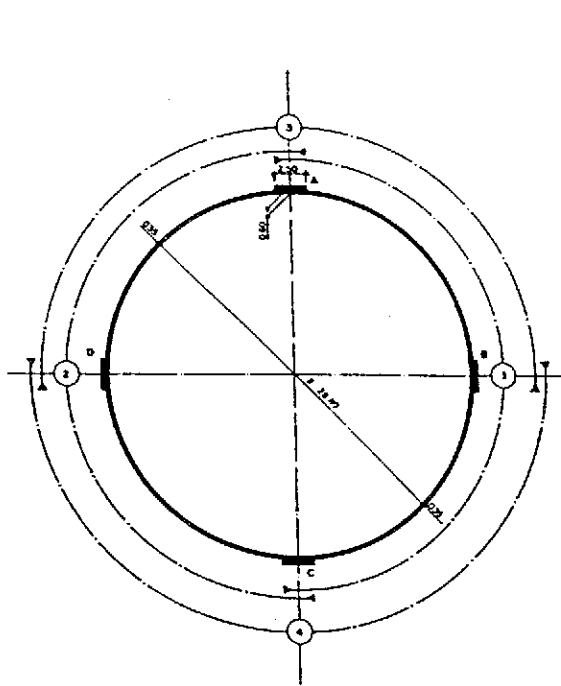
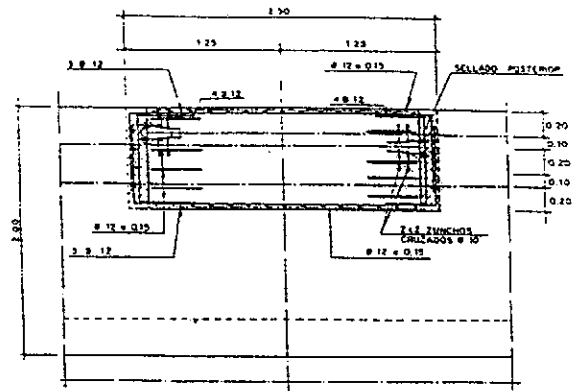


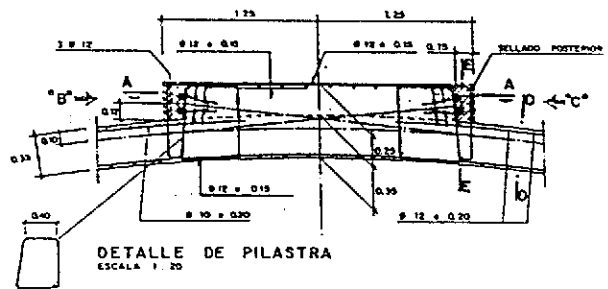
Fig. 6.



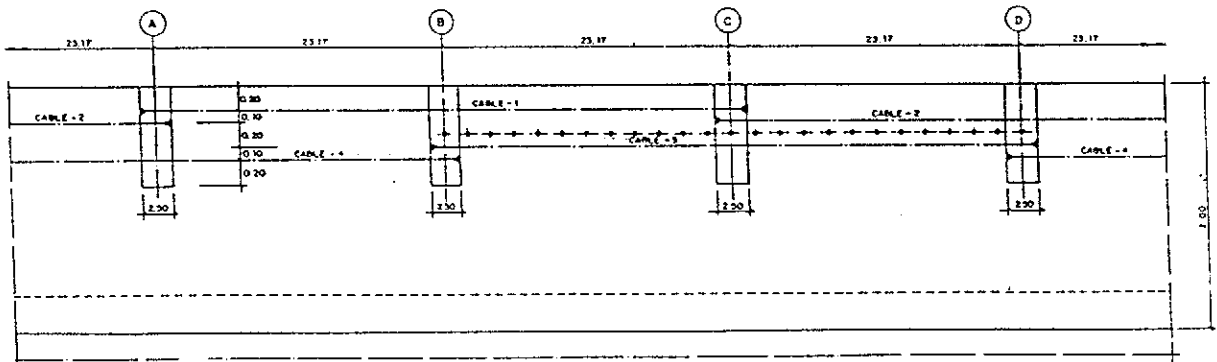
ESQUEMA DE POSTENSADO (PLANTA)
ESCALA 1:200



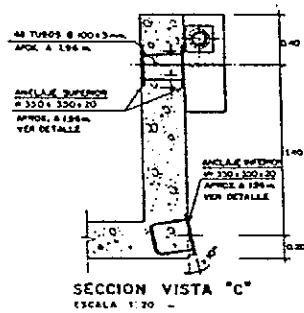
ALZADO SECCION "A"
ESCALA 1:20



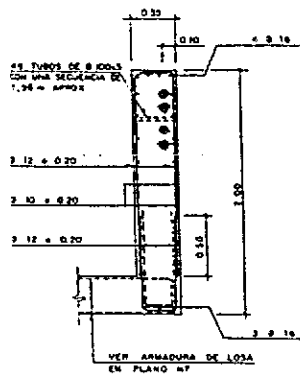
DETALLE DE PILASTRA
ESCALA 1:20



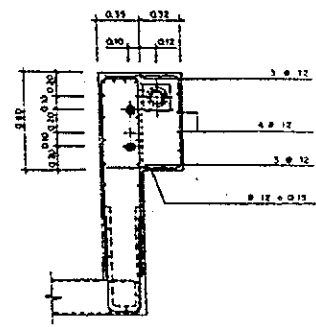
ALZADO
ESCALA 1:200
V = 1:20



SECCION VISTA "C"
ESCALA 1:20



SECCION D-D
ESCALA 1:20



SECCION E-E
ESCALA 1:20

Fig. 7.

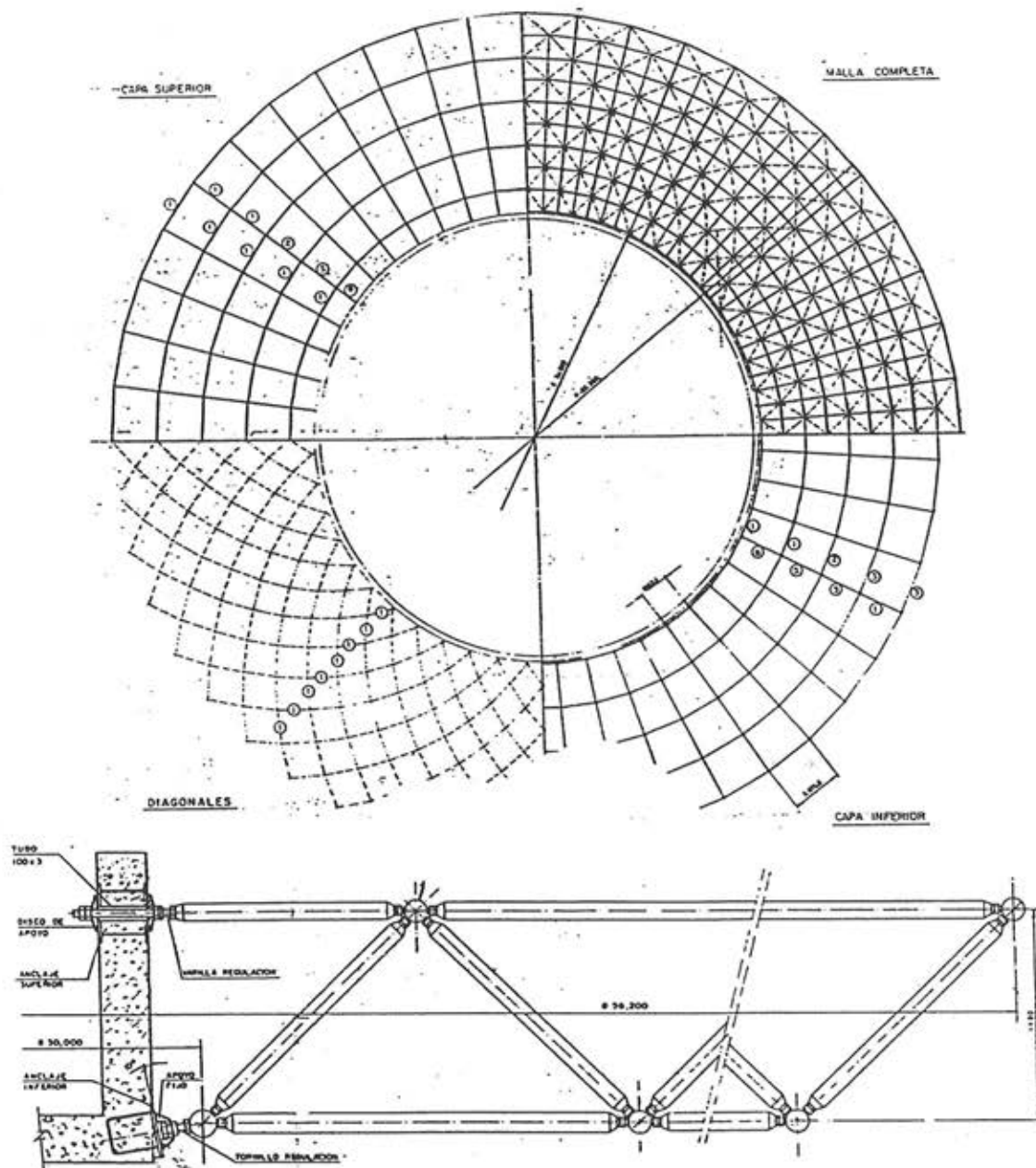


Fig. 8.

RESUMEN

En España es infrecuente el uso del postensado en las estructuras de edificación. No sucede así en otros países tecnológicamente avanzados, en los que su utilización es muy frecuente. En el artículo se analizan las posibilidades y ventajas que tiene el uso del postensado en losas y elementos singulares de estructuras de edificación. Se constata el avance que supone, al respecto, el reconocimiento del pretensado parcial. Se muestran ejemplos concretos de aplicación de la técnica del postensado en una edificación singular y, a partir de todo ello, se concluye que no existen razones técnicas ni económicas que impidan el uso generalizado del procedimiento.

SUMMARY

The use of post-tensioning concrete in building structures is unusual in Spain. This is not so in other technologically advanced countries, where its use is very frequent. In the article, the possibilities and advantages of the use of post-tensioning in slabs and singular elements of building structures are analyzed. The progress which to this respect represents the recognition of partial prestressing is stated. Specific examples of the application of the post-tensioning technique in singular buildings are shown, and from there, the conclusion that there are neither technical nor economical reasons which prevent the general use of the procedure is drawn.

Diversos puentes pretensados

Ignacio Granell
Ingeniero de Caminos C. y P.
EUROESTUDIOS, S.A.

PUENTE DE FF.CC. SOBRE EL RIO MANZANARES Y LA M-30 (MADRID)

— El puente resuelve el paso de la doble vía Atocha-Parla, en su tramo Atocha-Villaverde, sobre el río Manzanares y la M-30.

— La estructura está constituida por dos tableros gemelos de hormigón postensado, de cinco vanos de 25 - 37 - 37 - 25 y 17 m de luz, respectivamente (Figura 1).

La sección transversal de cada tablero es una viga cajón, monocelular, cuyo canto varía parabólicamente entre 1,50 m y 2,85 m en los vanos 1 y 4, entre 2,00 y 2,85 m en los vanos 2 y 3, y es constante, de 1,50 m, en el vano 5. La anchura total de cada viga, de 4,98 m, se divide en un núcleo de 2,20 m y dos voladizos laterales de 1,866 m y 0,914 m, respectivamente. El espesor de las almas es de 0,50 m y el de las losas superior e inferior de 0,20 m, excepto el de esta última en los vanos de canto variable, donde se hace variable entre 0,20 y 0,50 m (Figura 2).

El pretensado lo constituyen tendones de 12 ϕ 1/2" superestabilizado y 225 t de carga de rotura, pudiendo diferenciarse tres familias: la primera, de 12 tendones, va de estribo a estribo, la segunda, de 4 tendones, se extiende a lo largo de los vanos 2 y 3, y la tercera también de 4 tendones, que constituye un refuerzo sobre la pila 2 (Figura 3).

El tablero reposa, por intermedio de apoyos de neopreno zunchado de tipo anclado, sobre las correspondientes pilas y estribos de hormigón armado; las primeras son de espesor constante igual a 1,20 m y su anchura, que en coronación es de 6,45 m, va disminuyendo con taludes 1:7,25 hasta su unión con el encepado; los segundos los constituyen sendos cargaderos que van dotados del correspondiente murete de guarda, sobre el que apoya la losa de transición y en el que se dispone, así mismo, la junta de dilatación de angular y chapa.

La cimentación, tanto en pilas como en estribos, es profunda, estando constituida por pilotes de 1,25 m de diámetro y 615 t de capacidad de carga. Su profundidad es variable, empotrándose en el macizo rocoso constituido por arcillas y yesos de edad miocena. Su número es, así mismo, variable de: 3 en estribos, 5 en pila 1, y 6 en pilas 2, 3 y 4, que arrancan del correspondiente cargadero o encepado, según se trate de estribos o pilas, respectivamente.

— La ejecución del tablero se ha previsto sobre cimbra, pudiendo diferenciarse en él claramente dos partes: la correspondiente al vano del río, que salvaba éste sin apoyos intermedios y que básicamente estaba constituida por dieciséis cuchillos tipo Bailey complementados, en cada extremo, por otros tantos cuchillos tipo All-Fix, y la correspondiente al resto del puente, donde se utilizaba una cimbra más convencional, tipo Shorload, complementada, para los pasos de la M-30, con elementos tipo Bailey (Figura 4).

La ejecución de los tableros se efectuó de manera no simultánea, a fin de aprovechar para el segundo el máximo de material empleado en el primero, incluyendo, claro está, la cimbra, que se ripó transversalmente una vez descimbrado el primer tablero (Figura 5).

Cada tablero se hormigonó en dos fases: en la primera se hormigonó la zona de losa inferior comprendida entre almas, y en la segunda, el resto de la sección transversal. Cada una de estas fases comprendía la longitud total del puente. En la segunda fase se rellenaban, con un mortero sin retracción, las zonas acañadas dejadas sin hormigonar en la losa inferior del vano del río, para permitir la libre deformación de la misma durante el hormigonado del resto de la sección y evitar su posible fisuración al deformarse la cimbra con el peso del hormigón (Figuras 6 a 14).

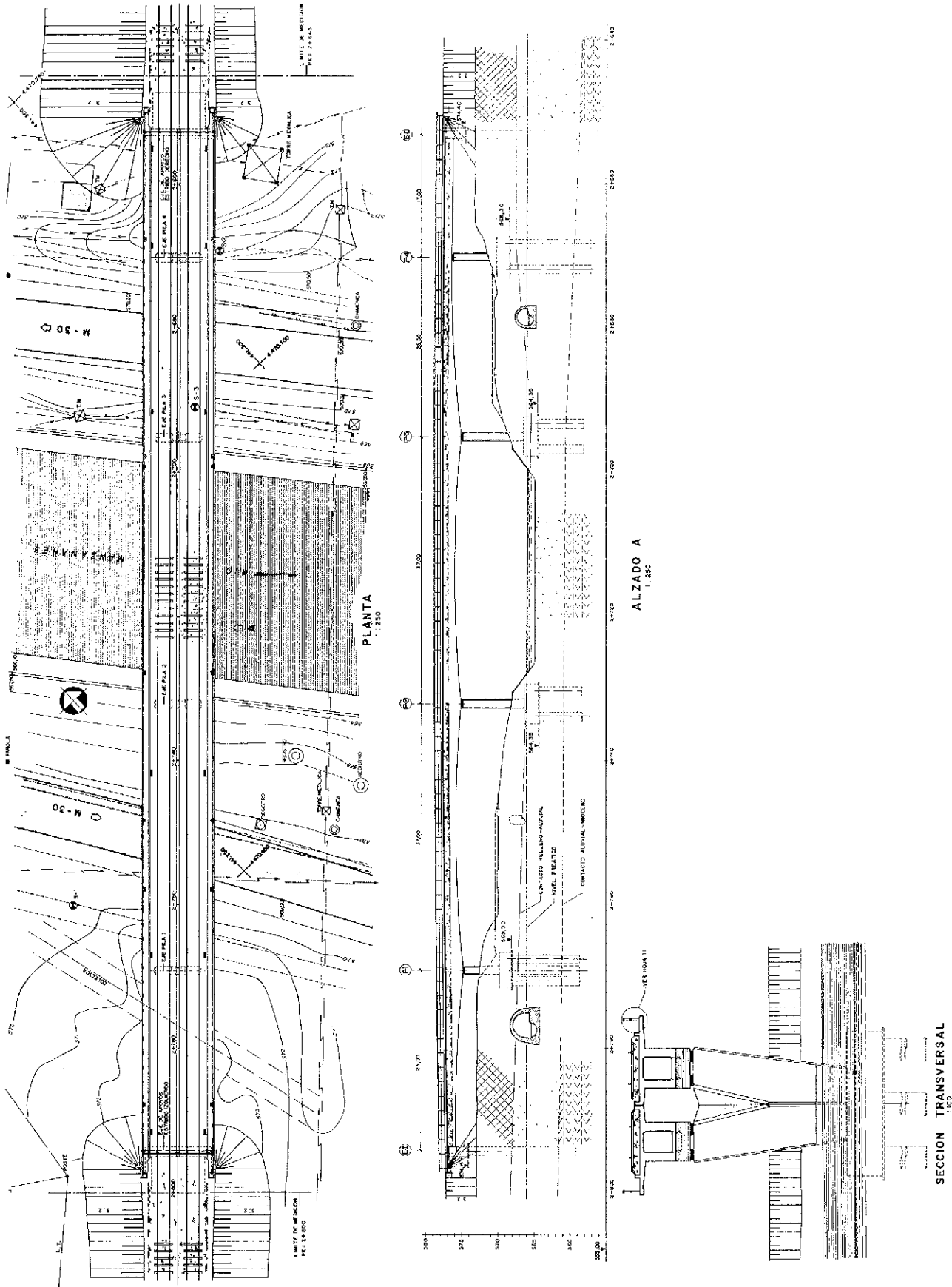


Fig. 1. Planta, alzado y sección transversal.

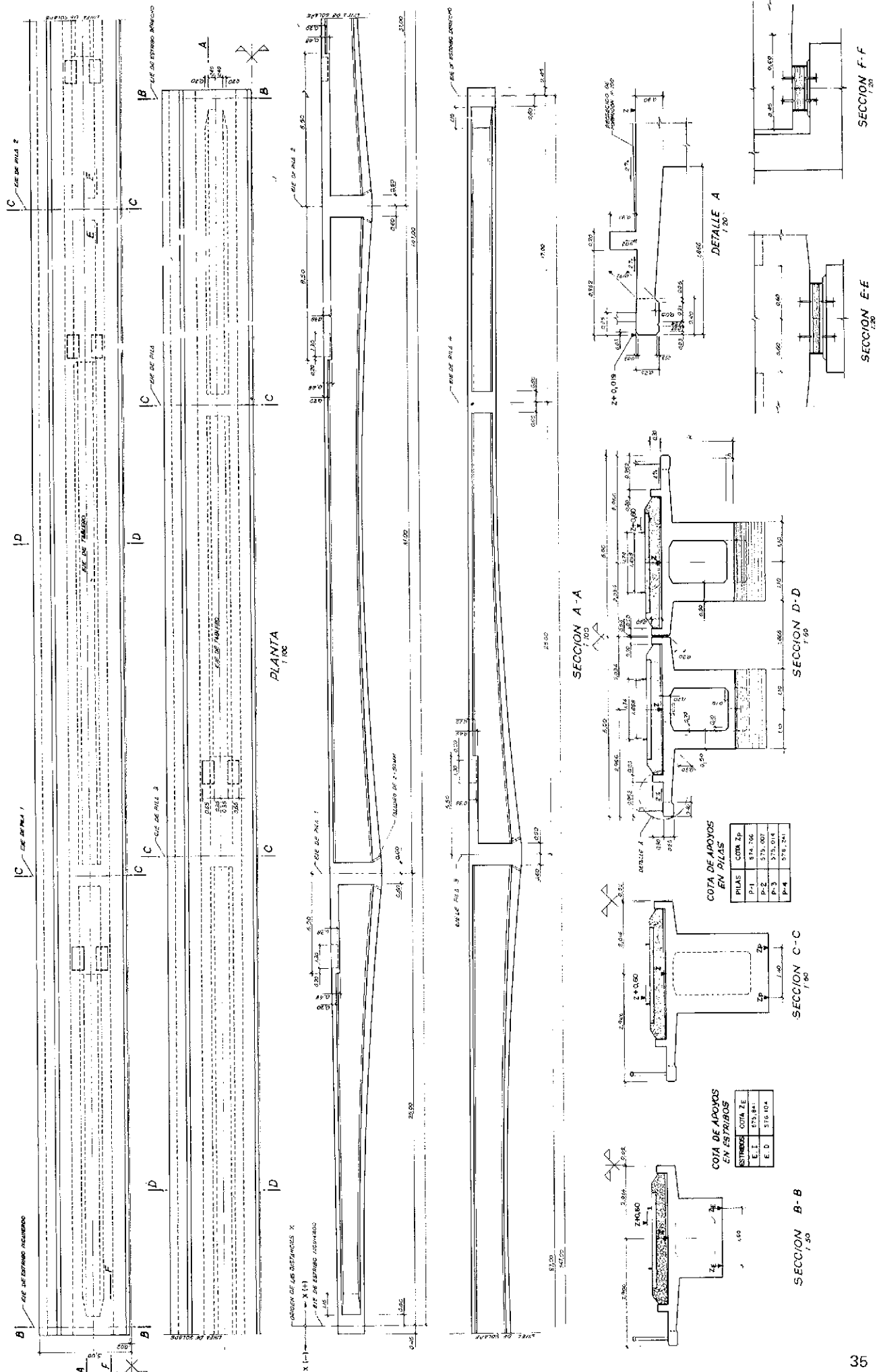


Fig. 2. Definición tableros.

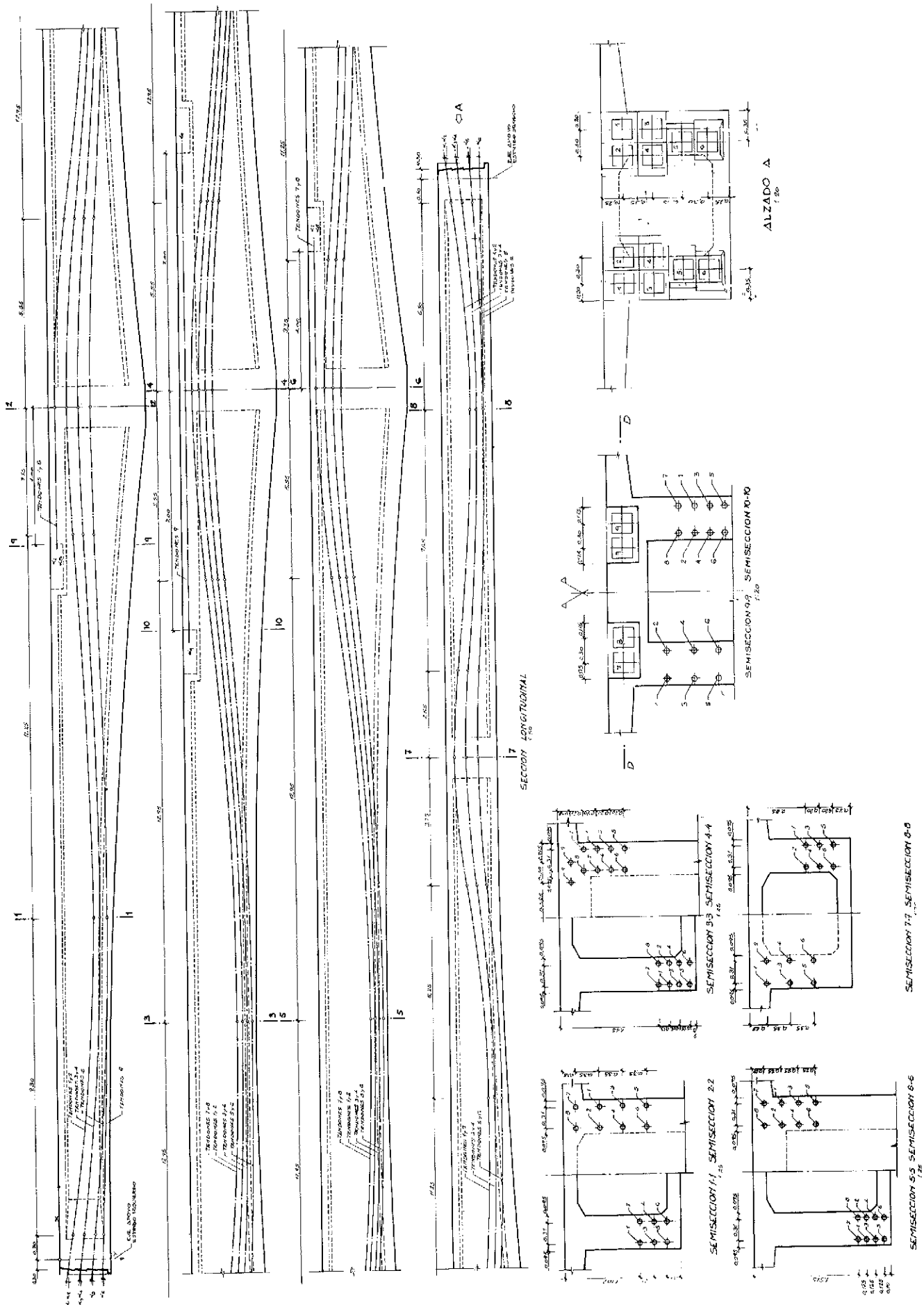


Fig. 3. Definición pretensado.

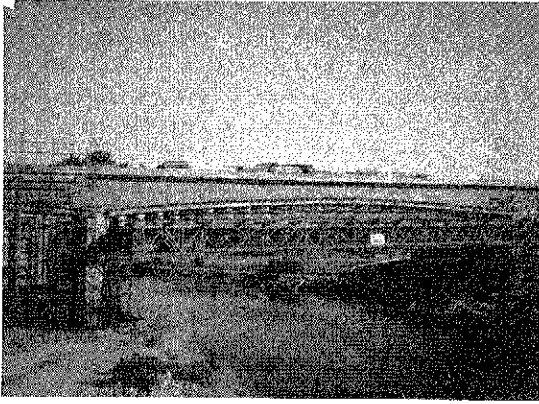


Fig. 4. Vista de la cimbra del vano sobre el río.

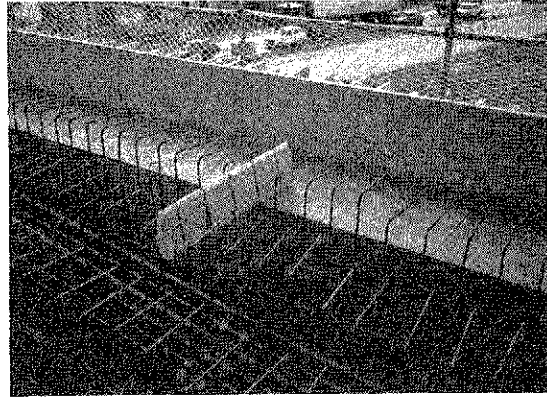


Fig. 7. Detalle de una de las cuñas de losa inferior en la 1.ª fase de hormigonado.

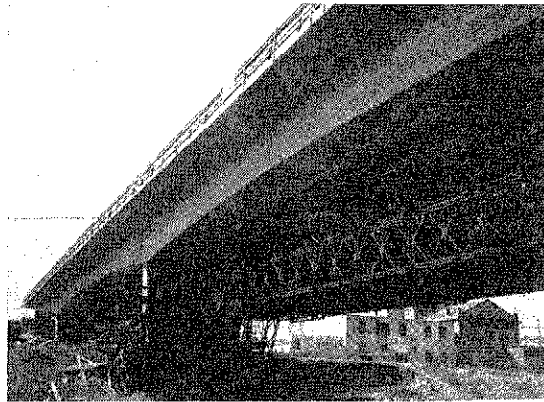


Fig. 5. Cimbra ripada para ejecución del 2.º tablero.

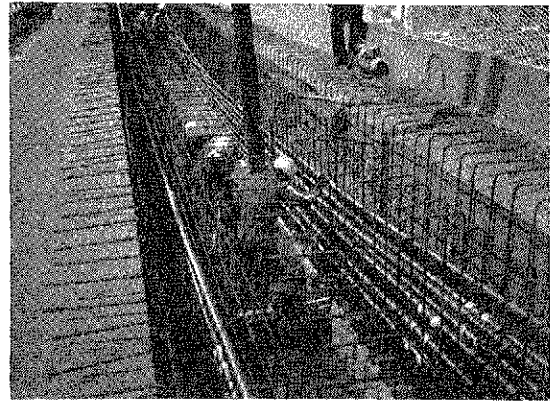


Fig. 8. 1.ª fase de hormigonado.

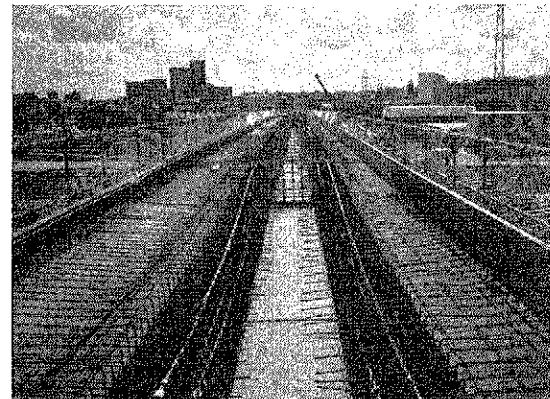


Fig. 9. Losa inferior ya hormigonada.

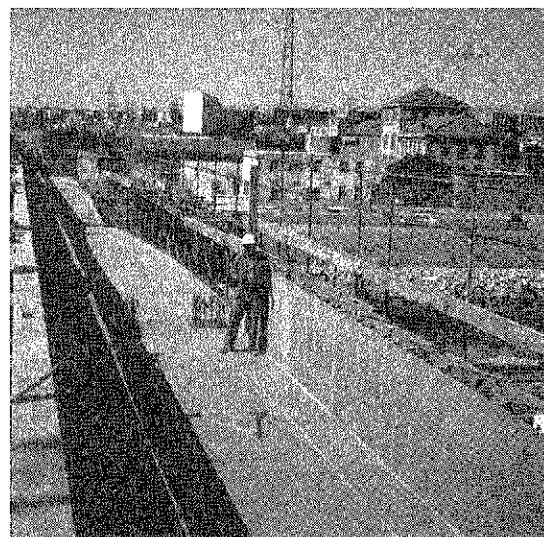


Fig. 6. Vista del encofrado exterior.

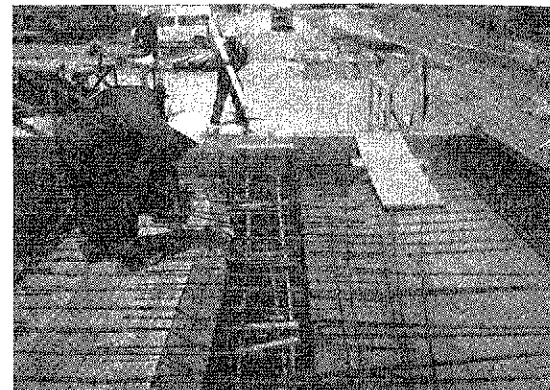


Fig. 10. Detalle del encofrado interior del cajón.

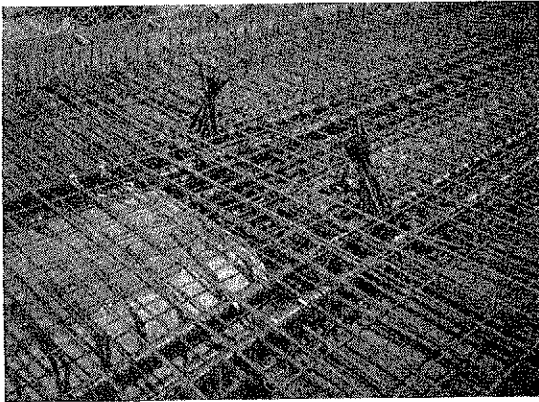


Fig. 11. Detalle de ferralla de la 2.^a fase.

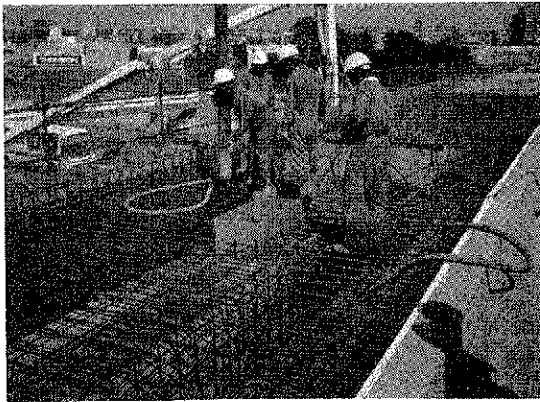


Fig. 12. Hormigonado de la 2.^a fase.

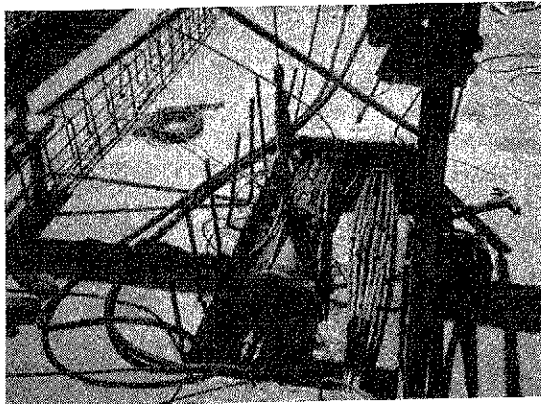


Fig. 13. Detalle del tesado en anclajes intermedios.

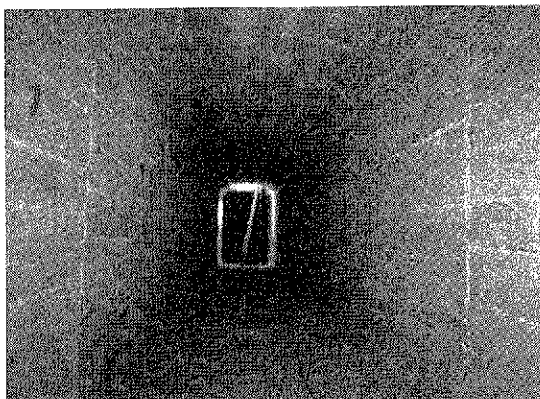


Fig. 14. Vista del interior del tablero.

El tesado se realizó en tres fases: la primera, a las 36 horas, con objeto de evitar la fisuración por retracción; la segunda, a los 7 días, que permitía el descimbrado, y la tercera, a los 28 días, constituyente del tesado definitivo, después del cual se realizó la inyección de los tendones. Posteriormente al descimbrado y retirada del encofrado interior, a través de unos huecos dejados al efecto en la losa superior, se procedió al nivelado y hormigonado de la imposta exterior y de los guardabalastos. Simultáneamente, se completaron los estribos con los muretes frontales, losas de transición y las correspondientes juntas de dilatación.

Finalmente, se realizaron los trabajos de acabado del tablero, tales como: impermeabilización, a base de una emulsión asfáltica Isocron-N, sobre la que se disponía una capa de mortero que, a la vez que la protegía, aseguraba, con su pendiente transversal, la conducción del agua hacia los sumideros; colocación de la barandilla y arquetas de registro, y hormigonado de los macizos de anclaje de los postes de la catenaria (Figuras 15 y 16).

— Los materiales básicos utilizados en la estructura han sido los siguientes:



Fig. 15. Aspecto de la estructura terminada.



Fig. 16. Otro aspecto de la estructura terminada.

Hormigón:

Pilotes y Encepados: H-200.
(Resistente a la acción de los sulfatos).
Estribos: H-200
Pilas: H-250
Tablero: H-350 ($0,78 \text{ m}^3/\text{m}^2$).

Acero:

Para armar: AE-46 ($50 \text{ kg}/\text{m}^2$ en tableros).
Para pretensar: A-190-SE ($28 \text{ kg}/\text{m}^2$).

— La obra fue ejecutada por F.O.C.S.A., siendo el ingeniero encargado por parte del M.T.T.C., D. José Antonio Rein. El sistema de pretensado utilizado fue Freyssinet.

PUENTES PERTENECIENTES AL ENLACE DE KUKULARRA DE LA SOLUCION ESKUGALDE (BILBAO)

— La confluencia de las soluciones viarias Eskugalde y Ugaldebieta, genera un enlace a tres niveles, de los cuales, los dos superiores, los constituyen los dos puentes en cuestión. El puente 1 se encuentra en el ramal CD del enlace y salva el ramal GH y el tronco de la solución Ugaldebieta, mientras que el puente 2 corresponde al paso del citado ramal GH sobre la solución Ugaldebieta (Figuras 17 y 18).

— Los dos puentes se han proyectado como estructuras continuas de hormigón postensado, cimentadas superficialmente y construidas sobre cimbra convencional. Sus características geométricas generales son las siguientes:

Puente 1

- 3 vanos de luces 30-42 y 30 m.
- Anchura de 12,5 m.
- Radio en planta, variable entre 250 y 400 m.

Puente 2

- 3 vanos de luces 20-32 y 20 m.
- Anchura de 9,75 m.
- Radio en planta, de 120 m.

Su sección transversal está constituida, esencialmente, por un cajón trapecial bicelular con almas laterales fuertemente inclinadas, suplementado con voladizos laterales hasta completar la anchura total de cada plataforma. De esta manera se obtienen unas secciones muy rígidas frente a la distorsión, con esquemas resistentes muy claros frente a la flexión y a la torsión, consiguiéndose al mismo tiempo un buen resultado desde el punto de vista estético, con una notable reducción del canto aparente de las mismas.

En el puente 1, el canto es de 1,65 m y la anchura del nervio central de 2,0 m, mientras que en el puente 2, estos valores son 1,25 y 1,50 m, respectivamente. En ambos casos las losas de las células triangulares tienen espesores de: 0,25 m la superior y de 0,20 m la inferior. Estas características y el resto de detalles geométricos quedan reflejados en las figuras 19 y 20.

El tablero del puente 1 va pretensado longitudinalmente mediante 24 tendones, de 15 cordones de $\phi 1/2''$, dispuestos en el núcleo central. Transversalmente lleva un pretensado en la losa superior, disponiéndose un tendón de $6 \phi 1/2''$ cada metro; las riostras sobre estribos van provistas de un pretensado transversal constituido por tres tendones de $15 \phi 1/2''$, y las riostras de pilas van pretensadas transversalmente por siete tendones de $6 \phi 1/2''$ (Figura 21).

El tablero del puente 2, va pretensado longitudinalmente mediante 16 tendones de 15 cordones de $\phi 1/2''$ dispuestos en el núcleo central. Transversalmente lleva un pretensado en la losa superior, disponiéndose un tendón de $6 \phi 1/2''$ cada 1,20 m; las riostras sobre estribos van provistas de un pretensado transversal constituido por dos tendones de $15 \phi 1/2''$ y las riostras de pilas van pretensadas transversalmente por seis tendones de $6 \phi 1/2''$ (Figura 22).

El apoyo en pilas y estribos se realiza a través de apoyos de neopreno zunchado, siendo el tipo de sustentación de simple apoyo en pilas y de doble apoyo en estribos. En estos últimos, se ha planteado esta disposición con objeto de obtener un esquema de reacciones estáticamente determinado, aún a costa de aumentar las armaduras de suspensión y la flexión de la riostra transversal. En el puente 2, y como consecuencia de la comprobación correspondiente al estado límite de estabilidad, los apoyos en estribos son del tipo anclado.

Las pilas son octogonales, con diámetros inscritos de 1,60 y 1,20 m, y se cimentan mediante zapatas cuadradas de 6 y 5 m de lado, respectivamente. Los estribos son tradicionales, del tipo abierto o cerrado, según el caso, con aletas o muros de acompañamiento adaptados al correspondiente trazado de los ramales del enlace.

— Los dos puentes se han ejecutado sobre cimbra, salvando el tráfico de la autovía. El hormigonado de la sección transversal se realizó en dos fases, comprendiendo, la primera, las riostras transversales y la totalidad de la superficie inferior de la sección. El resto se hormigonó en la segunda fase.

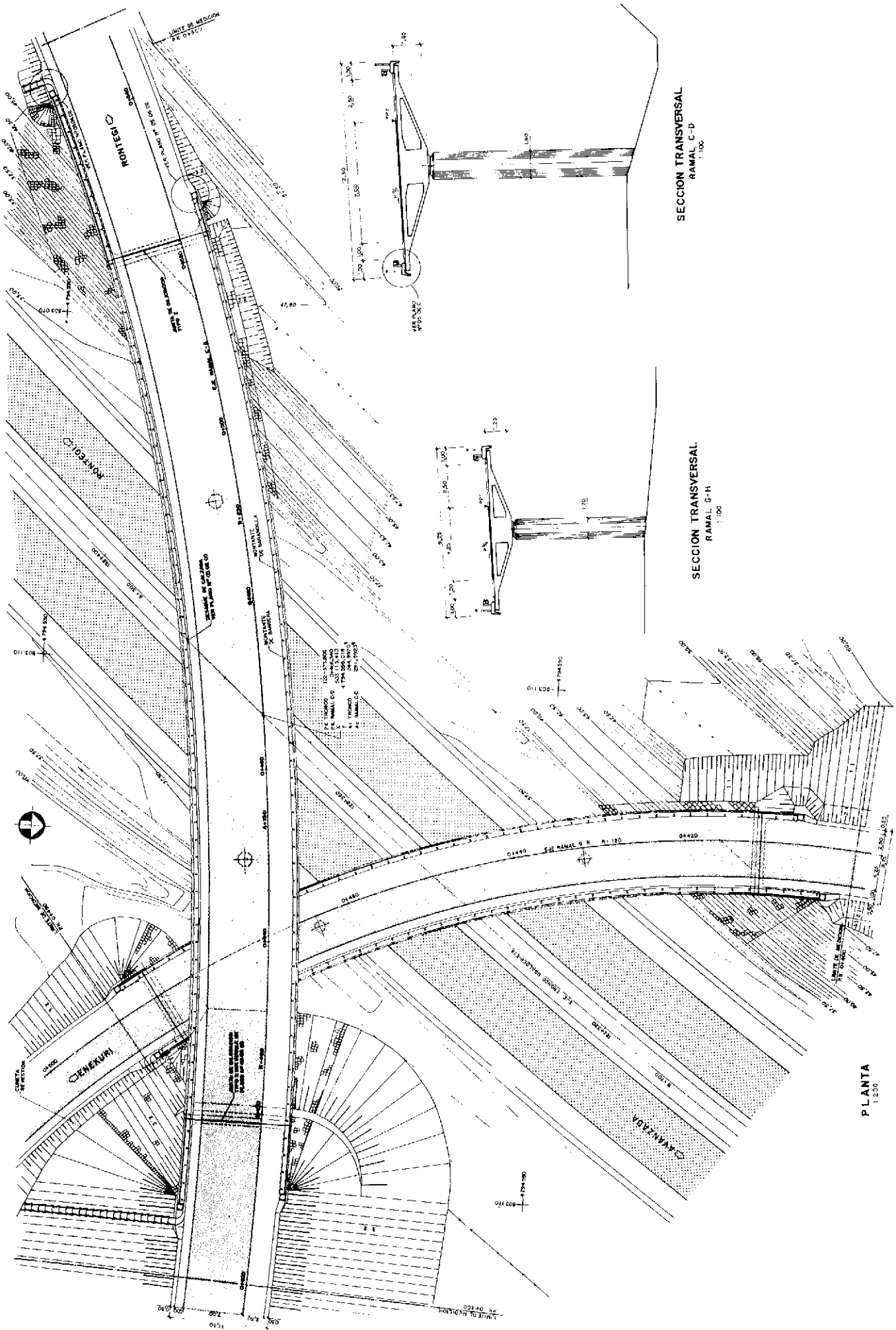
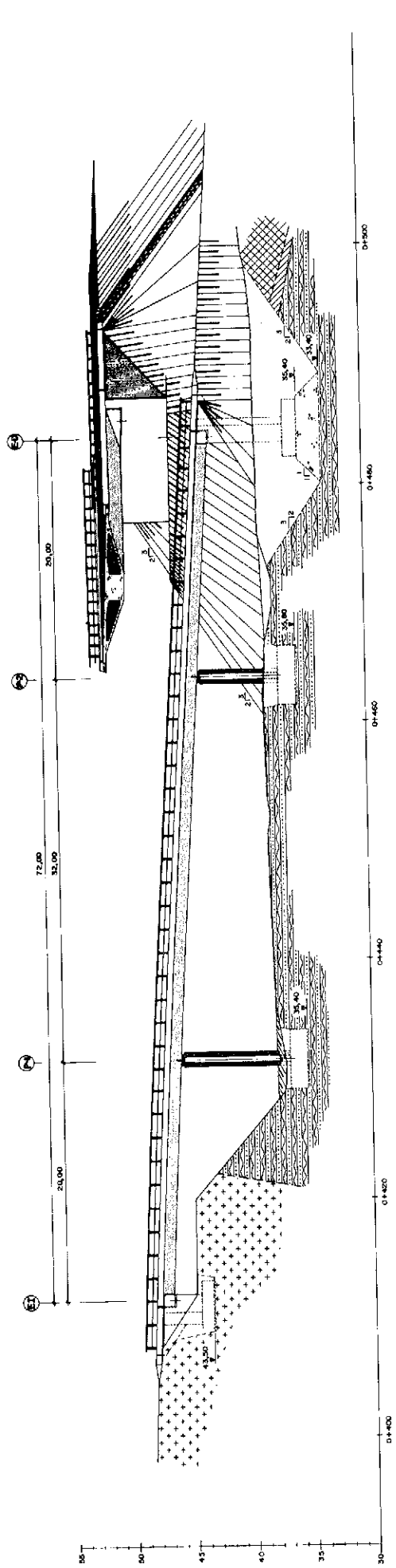
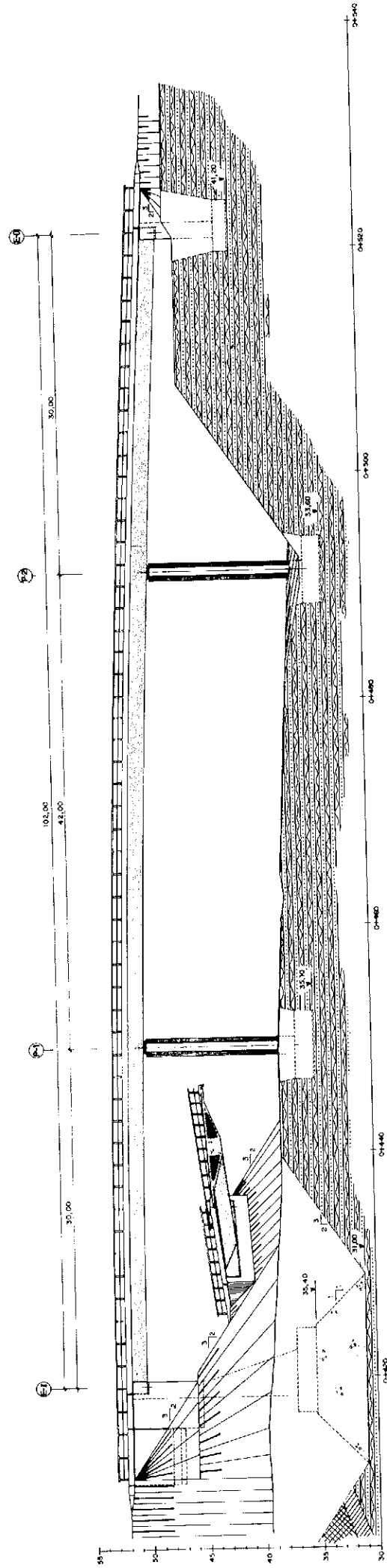


Fig. 17. Planta del enlace y secciones tipo.

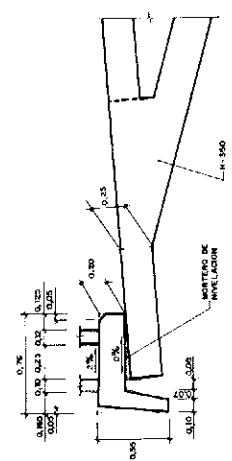


ALZADO O.F. 2
(RAMAL "G-H")
1:200

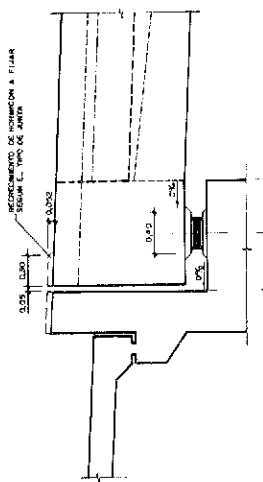


ALZADO O.F. 1
(RAMAL "C-D")
1:200

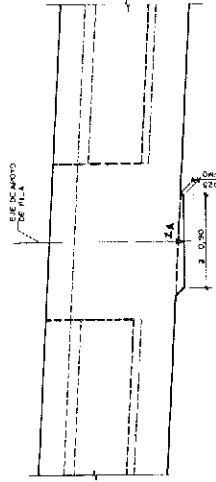
Fig. 18. Alzados de los puentes.



DETALLE A
1:20



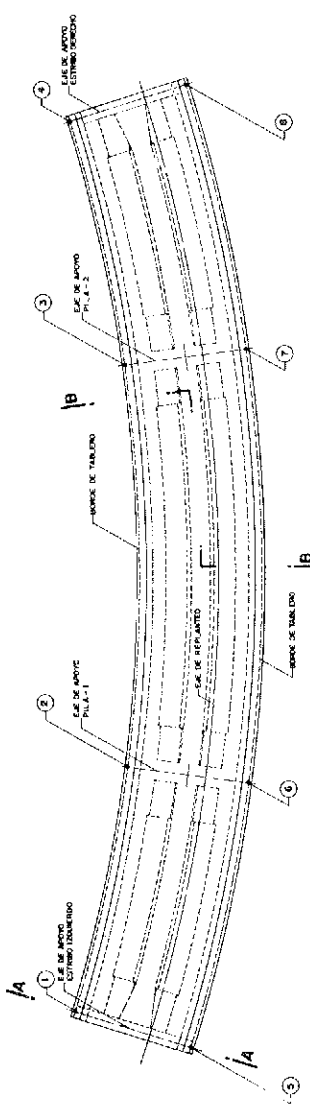
DETALLE B
1:20



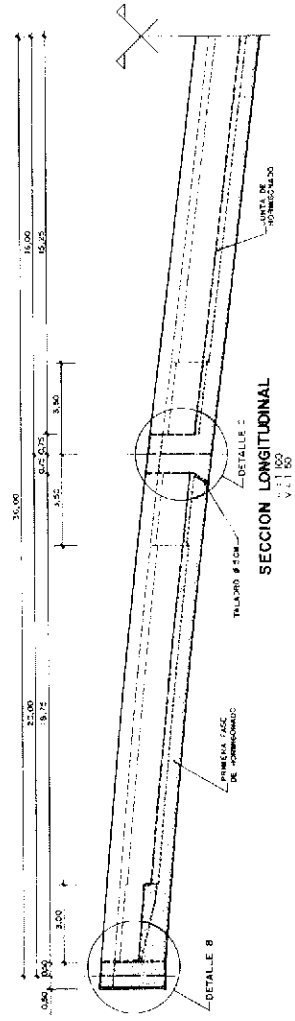
DETALLE C
1:20

NOTAS:

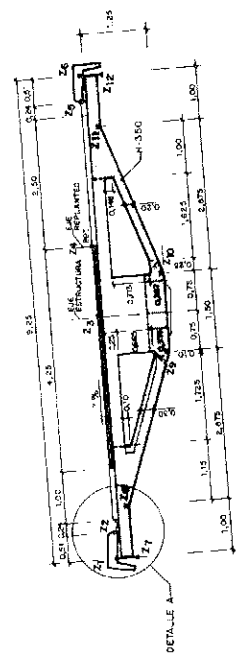
- ESTE PLANO DE COMPLEMENTA CON LAS HOJAS 9, 10, 11 Y 12 Y CON EL ANEJO DE DEFINICIÓN GEOMÉTRICA, EN EL QUE SE DEFINE EL REPLANTEO EN PLANTA Y ALZADO DEL TABLERO.
- FASES DE HORMIGONADO
- HORMIGONAR LAS LOSAS INFERIORES, VOLADIZOS, VOLADIZOS, FISTONAS Y PAZ (MATERIALES DE HORMIGONADO EN HORMIGÓN CENTRAL (ZONA TAMPONADA)).
- UNA VEZ ALCANADA POR EL HORMIGÓN UNA RESISTENCIA ADECUADA, SE PROCEDERÁ AL HORMIGONADO DE LAS LOSAS SUPERIORES Y RESTO DEL HORMIGÓN CENTRAL. PREVIAMENTE A ESTE HORMIGONADO LAS JUNTAS CORRESPONDIENTES SE HORMIGONARÁN CON HORMIGÓN DE MÁS FASES POSTERIORES Y SE ADECUARÁN EN EL PLANO DE TENDIDO (VER HOJA 10). SE HORMIGONARÁN LOS CAJETINES DE TENDIDO, Y FINALMENTE LOS BORDILLOS.



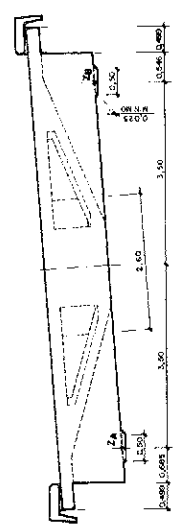
PLANTA
1:200



SECCIÓN LONGITUDINAL
V.1.1.00
V.1.1.50



SECCIÓN B-B
1:50



SECCIÓN A-A
1:50

Fig. 20. Definición tablero puente 2.

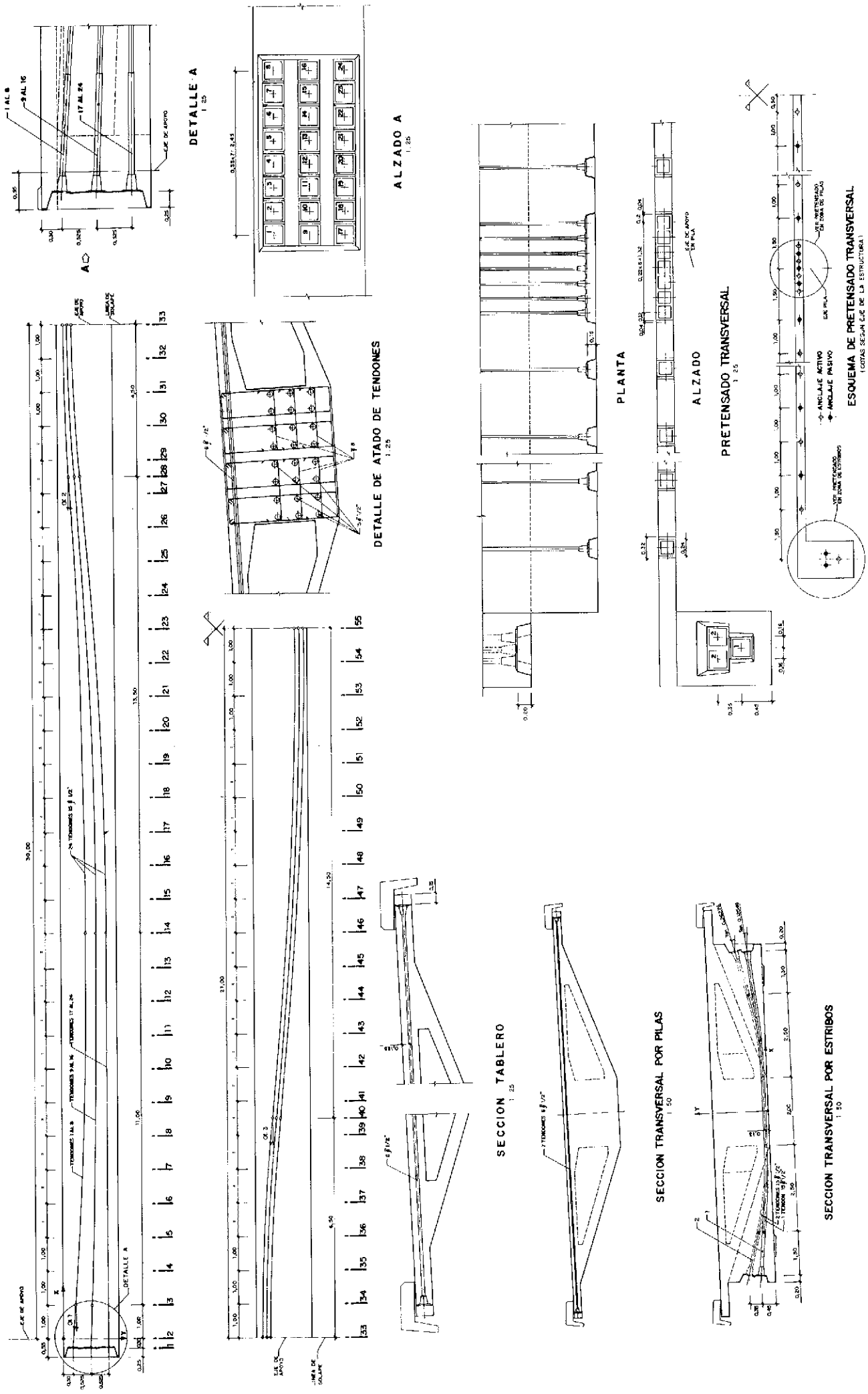


Fig. 21. Pretensado puente 1.

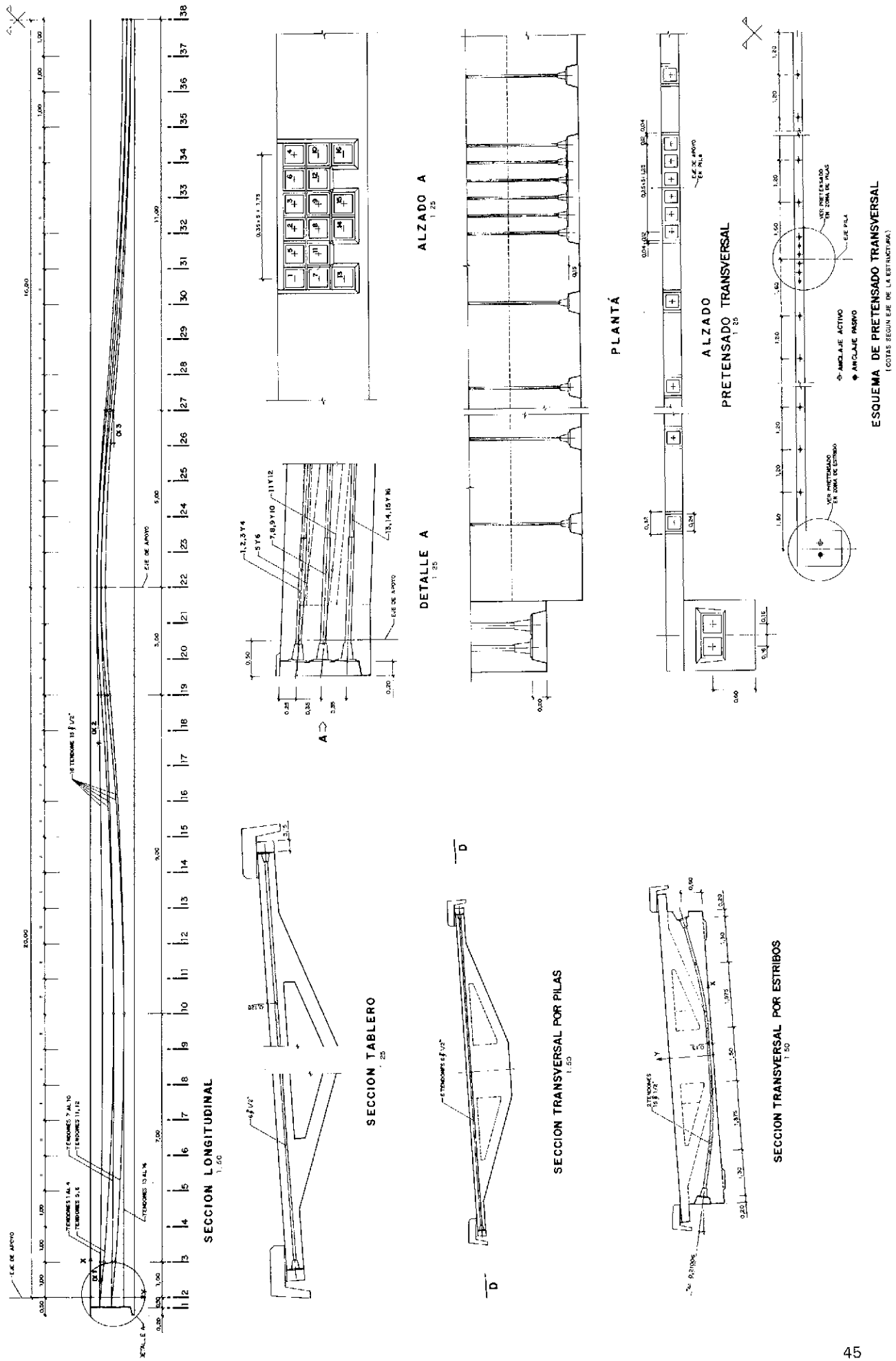


Fig. 22. Pretensado puente 2.

Esta división, que en principio parece atípica, se decidió con objeto de, a la vez que se conseguía un hormigonado continuo de la cara inferior vista de los tableros, facilitar la puesta en obra del hormigón, que de otra manera se hubiera visto dificultada por las armaduras de espera de las losas superiores. Las juntas de hormigonado resultantes se cepillaron, tratándose así mismo con epoxi las correspondientes a las secciones más solicitadas, a fin de asegurar una correcta unión entre los homigones (Véanse figuras 19 y 20).

El tesado de los tendones longitudinales se realizó en dos fases: la primera, una vez completado el pretensado transversal, comprendía el 75 por 100 de los tendones y permitía el descimbrado del tablero, y la segunda, comprendía el resto de tendones, y fue realizada, aproximadamente, a los 28 días del hormigonado.

Finalmente, se procedió al acabado del tablero: colocación de impostas, muretes frontales, pavimento, juntas, etc. (Figuras 23 a 28).

— Los materiales básicos utilizados han sido los siguientes:

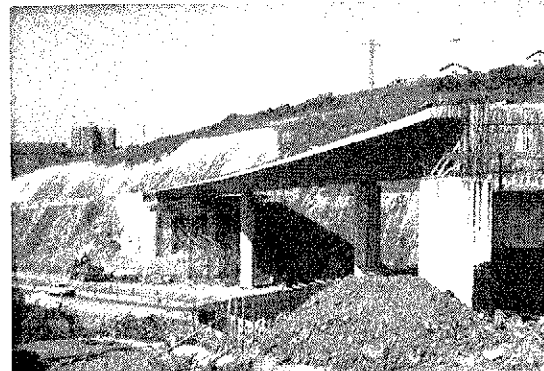
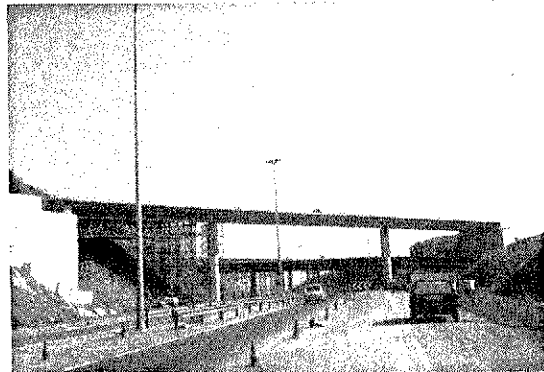
<ul style="list-style-type: none"> Hormigón: Cimentaciones y Alzados de estribos cerrados H-200 Alzados de pilas, estribos abiertos e impostas H-250 Tablero H-350 		Puente 1: $0,64 \text{ m}^3/\text{m}^2$ Puente 2: $0,54 \text{ m}^3/\text{m}^2$
<ul style="list-style-type: none"> Acero: Para armar AEH-500 		Puente 1: $75,4 \text{ Kg}/\text{m}^2$ en tablero Puente 2: $70,4 \text{ Kg}/\text{m}^2$ en tablero
<ul style="list-style-type: none"> Para pretensar A 190-SE 		Puente 1 Longit: $22,7 \text{ Kg}/\text{m}^2$ Puente 1 Transv: $5,3 \text{ Kg}/\text{m}^2$ Puente 2 Longit: $19,2 \text{ Kg}/\text{m}^2$ Puente 2 Transv: $4,6 \text{ Kg}/\text{m}^2$

— Las obras fueran ejecutadas por Dragados y Construcciones, S.A., siendo el ingeniero encargado por parte de la Excm. Diputación de Vizcaya,

D. Jesús Urraza. El sistema de pretensado utilizado fue C.T.T.



Fig. 23. Detalle del estribo izquierdo del puente 1.



Figs. 25 y 26. Diversos aspectos del tablero del puente 1.

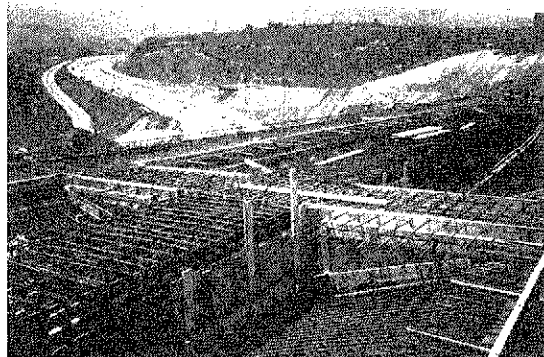


Fig. 24. Detalle del armado del tablero del puente 1.

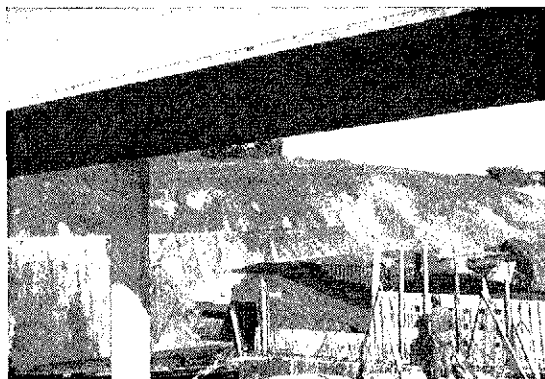


Fig. 27. Otro aspecto del tablero del puente 1.

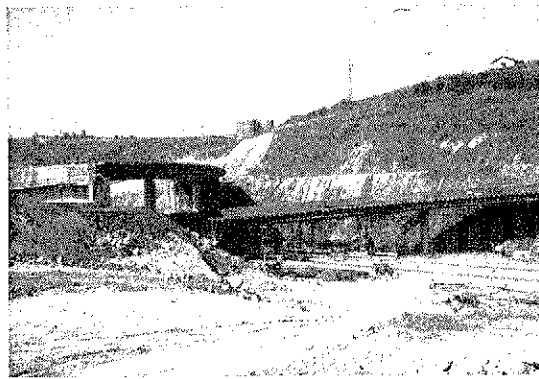


Fig. 28. Puente 1 descimbrado y vista de la cimbra y encofrado del tablero del puente 2.

PUENTES DE LA INTERSECCION DE LA CN-II CON LAS GE-533 y 672 (GERONA)

— La intersección de la CN-II con las GE-533 al aeropuerto y la GE-672 a Riudellots de la Selva, en la provincia de Gerona, se resuelve mediante una glorieta giratoria apoyada en el terreno sobre la vía secundaria (GE-533 y GE-672) y elevando la vía principal (CN-II) que cruza en estructura los viales de la glorieta, dando lugar a los puentes en cuestión y a un terraplén en el espacio existente entre ellas (Figura 29).

Esta configuración resultante, y el objetivo de integrar lo más posible en su entorno las obras de fábrica de cruce, nos ha llevado a plantear la siguiente solución.

— El paso de cada vial de la glorieta se ha resuelto mediante una estructura en losa continua, de hormigón postensado, de dos vanos de 38,5 y 18 m de luz, con el vano de 18 m enterrado en el terraplén intermedio.

La sección transversal de la CN-II, en zona de estructura, está constituida por una calzada de 7,00 m, dos arcenes de 2,50 m y dos aceras elevadas de 1,00 m que incorporan barandilla y barrera de seguridad.

Respecto de la sección resistente, se distinguen claramente dos zonas:

- En el vano de mayor luz está constituida por un cajón trapecial de canto variable entre 1,15 m y 2,30 m, cuyas esquinas son curvas circulares, de radio 0,90 m las superiores, y 0,40 m las inferiores. A ambos lados va provisto de voladizos cuya zona recta es de 2,83 m siendo el canto variable entre 0,15 y 0,40 m. La sección está aligerada por medio de seis alveolos, constituidos por dos semicírculos de 0,55 m de diámetro unidos por un rectángulo de 0,30 x 0,55 m.

- En el vano de compensación y con objeto de contrapesar más eficaz y económicamente, el canto se hace constante de 2,30 m con sección transversal idéntica a la del vano de 38,50 m, pero sin aligerar hasta una sección situada a 3,50 m del eje del apoyo 2, a partir de la cual pasa a tener forma rectangular de 2,30 x 7,84 m y voladizos de 2,83 m (Figura 30).

El tablero va pretensado longitudinalmente mediante 34 tendones de $12 \phi 1/2''$ (Figura 31).

El apoyo del tablero se realiza mediante apoyos de neopreno zunchado en los apoyos 2 y 3, siendo de neopreno-teflón en el apoyo 1.

El apoyo 2 está constituido por una pantalla de 5,00 m de anchura en coronación, 7,00 m en base y 1,20 m de espesor, que se empotra en un encepado de 8,60 x 5,00 x 1,85 m que descansa sobre 6 pilotes de 1,10 m de diámetro.

El estribo, correspondiente al apoyo exterior del vano de 38,50 m, apoyo 1, está constituido por un cargadero de 1,70 m de ancho y 2,00 m de canto. Descansa sobre tres pilotes de 1,10 m de diámetro.

El apoyo 3, encargado de proporcionar la seguridad necesaria al levantamiento en estado límite de estabilidad, está constituido por un cargadero de 8 x 2 x 2,50 m que descansa sobre dos pilotes análogos a los anteriores. El cosido al tablero se realiza por intermedio de seis barras $\phi 25$ m, situadas en otros tantos alojamientos de diámetro y longitud suficiente para permitir el desplazamiento del tablero (Figura 32).

— Los puentes se han construido sobre cimbra convencional, efectuando el tesado en dos fases: la primera, a los 14 días, compuesta por el 70 por

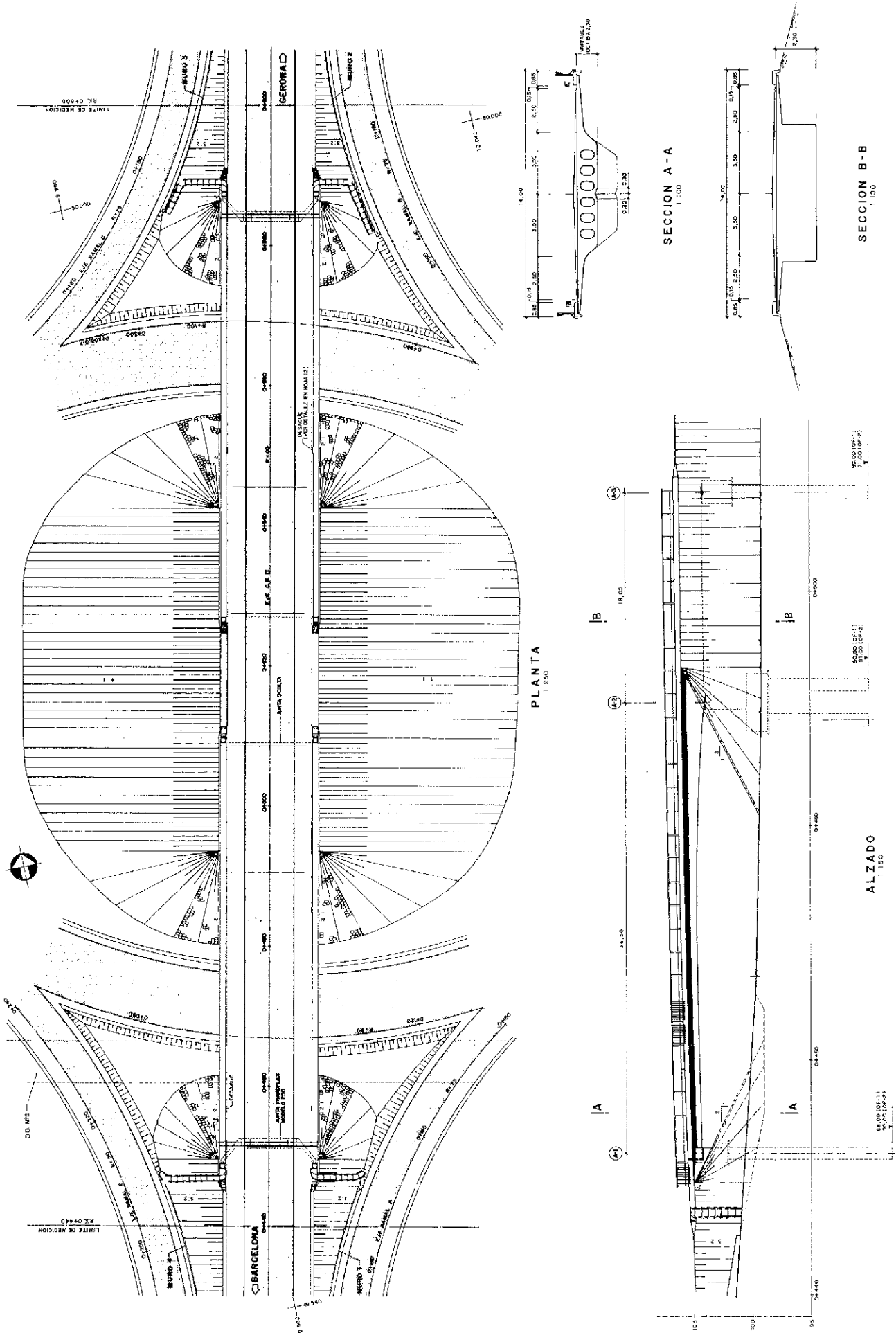


Fig. 29. Planta y alzado de uno de los puentes con las secciones transversales características.

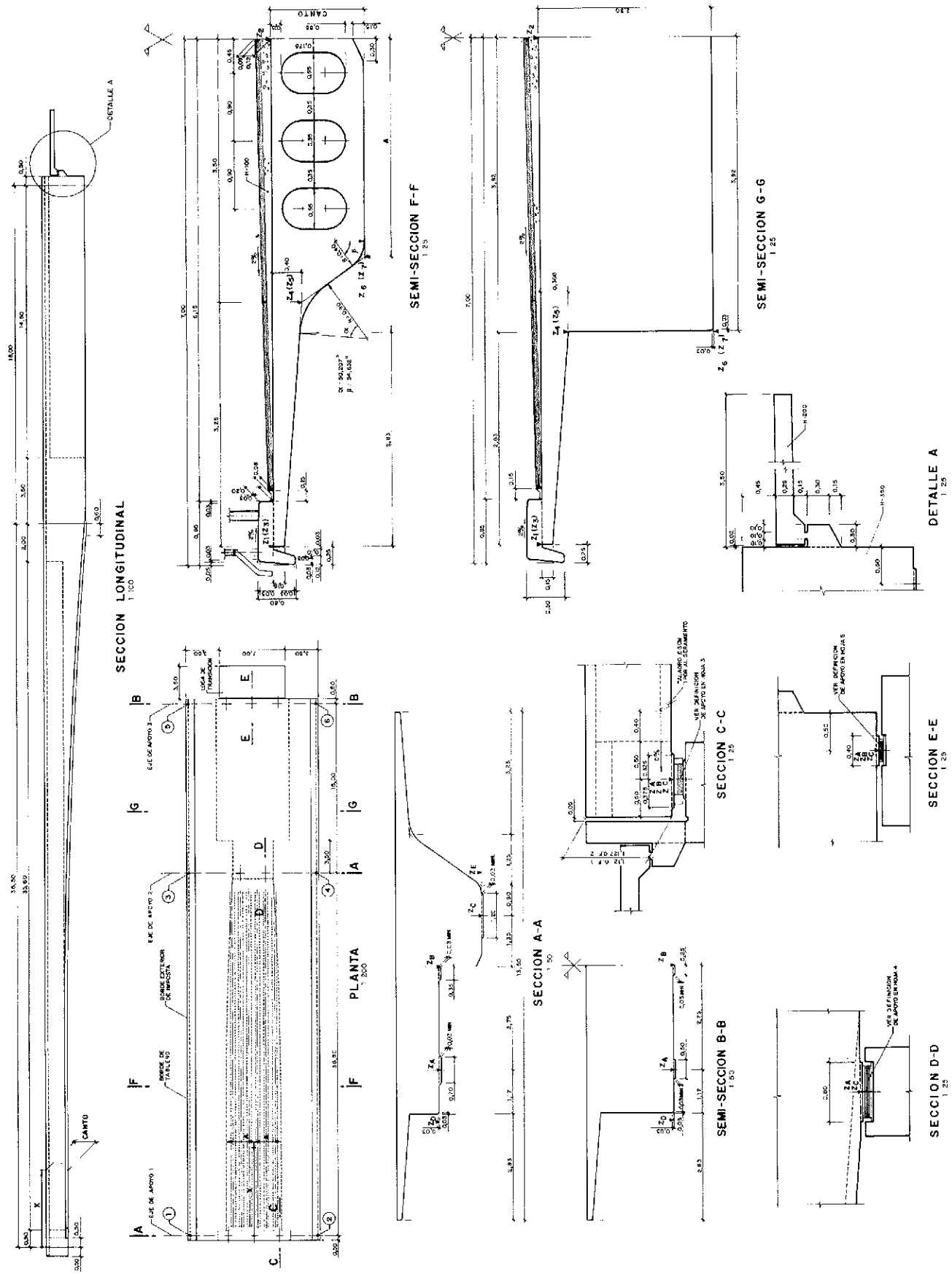


Fig. 30. Definición tablero.

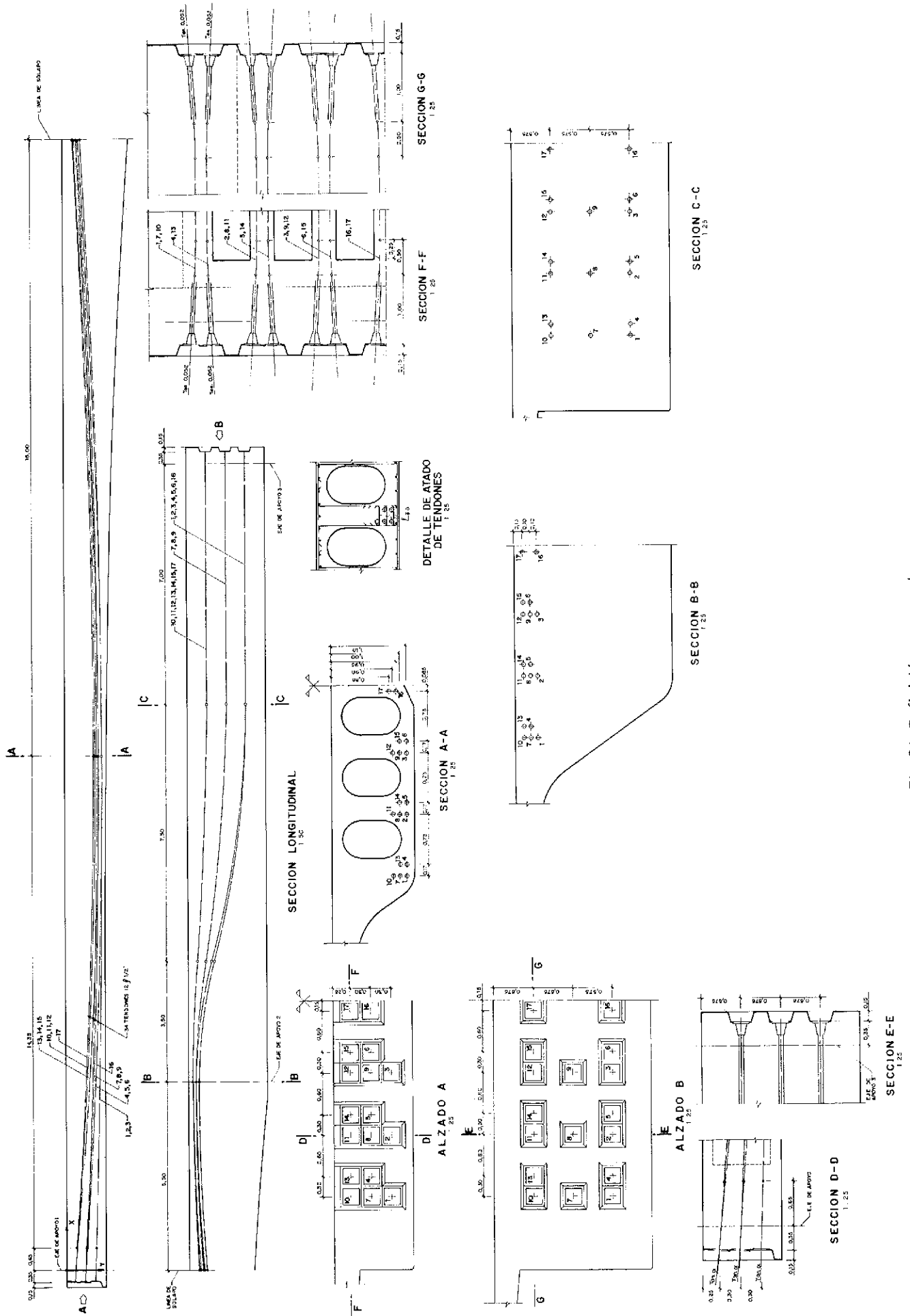


Fig. 31. Definición prestensado.

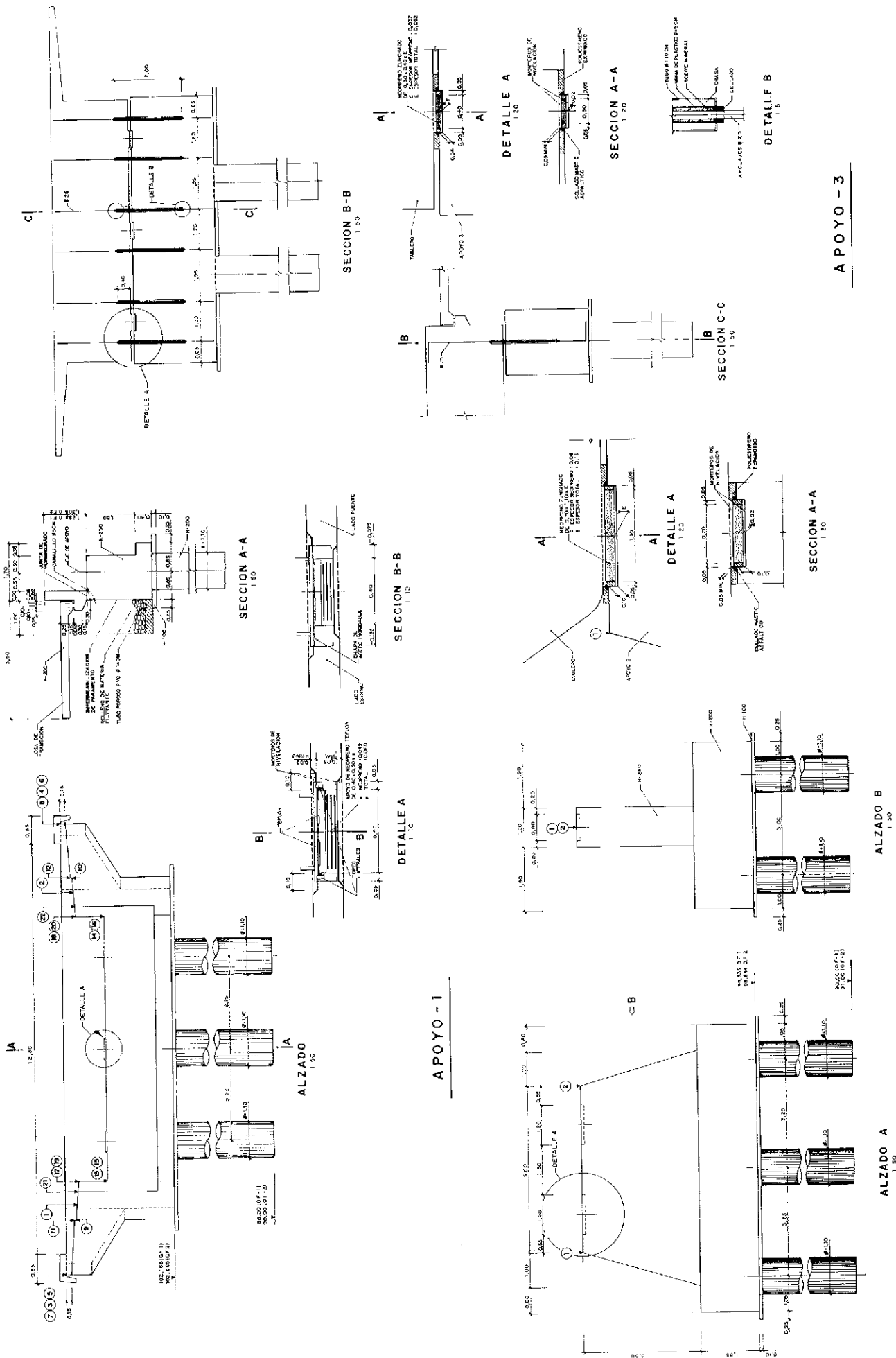


Fig. 32. Definición apoyos.

100 de los tendones, permitía el descimbrado de los tableros, y la segunda, que comprendía el resto de tendones, realizada, aproximadamente, a los 28 días del hormigonado.

En las figuras 33 a 44 pueden verse distintas fases de la construcción, así como el aspecto definitivo de las estructuras.

— Los materiales básicos utilizados han sido los siguientes:

Hormigón:

Pilotes y apoyo 3: H-200

Apoyo 1, apoyo 2 e impostas: H-250

Tablero: H-350 ($0,85 \text{ m}^3/\text{m}^2$)

Acero:

Para armar: AEH-500 ($76,5 \text{ kg}/\text{m}^2$ en tablero).

Para pretensar: AE-190-SE ($23 \text{ kg}/\text{m}^2$).

— La obra fue ejecutada por Laing, S.A., siendo el ingeniero encargado por parte del M.O.P.U., D. Pedro Bustinduy. El sistema de pretensado utilizado fue C.T.T.

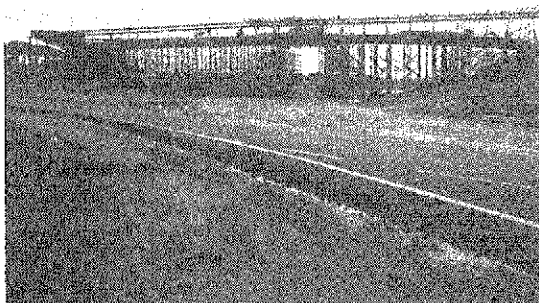


Fig. 33. Detalles de cimbrado, encofrados y zonas de apoyo.

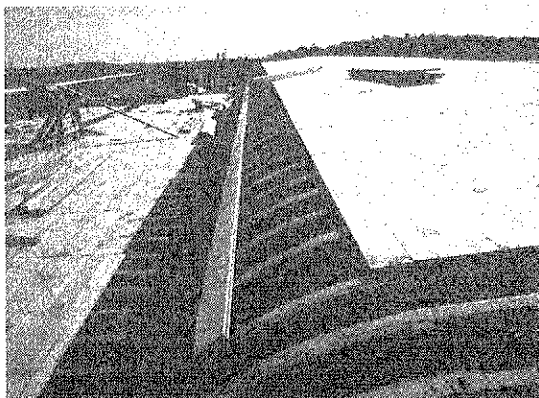


Fig. 34. Detalles de cimbrado, encofrados y zonas de apoyo.

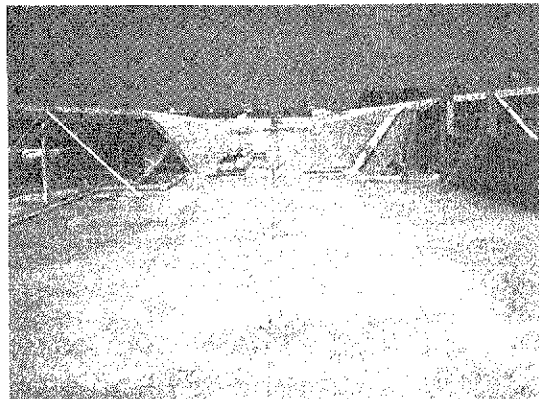


Fig. 35. Detalles de cimbrado, encofrados y zonas de apoyo.

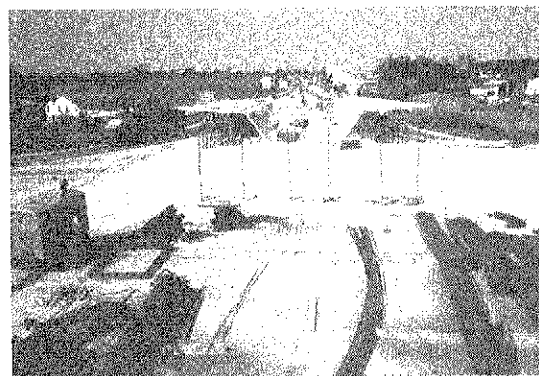


Fig. 36. Detalles de cimbrado, encofrados y zonas de apoyo.



Fig. 37. Vista de uno de los tableros descimbrado con detalle del vano de compensación.

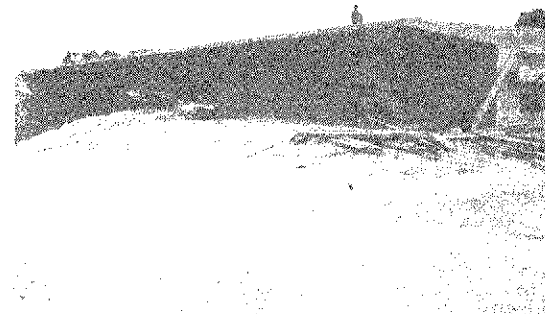


Fig. 38. Vista de uno de los tableros descimbrado con detalle del vano de compensación.

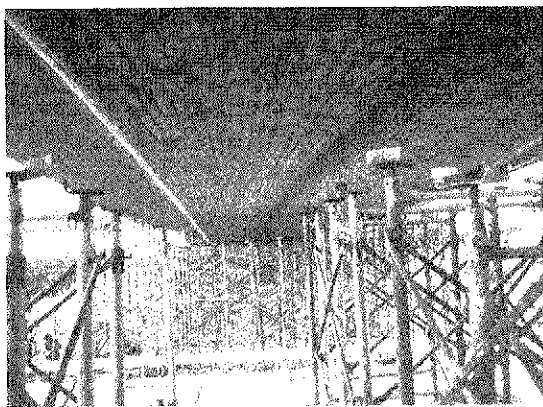


Fig. 39. Detalles de la cara inferior de tableros.

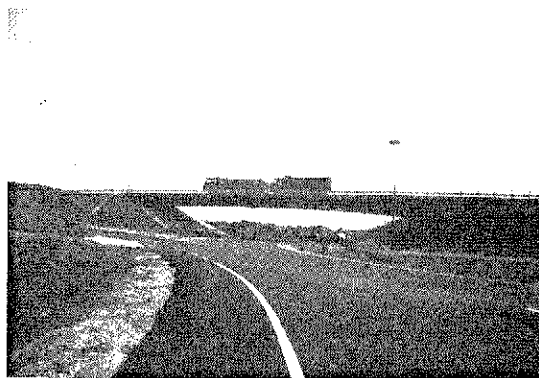


Fig. 42. Detalle de la prueba de carga.



Fig. 40. Detalles de la cara inferior de tableros.



Fig. 43. Detalle del acabado de los puentes.



Fig. 41. Vista general de los dos puentes ya terminados.

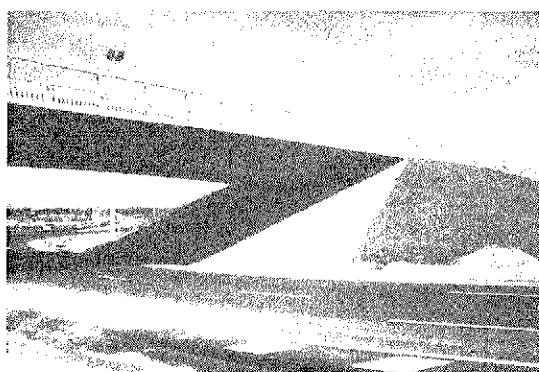


Fig. 44. Detalle del acabado de los puentes.

PUENTE SOBRE EL RIO GUADALQUIVIR (PUENTE DEL OBISPO. JAEN)

— El puente resuelve el paso de la variante de la CN-321, de Ubeda a Málaga por Jaén, sobre el río Guadalquivir. El cruce se realiza en la localidad de Puente del Obispo y a unos 100 m aguas abajo del puente actual, puente que ha dado su nombre a la citada localidad.

La necesidad de la nueva estructura nace de la reducida capacidad de tráfico del puente actual, habiendo sido básico, en el diseño de la nueva solución, plantear el nuevo cruce con amplitud suficiente para resaltar la singularidad de la obra de fábrica existente (Figuras 45 y 46).



Fig. 45. Vista del puente existente.

El ancho de la nueva plataforma es de 12 m, estando constituida por una calzada con dos carriles de 3,5 m, arcenes de 1,5 m y dos andenes elevados de 1,0 m.

— La estructura planteada es un puente continuo de hormigón postensado de tres vanos de 45, 90 y 45 m, habiéndose diseñado para su construcción por voladizos sucesivos.

El tablero, con un ancho total de 11,5 metros, consta de un cajón monocelular de 6,0 metros de ancho con voladizos laterales de 2,75 metros. El canto varía parabólicamente entre 2,0 m, en estribos y centro del vano central, y 4,5 m sobre pilas, teniendo las almas inclinadas con un talud 1/8.

La losa superior es constante a lo largo de todo el puente, teniendo un espesor de 0,25 m en los 3,10 metros centrales y acartelándose hasta un canto de 50 cm en el empotramiento con el alma; el voladizo es de canto variable, desde 50 cm en el arranque, a 15 cm en el extremo. La losa inferior es de canto variable, con un mínimo de 25 cm en los 18,10 metros finales de los vanos laterales y en los 37,20 metros centrales del vano central, variando linealmente hasta alcanzar 60 cm en las riostras de pilas. Las almas tienen un espesor constante de

45 cm, salvo en las proximidades de la pila, donde se regresan hasta alcanzar un metro.

La construcción de los voladizos, que parten de cada pila, se realiza en diez fases, la primera de las cuales, de 9,3 m de longitud, correspondiente a la zona sobre pila, se hormigona con ayuda de cimbra. Las restantes fases, de 4,4 metros de longitud, se hormigonan con ayuda de carros anclados en la parte construida.

En los vanos laterales, a cuatro metros de las pilas, se han previsto dos pantallas, provisionales, de hormigón de 70 cm de espesor, con el fin de proporcionar la estabilidad necesaria durante construcción; en ellas se dispone un pretensado vertical, de cosido con el tablero, formado por diez tendones de seis cordones de media pulgada.

Una vez realizados los voladizos de ambas pilas y retiradas las pantallas de estabilidad, se da continuidad al tablero mediante el hormigonado de la dovela de clave, de 2 m de longitud.

Para evitar el levantamiento de los apoyos de estribos, posible como consecuencia de la relación de luces entre los vanos laterales y el central y del proceso constructivo elegido, se dispone en los 13,70 metros extremos de los vanos laterales el correspondiente hormigón de contrapeso. Todos estos detalles se reflejan en la figura 47.

El pretensado longitudinal del tablero está constituido por cuatro familias de tendones, de 15 cordones de media pulgada cada uno, alojados en las losas superior e inferior. La primera familia está formada por los tendones isostáticos, cuatro por cada fase de construcción, que se sitúan en la losa superior, anclándose por parejas en las cartelas sobre las almas; en la última fase constructiva, correspondiente a las dovelas 9, se disponen únicamente dos tendones. La segunda familia corresponde al pretensado inferior de los vanos laterales, estando formada en cada vano por 9 tendones situados en la losa inferior, que se anclan en el estribo y en tres nervios corridos que se disponen en dicha losa, siendo su trazado en planta recto. La tercera familia corresponde al pretensado inferior del vano central, estando formada por 20 tendones situados en la losa inferior, que se anclan, así mismo, en nervios corridos dispuestos en dicha losa, siendo su trazado en planta también recto. La cuarta familia corresponde al pretensado superior de continuidad, estando formada por cuatro tendones que, alojados en la losa superior, se anclan en ambos estribos (Figuras 48 y 49).

En cada una de las riostras sobre pila se disponen dos tendones de $15 \phi 1/2''$ con trazado recto,

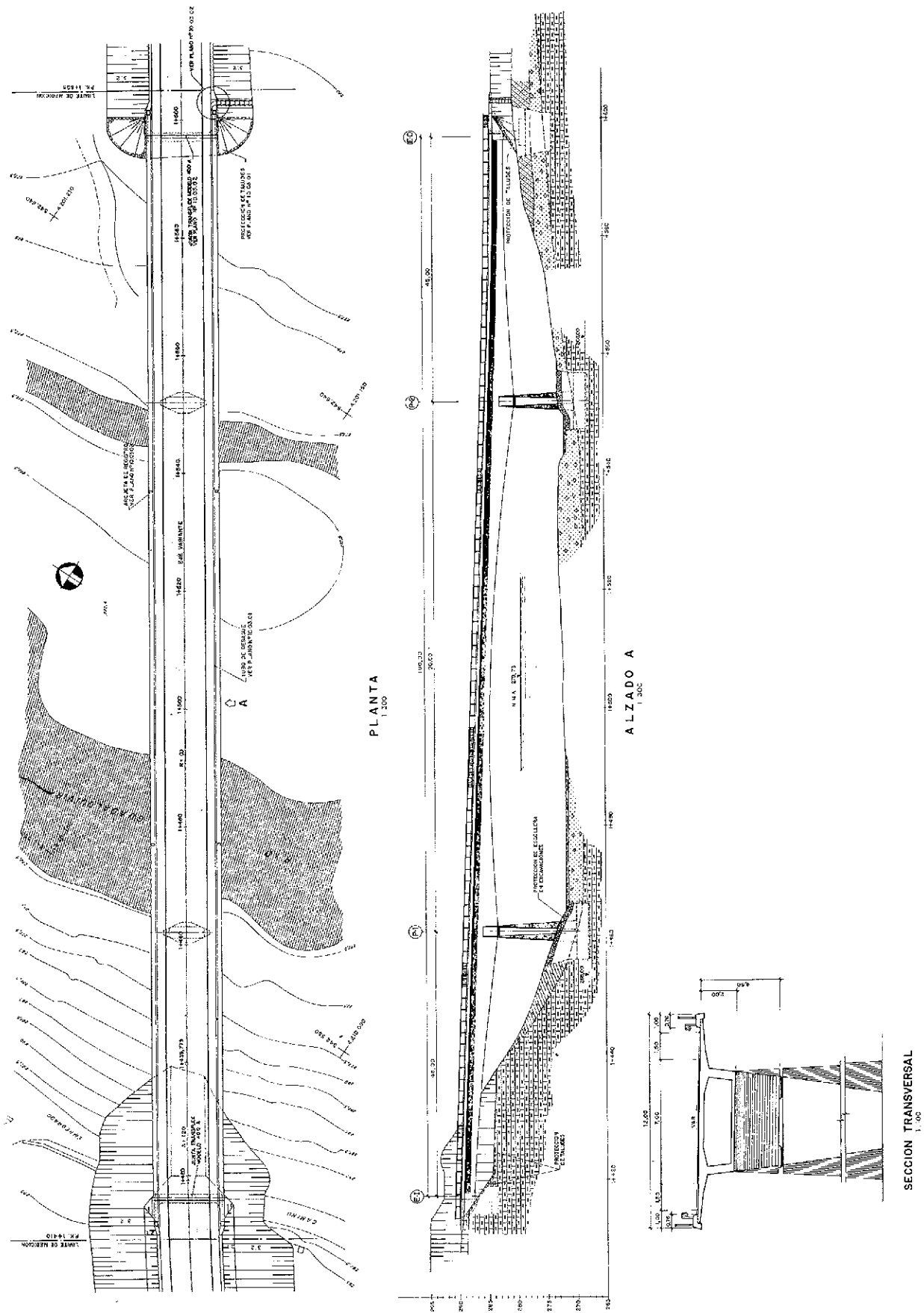


Fig. 46. Planta, alzado y sección del nuevo puente.

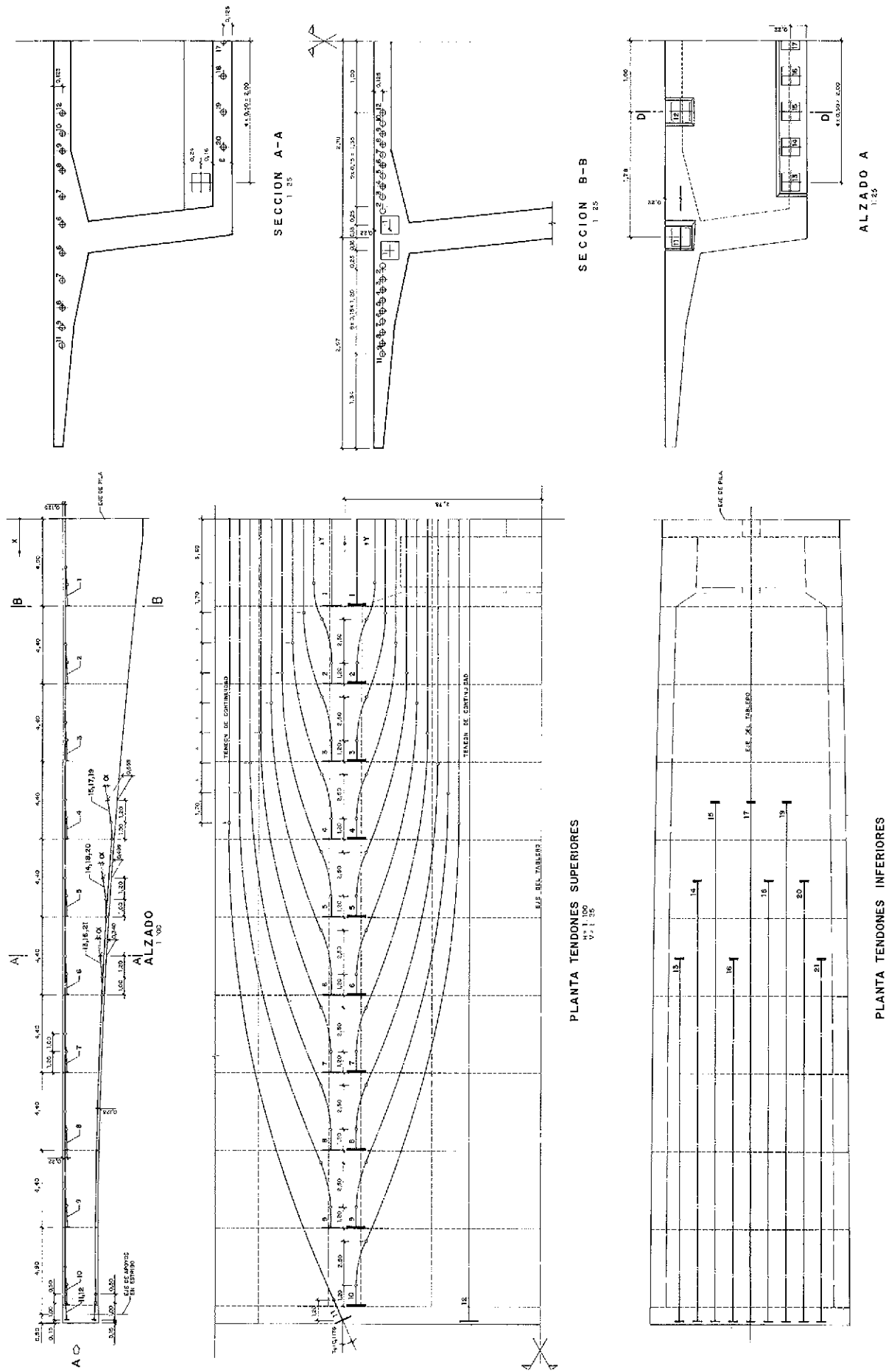


Fig. 48. Definición pretensado.

en la parte inferior de las mismas.

El tablero descansa en pilas y estribos mediante parejas de aparatos y apoyo de neopreno zunchado, con dimensiones de 0,90 por 1,10 m en pilas y de 0,45 por 0,45 m en estribos.

Las pilas son de fuste único de sección variable; en cabeza son rectangulares con dimensiones de 2,0 por 6,0 metros, apuntándose, al descender, con el fin de mejorar su comportamiento hidráulico, tendiendo a una sección rómbica de 9,0 por 4,5 metros.

La cimentación es directa en la roca del lecho del río, mediante zapatas cuadradas de 9,5 m de lado.

Los estribos son cerrados, de hormigón armado, cimentados también directamente sobre la roca.

Con el fin de permitir la nivelación de los voladizos del vano central, en el momento de hormigonar la dovela de clave, se han previsto en ellos dos alojamientos para gatos hidráulicos, de forma que, actuando sobre ellos, el tablero bascule sobre los apoyos de pila hasta conseguir la nivelación de los voladizos. Bajo los aparatos de apoyo se disponen una serie de chapas de acero, que permiten, aumentando o disminuyendo su número, conseguir la nivelación definitiva de los mismos, (Figura 50).

— Como datos más significativos referentes al análisis estructural realizado, conviene señalar los siguientes:

- El tablero, tensionalmente, se ha encajado en clase II, con pretensado ponderado, adaptación plástica y gradiente térmico de 5°C compatible con la sobrecarga.

- Los esfuerzos de adaptación plástica considerados en proyecto, corresponden, aproximadamente, a la expresión 0,85 (H-I), siendo:

H = Esfuerzos con esquema continuo

I = Esfuerzos con esquema isostático

valores que consideramos razonablemente conservadores, a la vista de la evolución de las deformaciones obtenidas durante la construcción del puente.

- El dimensionamiento de las pantallas de estabilidad provisional, se ha realizado previendo la posible caída de un carro de avance; esta hipótesis, correspondiente a un estado límite último, ha sido la determinante para el dimensionamiento del pretensado de cosido entre pantallas y tablero.

— La construcción se inició con los voladizos lado Jaén (Pila 1), procediendo siempre primero, en cada pareja de dovelas, con la correspondiente al vano lateral; el ritmo de avance, correspondiente al ciclo completo de ejecución de cada pareja de dovelas, fué de una semana.

Completados los voladizos, y antes de hormigonar la dovela de estribo, se trasladaron los carros a la otra pila. Posteriormente, y de una manera alternativa con el hormigonado del contrapeso, que se realizó en dos fases, se efectuó el tesado de los tendones inferiores del vano lateral; el proceso fué el siguiente:

- Tesado de un tercio de los tendones.
- Hormigonado de la mitad del contrapeso.
- Tesado de otro tercio de los tendones.
- Hormigonado del resto del contrapeso.
- Destesado de la pantalla de estabilidad provisional.
- Tesado del último tercio de los tendones.

De esta manera, se redujo la tensión existente en los tendones de la pantalla de estabilidad en el momento de su aflojamiento, lo que facilitaba esta operación. Por otra parte, el contrapeso se aisló del hormigón estructural por intermedio de una gruesa capa de poliestireno, evitando de este modo cualquier interferencia entre ambos.

Una vez repetido el proceso con los voladizos de la Pila 2, y haciendo notar que no fue necesaria la nivelación, desde estribos, de los extremos de las ménsulas, se hormigonó la dovela de clave y se tesaron los correspondientes tendones de continuidad (Figuras 51 a 62).

Finalmente se remató la estructura con el hormigonado de impostas, pavimentación, colocación de barrera y barandilla, juntas, etc... (Figuras 63 y 64).

— Los materiales básicos utilizados han sido los siguientes:

Hormigón:

Estribos: H-200

Pilas e impostas: H-250

Tablero: H-400 (0,68 m³/m²).

Acero:

Para armar: AEH-500 (85 kg/m² en tablero).

De pretensar: A-190-SE (29 kg/m²).

— La obra fué ejecutada por Agromán, S.A., siendo el ingeniero encargado por parte de la Junta de Andalucía D. Pablo Jiménez Moreno de Barreda. El sistema de pretensado utilizado fue Freyssinet.

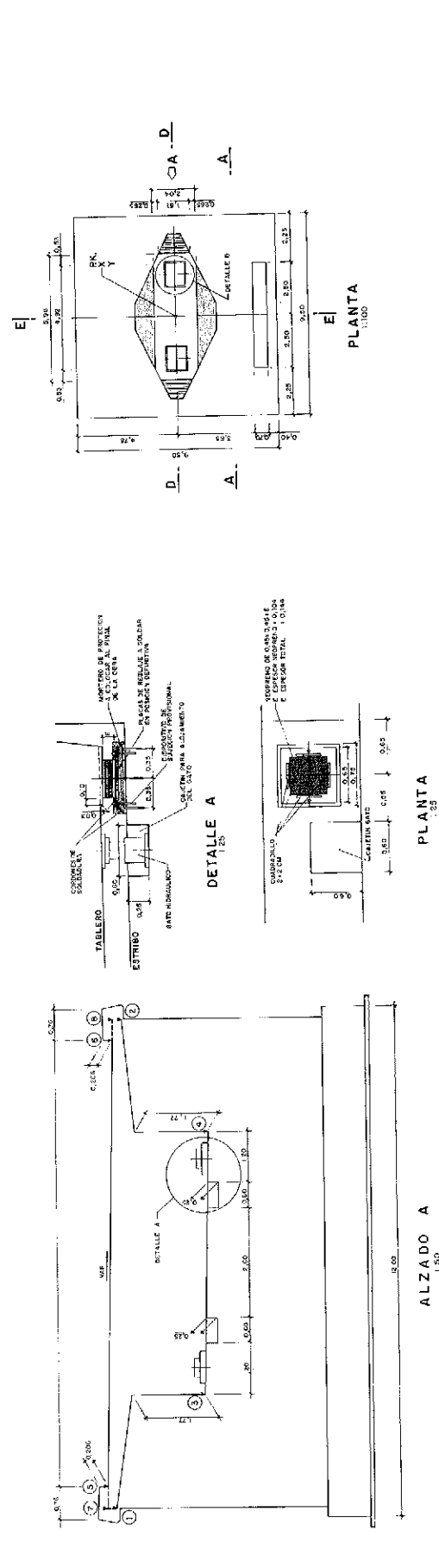
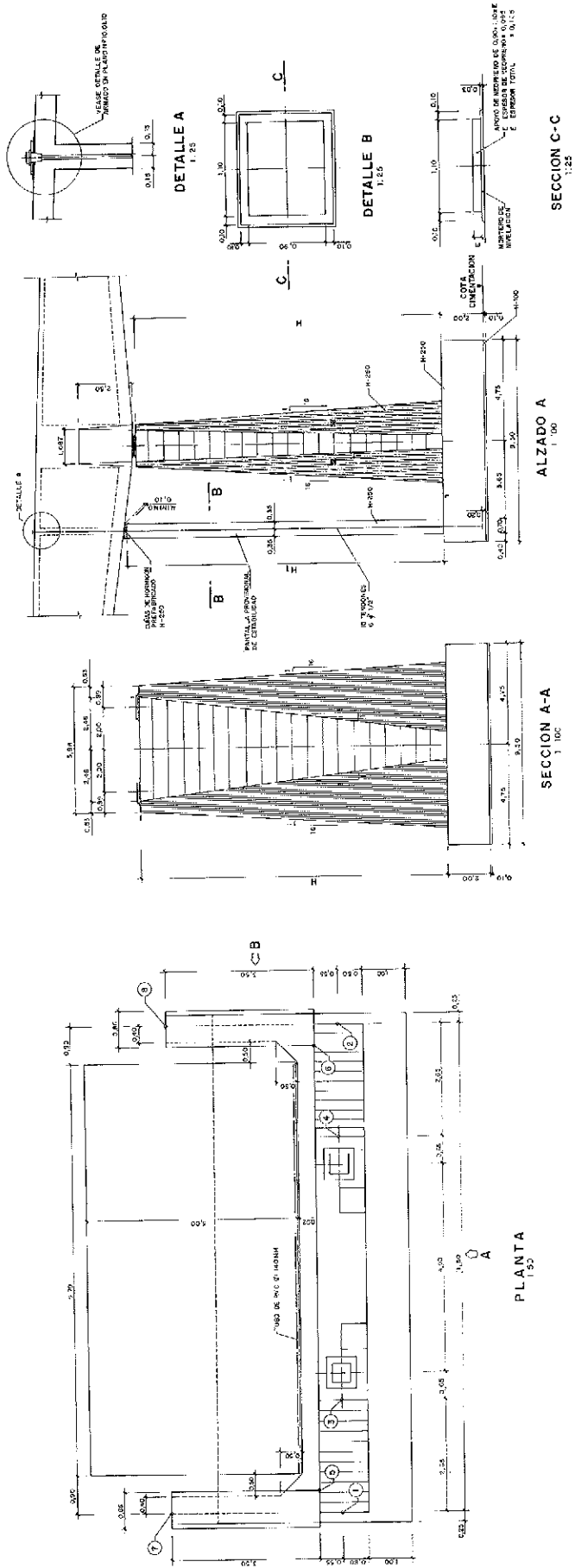


Fig. 50. Detalles de estribos y pilas.

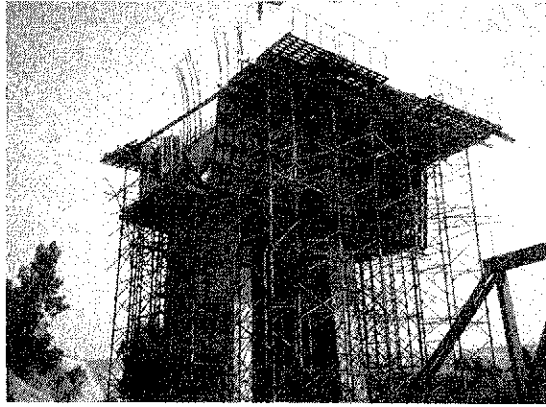


Fig. 51. Construcción de la dovela de pila.

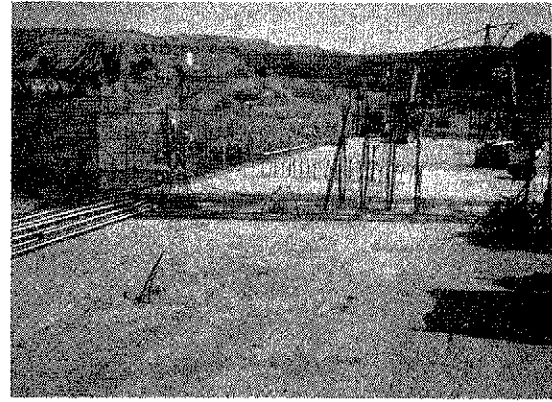


Fig. 54. Pretensado de cosido tablero-pantalla.

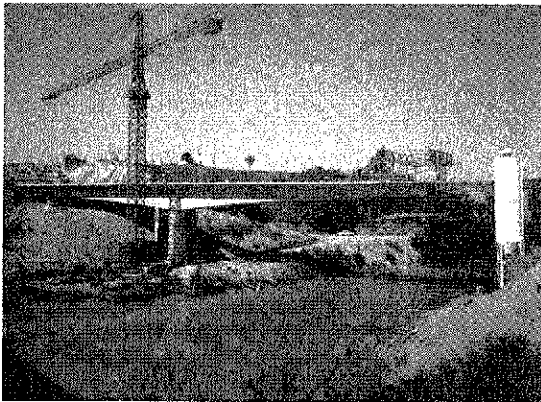


Fig. 52. Construcción de los voladizos lado Jaén.

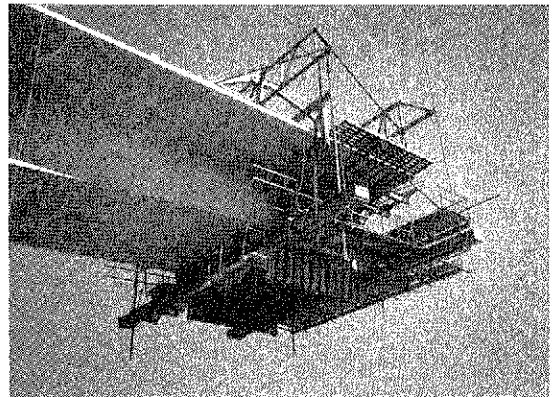


Fig. 55. Detalle de carro de avance.

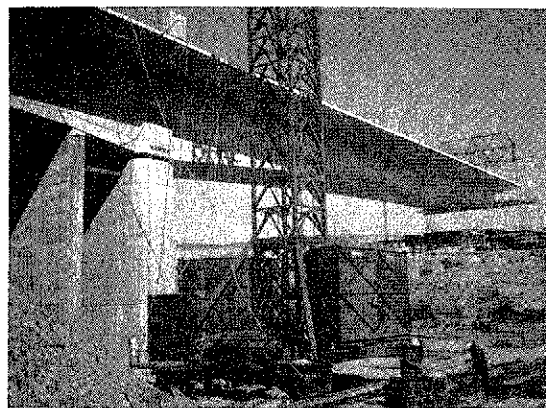


Fig. 53. Detalle de pila y pantalla provisional.

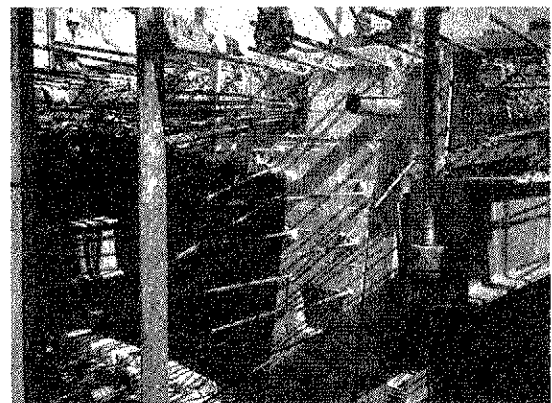


Fig. 56. Detalle de frente de dovela.

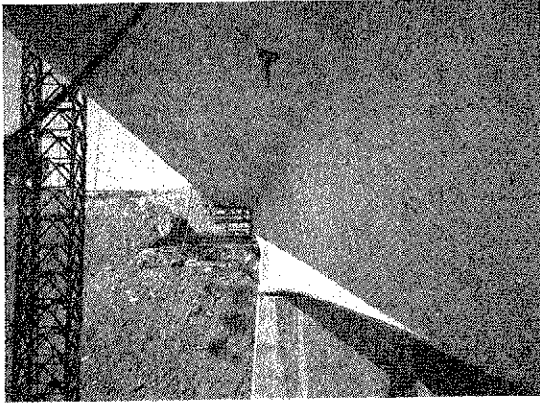


Fig. 57. Detalle de tablero.



Fig. 60. Vista del interior del vano central.

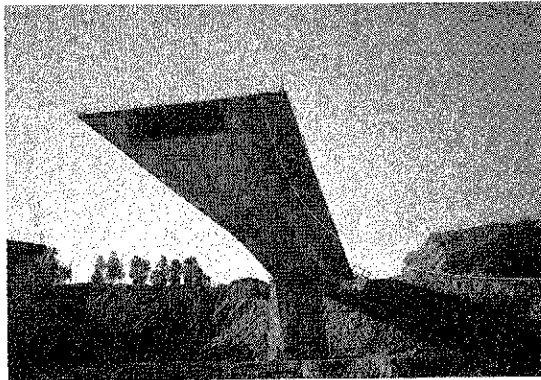


Fig. 58. Voladizos lado Jaen finalizados.

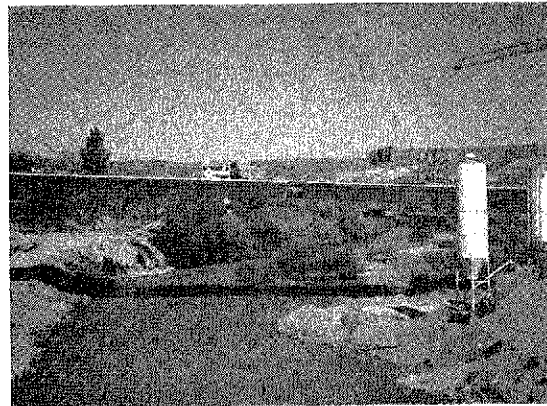


Fig. 61. Situación antes del cierre en clave.

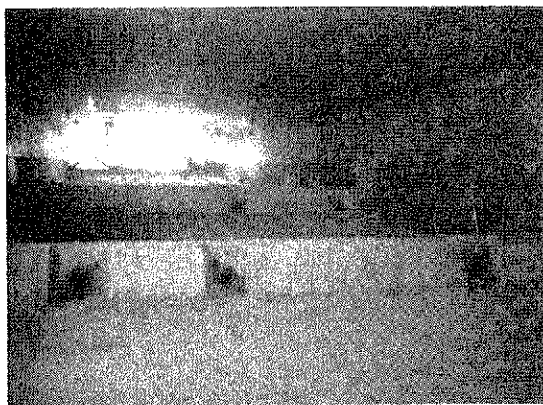


Fig. 59. Nervios para anclaje del pretensado inferior de vano lateral.

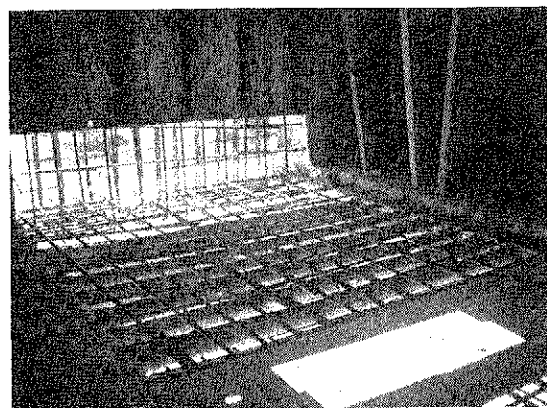
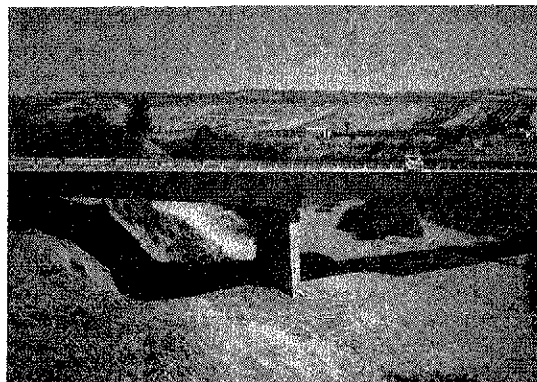
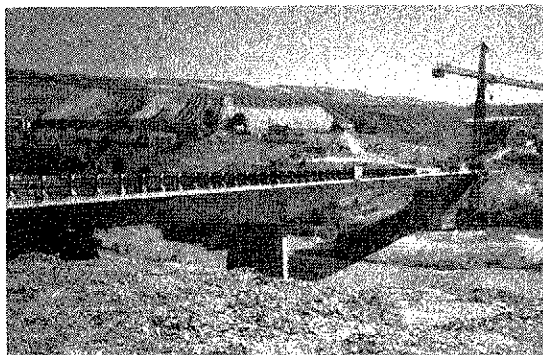


Fig. 62. Detalle del pretensado de continuidad inferior en la dovela de cierre.



Figs. 63 y 64. Diversas fases del acabado de la estructura.

RESUMEN

En esta Comunicación se exponen las principales características, tanto desde el punto de vista del proyecto como de la construcción, de las estructuras correspondientes a las siguientes obras:

— Puente ferroviario, sobre el río Manzanares y la M-30, correspondiente al tramo Atocha-Villaverde, constituido por dos tableros gemelos de cinco tramos de 25-37-37-25 y 17 m de luz, respectivamente.

— Puentes del enlace de Kukularra, (Bilbao), correspondientes al paso de dos ramales sobre el tronco de la solución Ugaldebieta, formando una intersección a tres niveles. Estos dos puentes tienen un trazado en planta de fuerte curvatura, sección transversal en cajón bicelular y luces de 30, 42 y 30 m y 20, 32 y 20 m, respectivamente.

— Puentes de la glorieta giratoria con la cual se resuelve la intersección de la CN-II con la GE-533 y GE-672 (Gerona). Son dos estructuras de dos tramos de 38,5 y 18 m de luz, respectivamente, con el tramo de compensación integrado en el correspondiente terraplén de acceso.

— Puente sobre el río Guadalquivir, correspondiente al paso de la CN-321, sobre el río citado, en Puente del Obispo (Jaén). Está constituido por una estructura de tres tramos de 45, 90 y 45 m de luz, respectivamente, construidos por avance en voladizos sucesivos.

SUMMARY

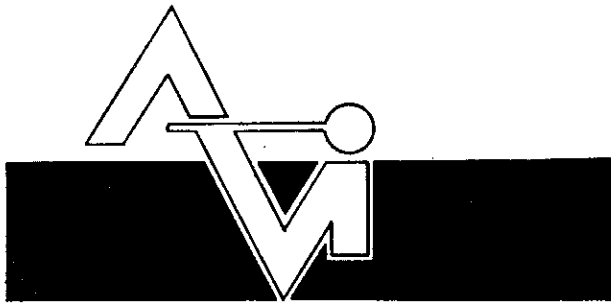
This report sets out the main features, from a point of view of design and construction, of the structures that belong to the following works:

— Railway bridge over the Manzanares River and M-30, belonging to the Atocha-Villaverde (Madrid) section, and consisting of two twin bridge decks with five spans of 25, 37, 37, 25, and 17 m of clearance respectively.

— Bridge belonging to the Kukularra Interchange, corresponding to the point where two branches cross over the Ugaldebieta mainline, forming a three-level intersection (Bilbao). These are two bridges with significant curvatures in plan, having a bicellular caisson cross-section, and with spans of 30, 42, and 30 m, and 20, 32, and 20 m of clearance respectively.

— Bridges belonging to the rotary that forms the intersection of CN-II with GE-533 and GE-672 (Gerona). These are two structures with two spans, having 38,5 and 18 m of clearance respectively, with the compensating span forming part of the corresponding access-embankment.

— Bridge over the Guadalquivir River, corresponding to the point where CN-321 crosses over said river in the place known as Puente del Obispo (Jaén). It consists of a structure of three spans with 45, 90, and 45 m of clearance respectively, constructed by the cantilever method.

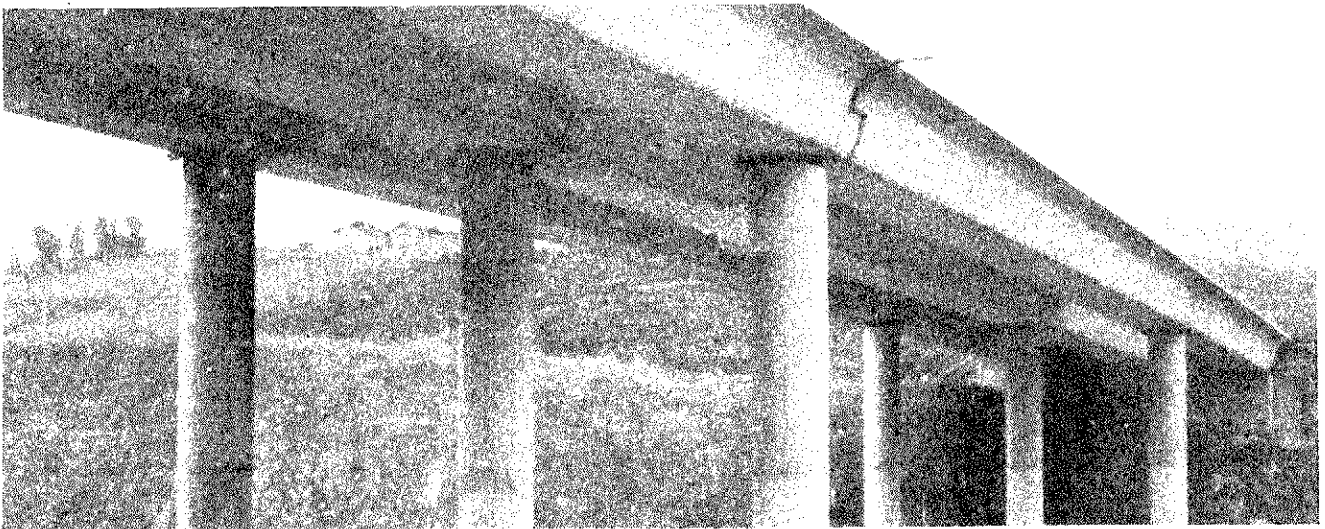
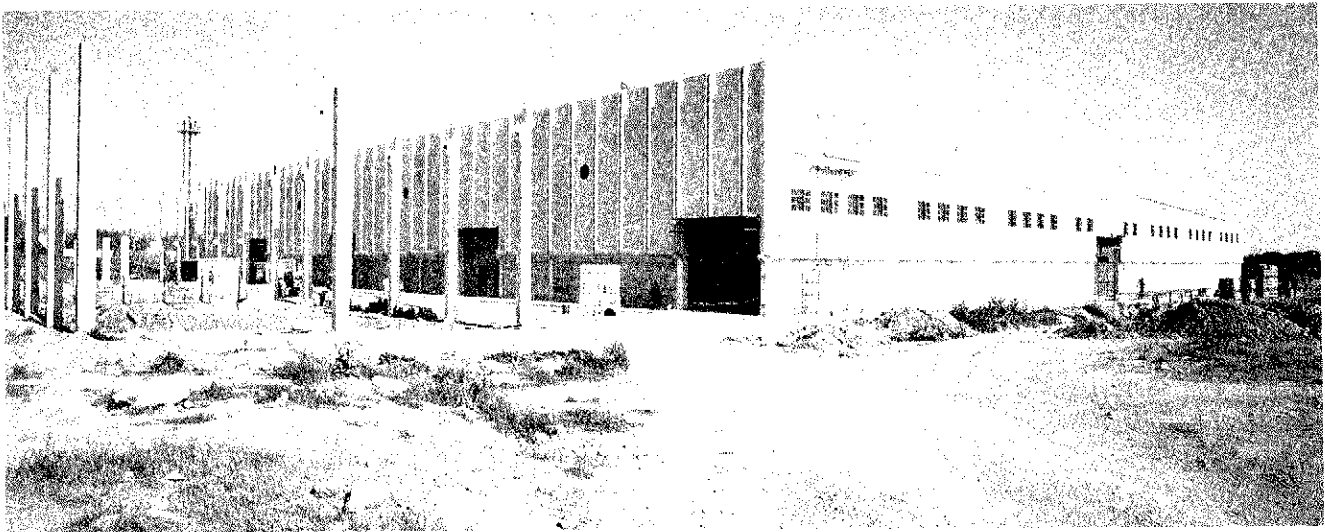


PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



HUESCA:

Oficina Comercial y Fábrica: P.º Lucas Mallada, s/n - Teléfono 22 39 00 - HUESCA

Oficina y Fábrica: Ctra. de Lérida, s/n - Teléfono 40 07 80 - MONZON

Oficina y Fábrica: Ctra. de Huesca - Teléfono 39 00 41 - GRAÑEN

MADRID

Oficina Comercial: Orense, 10, 1.º - Teléfonos 455 05 35 - 6 - 7 - MADRID-10

Oficina y Fábrica: Ctra. Torrejón a Loeches, Km 4,200 - Teléfonos 675 04 50 - 4- 8 -
TORREJON DE ARDOZ

Oficinas y Fábrica: Ctra. de Toledo, Km 7,300 - Teléfono 688 27 72 - LEGANES

ZARAGOZA

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

Pasarela sobre el río Ebro, en Logroño

Francisco J. Herrero Lusarreta
Carlos Siegrist Fernández
Ingenieros de Caminos, C. y P.

ANTECEDENTES

Un tal Domingo, llamado "de la Calzada" y su discípulo Juan de Ortega, fueron canonizados entre otras razones, por construir puentes. Los puentes eran, hoy también lo son, escasos, por lo que desde la Edad Media se les consideraba "útiles para la posteridad y en consecuencia agradables a Dios".

Logroño, lugar de la Rioja, en el que el Camino de Santiago experimenta un quiebro después de atravesar el Ebro, posee desde la década de los ochenta del pasado siglo, dos puentes, uno de hierro y otro de siete arcos en piedra. Ha sido necesario más de un siglo para que el automóvil dispusiese de un nuevo y funcional paso sobre el río y, casi simultáneamente, el peatón ha querido emular al vehículo y ha exigido una pasarela para él.

Dos son los objetivos que la pasarela sobre el Ebro pretende: facilitar el acceso de la población asentada en la margen derecha del río a las instalaciones deportivas y de recreo sitas en la orilla izquierda y servir de elemento para canalizar este tránsito por el Casco Antiguo de la Ciudad, contribuyendo en alguna medida a la política de rehabilitación.

Prefijada por el Plan General la situación de la obra, el paso debía salvar, desde la margen derecha, un soto inundable varias veces cada año y un cauce permanente, éste en unos sesenta metros. Se pensó por tanto realizar la obra de modo que los trabajos sobre el cauce terminasen antes de los posibles deshielos, pero he aquí que, adjudicados los trabajos en mayo de 1985 a la empresa Huarte y Compañía, hubo que soportar el "deshielo" que supuso la situación económica por la que atravesó la Empresa en ese invierno y si bien en principio pensaba terminarse en enero, hubo que ampliar el plazo. La construcción se vió de esta forma afectada por las crecidas de abril, con 900 m³ por segundo, y una tardía en el mes de mayo que si bien fue de mucho menor caudal, su duración hacía peligrar el plazo de terminación ya que impedía la formación de una segunda península en el cauce para cerrar el vano central.

Por fin, el 11 de junio de 1986, día de San Bernabé, patrón de la Ciudad, 102 años después de inaugurado el puente de piedra citado al comienzo de este artículo, podía celebrarse protocolariamente la terminación de la obra.

Una vez más los esfuerzos conjuntos de la labor en equipo, ha contribuido a facilitar al hombre, en este caso como peatón, el paso de un río, el padre Ebro, y ello a pesar de los peligros que el "deshielo", tanto climatológico como financiero, ha supuesto en esta obra.

CARACTERISTICAS TOPOGRAFICAS Y GEOTECNICAS EN LA ZONA DE CRUCE DEL RIO EBRO

Las características del cauce del Ebro en el lugar donde se había de construir la pasarela definen un cauce de aguas normales, de unos 60 m de anchura, y un cauce de avenidas que amplía la anchura hasta 220 m en total. De los 160 m de exceso sobre el cauce normal, unos 150 m corresponden a la margen derecha del río, la misma en que está situada la ciudad de Logroño, y el resto a la margen izquierda, zona de ubicación de las piscinas y el complejo deportivo. Representan dos zonas claramente diferenciadas en cuanto a sus condiciones para construcción de la pasarela: una, la de aguas normales, en las que la existencia del río dificulta la construcción de la estructura, y otra, la del cauce de avenidas, en la que es posible ocupar el terreno inferior y, por tanto, adoptar la solución más ventajosa, tanto desde el punto de vista económico como constructivo.

Por otro lado, el terreno es bastante homogéneo, como corresponde a un cauce muy consolidado, con un recubrimiento aluvial de unos 4 m de profundidad, formado por gravas gruesas rodadas en una matriz arenosa, bastante compactas, que descansan sobre unas arcillas margosas con algunas intercalaciones calcáreas de espesor reducido y de dudosa continuidad, y un estrato de arenisca calcárea con espesor comprendido entre 1 m y 1,60 m también intercalado y continuo a lo largo de todo el perfil.

El informe geotécnico considera dos alternativas de cimentación: una primera, realizando zapatas apoyadas en las arcillas margosas, a una profundidad comprendida entre 4,5 y 6 m, con las dificultades de conseguir un recinto de trabajo relativamente estanco en la zona de gravas; y una segunda, transmitiendo las cargas al estrato de arenisca calcárea, que se encuentra a unos 8 m de profundidad, mediante pilotes o pantallas.

ELECCION DE LA SOLUCION

La solución estructural en la zona del cauce de avenidas viene muy influenciada por la que se adopta en la zona sobre el cauce normal, por lo que vamos a referirnos previamente a esta última.

La anchura de la zona ocupada por el agua, con una velocidad de circulación de la misma apreciable, aconseja no disponer apoyos permanentes en ella, así como independizar, en todo lo posible, la construcción del tablero del terreno inferior. Esto nos define una luz del orden de 65 m para el tramo correspondiente, y de esta forma poder construir las pilas en las márgenes de esta zona.

En cuanto a la construcción del tablero tenemos dos alternativas:

- construirlo en voladizo sucesivo, partiendo de las pilas de las márgenes;
- prefabricarlo y montarlo por trozos sobre apoyos provisionales, dándole continuidad posterior.

Con ambas soluciones nos independizamos del río, pero la primera exige, durante la construcción, unos cantos superiores a los que necesita la estructura en estado de servicio, a no ser que dispongamos un pilono provisional desde el que atirantemos el tablero en fase de construcción. Con la segunda solución admitimos el riesgo de disponer los apoyos provisionales en el río, pero reducimos al máximo el tiempo de dependencia de las condiciones del régimen del mismo, y, en cambio, nos podemos adaptar, en cuanto a dimensiones del tablero, a las estrictamente necesarias para un buen funcionamiento de la estructura en estado de servicio. No se considera la construcción del tablero "in situ", ya que la instalación de una cimbra sobre el río, durante un período de tiempo relativamente largo, entraña unos riesgos considerables.

Teniendo en cuenta la época en que iba a ser construido el tablero, en el otoño, con el río en los niveles más bajos de todo el año y un riesgo de avenidas muy reducido, se optó por la segunda de las dos soluciones, que, por otra parte, se adoptó también para los tramos del cauce de avenidas, estableciendo la prefabricación a pie de obra.

De esta forma se disponen, siete tramos de 21 m de luz en la margen derecha un tramo de 63 m sobre el río y un tramo más de 21 m en la margen izquierda.

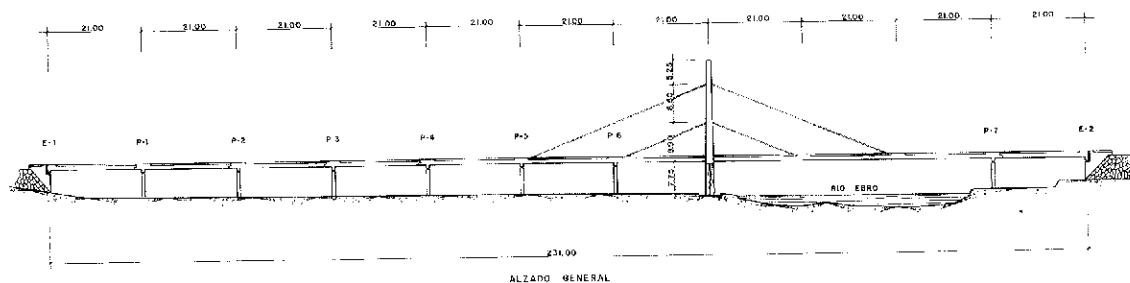
Con objeto de mantener la sección transversal a todo lo largo, adaptada al canto necesario para luces de 21 m, se dispone un pilono junto al río, en la margen derecha, para atirantar el tramo de 63 m. Se obtienen, en total, 231 m de longitud de tablero.

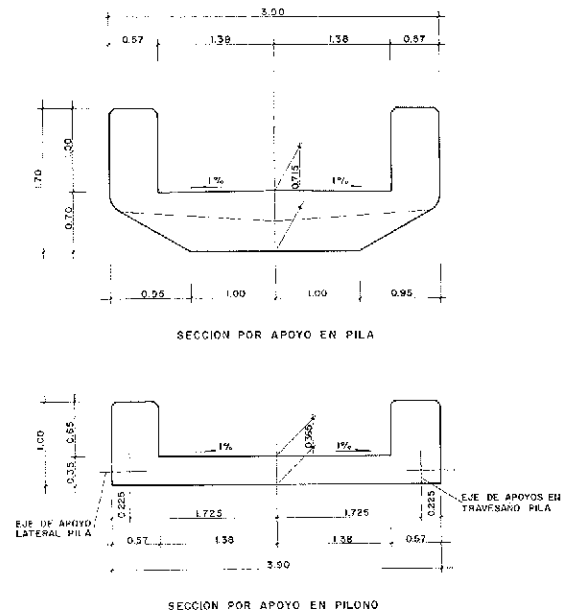
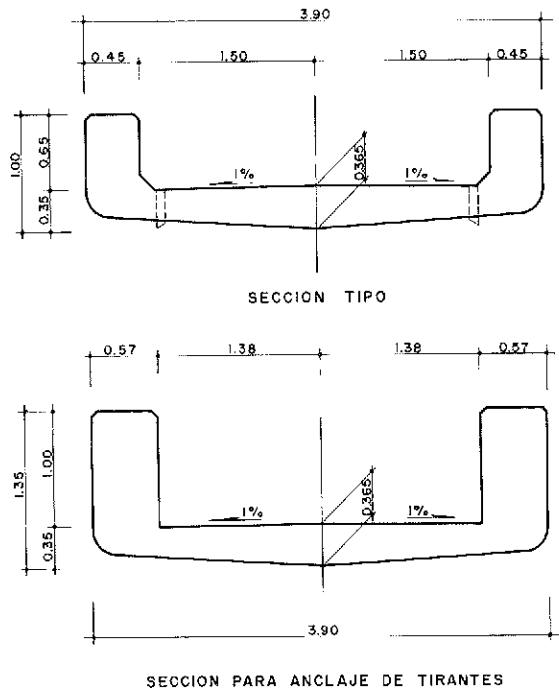
TABLERO

La anchura útil que había que habilitar era de 3 m. Por otra parte, el atirantamiento puede ser en un plano único, al centro de la sección, o en dos planos laterales. Este último exige dar un pequeño sobrecanto a la sección, pero, por otra parte, es mucho más eficaz en cuanto a conferir rigidez torsional al tablero. Nos inclinamos por esta última solución en la que hay que disponer vigas laterales longitudinales para anclar los tirantes, o viga única central con traviesas en las zonas de suspensión. Con objeto de disminuir el canto visual del tablero adoptamos una sección en "U", con vigas laterales que hacen el oficio de pretil, y losa inferior acordada con paramentos curvos a las vigas laterales.

El canto del tablero es constante a todo lo largo, de 1 m, con espesor de losa variable, entre 0,35 m en el centro y 0,25 m en la unión con las vigas laterales, con paramentos superior en bombeo del 1 por 100 e inferior quebrado con una arista en el centro. El sobrecanto de las vigas laterales es de 0,65 m, acordándose los paramentos exteriores de las mismas con los inferiores de la losa en curva circular de 0,20 m de radio y disponiendo unos biseles de 0,12 x 0,12 m en el ángulo interior.

El espesor de las vigas laterales es de 0,45 m con lo que se alcanza una anchura total de 3,90 m.





El sobrecanto de las vigas se eleva hasta 1 m en una longitud de 3,00 m en las zonas de apoyo en pilas y cuelgue de los tirantes, aumentándose también el espesor en estas zonas hasta 0,57 m, manteniendo el paramento exterior.

En cuanto a disposición longitudinal, los cuatro primeros tramos de la margen derecha son isostáticos, en "cabalgamiento de tramo sobre ménsula", disponiendo el apoyo a media madera a 1,86 m del eje de pila. Asimismo, el tramo de la margen izquierda es también isostático e igual al primer tramo de la margen derecha. Los tramos cuarto, quinto y sexto de la margen derecha, junto con el tramo sobre el río, son continuos, con una longitud total de 126 m, y corresponden a la zona atirantada; en esta zona se disponen cuatro tirantes delanteros y cuatro traseros, con disposición en "arpa", esto es, disponiendo los cables paralelos entre sí, con lo que se consigue impedir el efecto visual propio de los puentes atirantados con doble plano de atirantamiento, de superposición de unos cables con otros cuando éstos no son paralelos entre sí. Esta disposición tiene la desventaja, frente a la disposición en "abanico", de ser menos rígida, pero al anclar los cables de retenida en la vertical de las pilas del acceso, a las que se ancla verticalmente el tablero mediante barras de pretensado, se le confiere una notable rigidez longitudinal.

Los tirantes se anclan con anclajes pasivos, que quedan embebidos en las vigas laterales, y accesibles desde la parte interior de la pasarela, y con anclajes activos en el pilono de la margen derecha

del río, desde donde se tesan. Están formados por 61 alambres de $\phi 7$ mm, (cambiados a cables de 17 $\phi 15$ mm durante la construcción) y llevan una vaina de polietileno de 90 mm de diámetro interior; en las zonas de anclaje llevan una trompeta de 127 mm de diámetro que está protegida con un tubo de acero de 145 mm de diámetro interior. Las vainas se inyectan con mortero de cemento y en las zonas de tubo-guía de acero se inyecta grasa anticorrosiva.

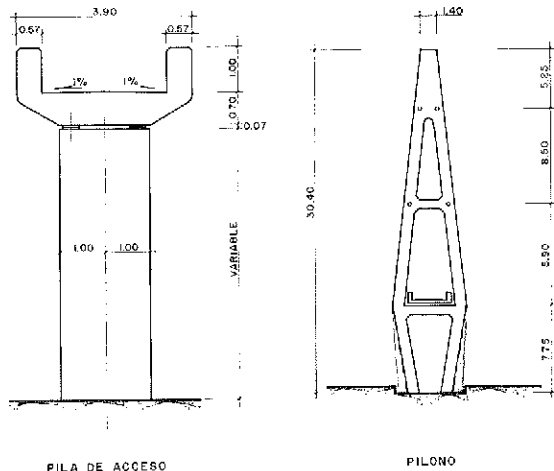
Tanto los vanos isostáticos como los de la zona atirantada se pretensan con cables de 9 $\phi 15$ mm y 12 $\phi 15$ mm.

PILAS

Las pilas de los vanos de acceso son prismáticas, de sección rectangular, de 2,00 x 0,70 m, biseladas en las esquinas. Se cimentan con una pantalla que apoya en el estrato de arenisca calcárea, de las mismas dimensiones transversales de la pila, y que es prolongación de ella. En el apoyo de las vigas del tablero sobre estas pilas, se regruesa la losa inferior hasta 0,70 m con forma trapezoidal, pasando de 3,90 m de anchura a 2,00 m.

El tablero de la zona atirantada se ancla a las pilas mediante 2 barras Dywidag $\phi 32$, en cada zona de anclaje de los tirantes de retenida.

La pila principal tiene forma de diamante, con una altura de 30,40 m. Está compuesta por dos patas de 1 metro de anchura y canto variable linealmente, de 2,00 m en arranques a 0,92 m en coronación. Estas patas, en dirección transversal, se



abren desde 4,00 m entre centros, en arranques, hasta 5,50 m debajo del tablero. A partir de aquí se cierran hasta llegar a la coronación. Tiene dos vigas riostras, de 0,80 m de canto, una que sirve de apoyo al tablero, y otra a la altura del anclaje de los primeros cables de atirantamiento. Los segundos cables se anclan en la zona superior, que está macizada en una altura de 5,25 m. Las patas llevan tajamares de sección variable en la zona situada por debajo del tablero.

La pila principal se cimenta sobre cuatro pantallas de 2,00 x 0,70 m, iguales a los de las pilas de acceso y que, como aquéllas, se apoyan sobre el estrato de arenisca calcárea. Van arriostradas en cabeza mediante un encepado de 7,00 x 4,00 m en planta y 2,00 m de canto.

ESTRIBOS

Los estribos son macizos de hormigón, de 2,00 x 2,80 m, con la cara delantera biselada en las esquinas para que tengan la misma apariencia que las pilas de acceso, y se coronan con unas aletas provistas de pretilles, que tienen la misma sección que las vigas del tablero en el apoyo y dan continuidad al mismo.

Se cimentan sobre dos pantallas, iguales a las de las pilas, colocadas transversalmente a la estructura.

OTROS DETALLES CONSTRUCTIVOS

Los pretilles laterales se coronan con una barandilla de 0,30 m de altura, con soportes cada metro, que se interrumpe en las zonas de sobreelevación de los pretilles en los apoyos.

Asimismo, se han dispuesto farolas de iluminación cada 21 m en ambos lados, de dos metros de altura, y un pavimento formado por un mortero de cemento con árido cuarcítico, coloreado, con un espesor mínimo de tres centímetros.



Estribo.

CONSTRUCCION

Las pantallas de cimentación se realizaron con la ayuda de lodos bentoníticos, sin mayores dificultades, a lo largo de los meses de Agosto, Septiembre y Octubre de 1985.

Mientras tanto, se empezaron a fabricar las primeras vigas del tablero, sobre dos "camas de hormigón" preparadas en el cauce de avenidas, a pie de obra.

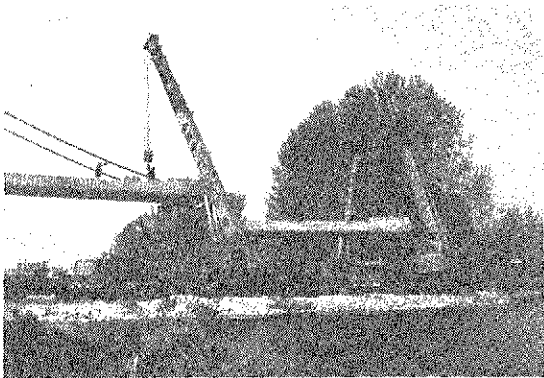
La construcción de la pila principal, que era crítica para la terminación de la obra, se inició en Octubre de 1985.

Una vez alcanzada la zona superior de la pila principal y hormigonadas las dos pilas de la margen derecha adyacentes a ella, se ejecutó una península en el río, para la instalación de dos apoyos metálicos provisionales situados a 21 m y 42 m de la pila principal, y se procedió al montaje de las dos vigas adyacentes a ella y la correspondiente al segundo vano de la margen derecha.

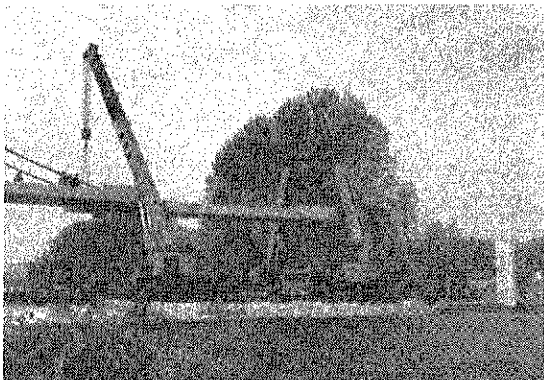
El montaje se realizó transportándolas mediante un "Dolly" hasta colocarlas en la posición correspondiente, e izándolas a continuación con la ayuda de una grúa de 100 t y dos de 50 t; cada viga pesaba del orden de las 96 toneladas.



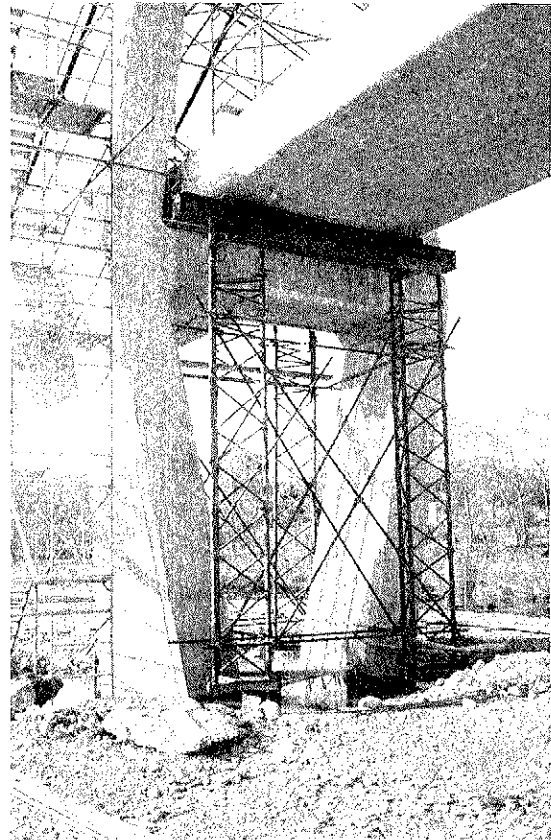
Montaje viga en vano atirantado.



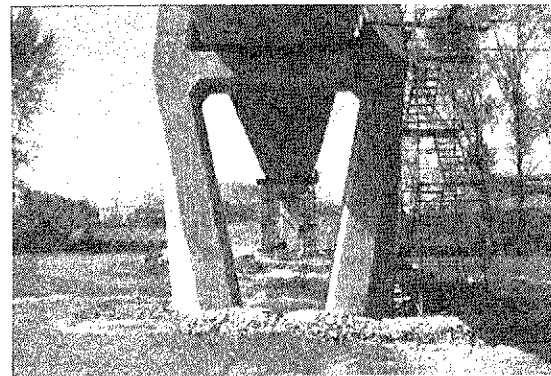
Montaje viga en vano atirantado.



Montaje viga en vano atirantado,



Apoyo provisional junto a pilono.



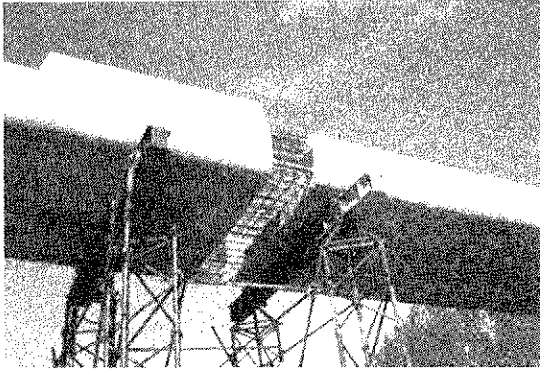
Vano atirantado en montaje.

Una vez colocadas las tres vigas, que ya se habían tesado en el parque de fabricación, se procedió a enfilar los cables de continuidad, a hormigonar juntas de 70 cm de longitud entre ellas y a dar tensión a los cables de continuidad, anclando las vigas a las pilas del acceso.

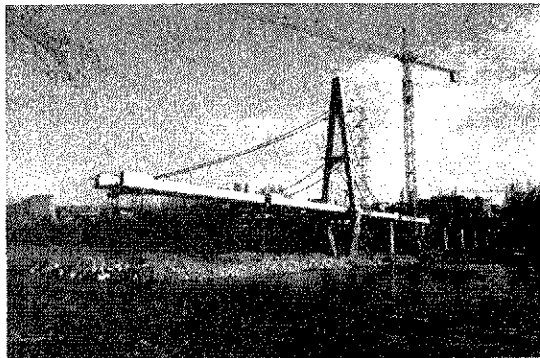
A continuación se montaban los cuatro primeros cables de atirantamiento con ayuda de la grúa-torre que había servido para el hormigonado de la pila principal, y se tesaban a 34 t cada uno, colocando a continuación la viga correspondiente al centro del río, hormigonando la junta entre esta

viga y la anterior y pretensando los cables de continuidad, en los que se habían previsto los correspondientes conectadores, para proceder a continuación al montaje de los otros cuatro cables de atirantamiento, tesados a 34 t y a dar la tensión de despegue de los cuatro primeros tirantes.

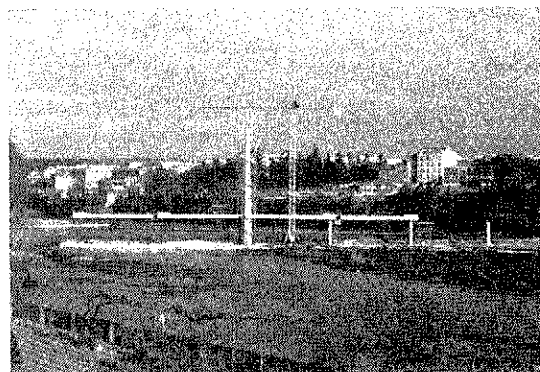
A partir de este momento, se demontaba el primer apoyo metálico provisional, se procedía a retirar el material de la península construida, hasta el segundo apoyo provisional, y se construía la península de la otra margen hasta unir con este segundo apoyo.



Apoyo provisional y junta de construcción en vano atirantado.



Vano atirantado con dos vigas montadas.

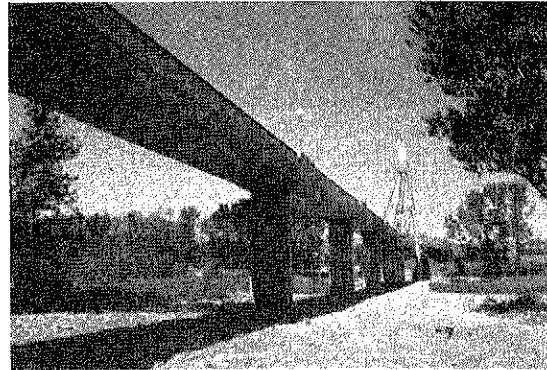


Vano atirantado con dos vigas montadas.

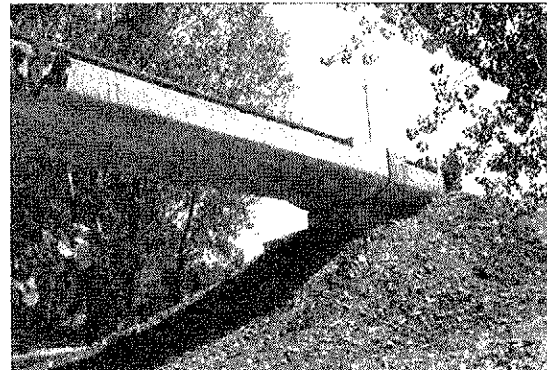
Se procedió a continuación al montaje de la quinta y sexta viga de la zona atirantada, correspondientes a los extremos de la misma, habiéndose construido previamente las pilas correspondientes a estos apoyos extremos. La viga que acaba de salvar el vano sobre el río, se transportó con el "Dolly", desde el parque de fabricación hasta la otra margen, a través del puente metálico existente a unos 300 m aguas abajo.

Una vez colocadas estas vigas, se hormigonaron las juntas correspondientes, se dió el pretensado de continuidad final y se procedió al tesado definitivo de los tirantes.

De esta forma quedaba terminada toda la zona atirantada y ya no había más que retirar el material de la península de la margen izquierda y montar las vigas correspondientes a los tramos isostáticos, empezando por las más próximas a la zona atirantada, dada la configuración de "cabalgamiento de tramo sobre ménsula" que se adoptó.



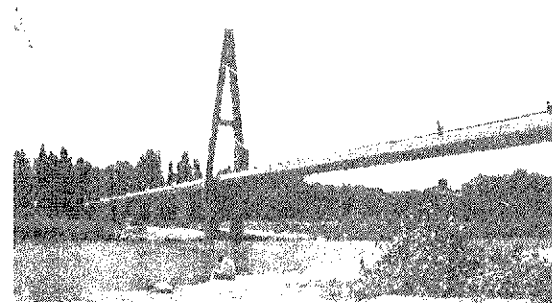
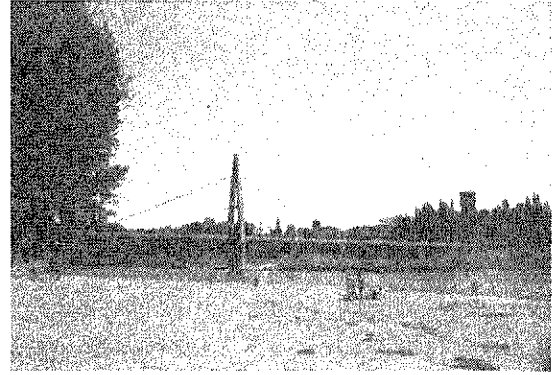
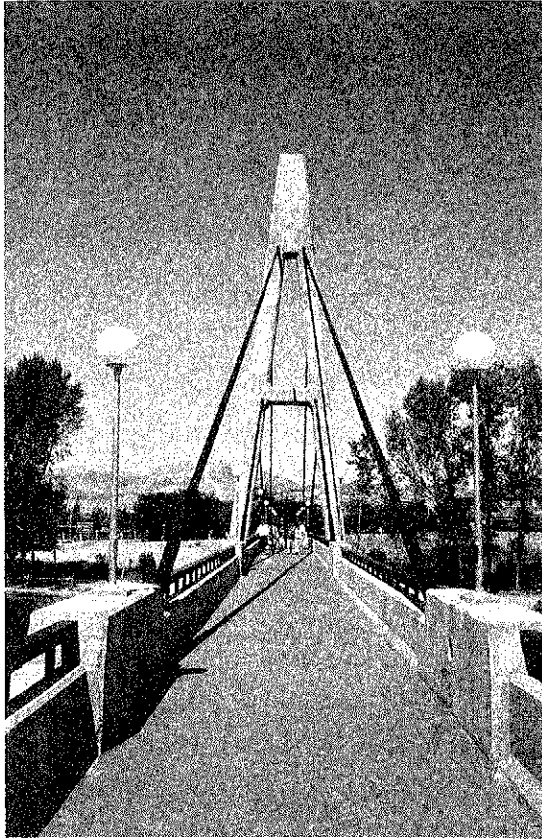
Pasarela terminada. Vanos de acceso.



Pasarela terminada. Detalle de apoyo en estribo.

DATOS PRINCIPALES

- Propietario: Ayuntamiento de Logroño.
- Empresa Constructora: Huarte y Cía, S.A.
- Pretensado: C.T.T. - Stronghold.
- Construcción: Agosto 1985 - Junio 1986.
- Inauguración: 11 de Junio de 1986.
- Longitud total: 231 m.
- Vanos: 7 x 21,00 - 63,00 - 21,00 m.
- Anchura: 3,90 m (3,00 m utilizables).
- Canto: 1,00 m.
- Hormigón:
 - Pantallas de cimentación: 134 m³.
 - Encepado pila principal: 56 m³.
 - Estribos: 73 m³.
 - Pilas de acceso: 76 m³.
 - Pila principal: 101 m³.
 - Vigas de tablero: 425 m³.
 - Juntas de tablero: 7 m³.



Tres vistas de la pasarela terminada.

Acero de armar:

- Cimentación: 15.010 kg.
- Estribos: 2.871 kg.
- Pilas de acceso: 5.856 kg.
- Pila principal: 11.654 kg.
- Tablero: 38.989 kg.

Acero de pretensar:

- Tablero: 15.371 kg.
- Tirantes: 5.111 kg.

RESUMEN

Se trata de una pasarela para acceso a las instalaciones deportivas y de recreo, situadas en la margen izquierda del río, desde la población asentada en la margen derecha.

Consta de seis tramos de 21 m de luz en la margen derecha, un tramo de 63 m sobre el río y un tramo más de 21 m en la margen izquierda. La anchura útil es de 3 m. Los cuatro primeros tramos, así como el tramo de la margen izquierda, son isostáticos en "cabalgamiento de tramos sobre ménsula". Los otros tres tramos de la margen derecha junto con el tramo sobre el río, son continuos, con una longitud total de 126 m, y corres-

ponden a la zona atirantada. Lleva 8 tirantes, con disposición en "arpa". La sección transversal constante, en "artesa", tiene un canto total de 1 metro.

El tablero fue totalmente prefabricado.

SUMMARY

The present article presents a pedestrian bridge over the Ebro river, in Logroño to access at the leisure centre on the left margin of the river, from the city which is on the right margin.

On the right margin there are seven spans of 21 m length each one, one span of 63 m length over the river, and another span of 21 m length on the left margin.

The feasible width is of 3 m. The four spans near the city and the left margin one are isostatics. The other three spans on the right margin and the river one are continuous, with a total length of 126 m and they are cable stayed. There are eight cables in a harp disposition. The transverse section of the deck, in "U" form, has a constant depth of 1 m.

The deck was precast in all length.

Construmat-89 desborda sus previsiones de superficie de Exposición en su Edición más Internacional

La sexta edición del Salón Internacional de la Construcción, Construmat-89, exhibirá toda la oferta nacional y extranjera relacionada con el sector de la construcción del 13 al 19 de abril de 1989. Esta será, sin duda, la convocatoria más internacional del certamen tanto por el volumen de empresas participantes y productos expuestos como por la expectativa de visitantes extranjeros.

De los más de 2.000 expositores, aproximadamente la quinta parte son extranjeros. En cuanto a los visitantes procedentes de otros países, en la edición de 1987 se contabilizaron unos 17.000, cifra que las expectativas para el 89 duplican en razón al interés y a la resonancia que nuestro país y el Salón han despertado en los medios profesionales del sector europeo de la construcción.

La superficie total de exposición se extiende a lo largo de 250.000 m², es decir, la totalidad del recinto disponible de Fira de Barcelona. Tal y como ocurre con algunos de los certámenes más destacados de la institución ferial, Construmat ya desborda con creces el actual recinto. Actualmente, la organización del Salón tiene el equivalente a casi 30.000 m² de superficie neta de stands en lista de espera por si se produjese alguna baja.

Este inconveniente de saturación, fruto del éxito continuado y la trayectoria creciente del certamen, quedará solventado tras la inminente ampliación del recinto ferial por lo que en la siguiente edición, en 1991, se podrá alcanzar una participación record, al nivel de las más importantes ferias europeas.

Para Construmat-89, se calcula que podrían haberse sobrepasado los 120.000 m² de superficie de stands contratados en caso de haber dispuesto de espacio suficiente. No obstante, con los 85.000 m² netos ya cerrados se consigue un incremento del 20 por ciento con respecto a 1987.

Construmat-89 articula su oferta a través de estos 18 sectores:

- Maquinaria y elementos.
- Elementos de elevación y transporte.
- Elementos para muros, estructuras, forjados y cubiertas.
- Prefabricación y construcción industrializada.
- Aparatos de medida y precisión.
- Informática aplicada a la construcción.
- Aislamiento, impermeabilización y recubrimientos.
- Electricidad e iluminación.
- Vidrio y sus aplicaciones.
- Carpintería de madera, metálica y plástica.

- Cerrajería y metalistería en la edificación.
- Pavimentos y revestimientos.
- Climatización y calefacción en la vivienda y alternativas energéticas.
- Aparatos sanitarios, grifería, accesorios de baño y mobiliario.
- Cocina integral.
- SIDI (Salón Internacional de Diseño para el Equipamiento del Hábitat).
- Construcciones e instalaciones deportivas y de ocio.
- Organismos oficiales y entidades empresariales.

El continuado aumento de expositores, la consolidación de los sectores tradicionales presentes en el certamen y especialmente de los dos incorporados en 1985 (el Vidrio y sus Aplicaciones y la Informática Aplicada a la Construcción) y en 1987 (el de Construcciones e Instalaciones Deportivas y de Ocio y el SIDI -Salón Internacional de Diseño para el Equipamiento del Hábitat-) son algunos de los rasgos más sobresalientes de la oferta de Construmat que se esperan superar ahora, en 1989.

Jornadas Técnicas y Premios Construmat

Como en cada edición, son de especial interés las Jornadas Técnicas que, cubriendo una decena de áreas temáticas directamente relacionadas con la construcción, tienen lugar paralelamente a la exposición comercial. De ellas pueden destacarse las Jornadas organizadas por el COAC, la III Convención Internacional de Instaladores, el II Simposium de Diseño Asistido por Ordenador (AREC-DAO'89), y las Jornadas de APCE, entre otras.

Asimismo, se convocan por tercera vez consecutiva los *Premios Construmat*. Estos galardones intentan promover la innovación tecnológica y mejorar la calidad de la construcción. Se premiará a la mejor obra de ingeniería civil, la mejor obra de edificación de nueva planta, la mejor obra de rehabilitación, la mejor obra continuada de periodismo sobre temas relacionados con la construcción y al mejor producto industrial y proceso constructivo expuestos en el salón.

Los interesados en recibir información complementaria sobre estos premios, deberán ponerse en contacto con:

Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña - ITEC.
c/Bon Pastor n° 5, 4ª planta
08021 - Barcelona

Proyecto del puente Cochrane en Alabama (E.E.UU.)

Javier Ayala
Ingeniero de Caminos, C. y P.
Ibérica de Estudios e Ingeniería, S.A.
(IBERINSA)

1. INTRODUCCION

En el año 1984, el Puente Cochrane, situado en el Golfo de Mejico en la desembocadura del Río Mobile, al Sur de Alabama (E.E.U.U.), fue cerrado al tráfico al haber quedado en condiciones precarias tras el impacto de un barco contra una de sus pilas.

El Departamento de Carreteras del Estado decidió sustituir el puente por uno nuevo, para lo cual encargó a dos empresas consultoras la realización por separado de un estudio de soluciones, de entre las cuales eligió proyectar dos a nivel de construcción, una con tablero mixto y otra con tablero de hormigón, correspondiendo el Proyecto de esta última a IBERINSA.

Ambas soluciones tenían en común el trazado en planta, la elevación de la rasante y la distribución de luces (Fig. 1), siendo diferentes en cuanto a tipología estructural y materiales empleados.

Celebrado concurso subasta de construcción separadamente para los accesos y el puente principal, en ambos casos la adjudicación recayó sobre la solución con tablero de hormigón, proyectada por la empresa consultora española IBERINSA.

2. JUSTIFICACION DE LA SOLUCION PROYECTADA

El cruce del río requería salvar un gálibo de navegación de 183 m en horizontal y 42,70 m en al-

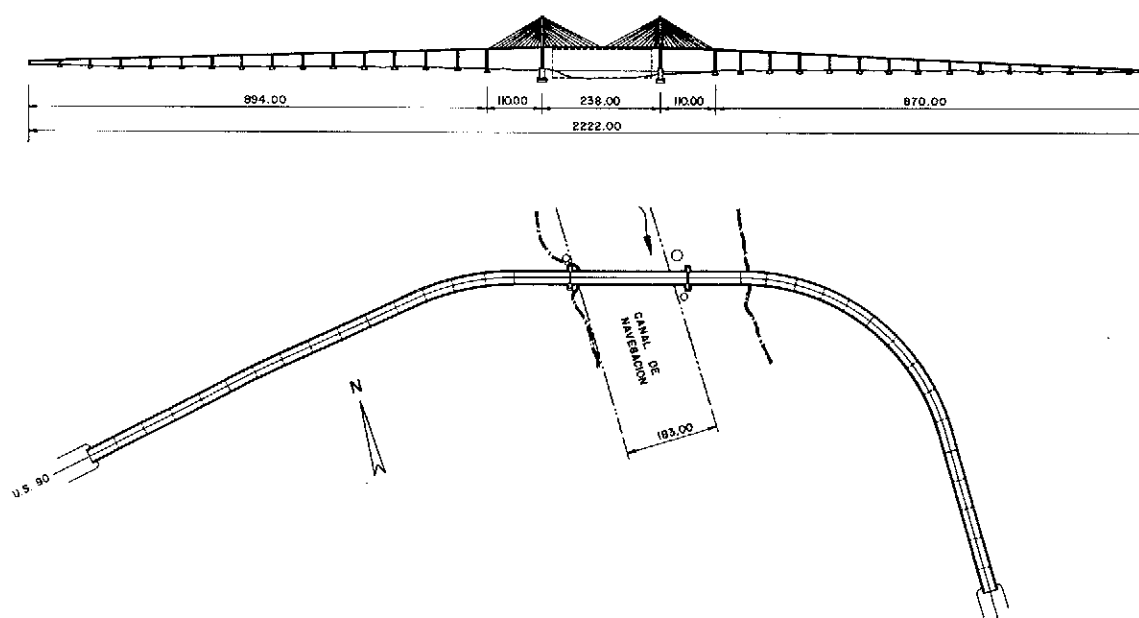


Fig. 1. Planta y Alzado Generales.

tura, lo que, junto con el esviaje del puente respecto al canal de navegación y la ubicación de unas defensas contra impacto de barcos, obligó a disponer una luz central de 238 m.

Para cubrir esta luz, la solución más económica dentro de las diferentes tipologías posibles resultó ser la del puente atirantado.

La proximidad del inicio de curvatura en planta del puente desaconsejaba encajar un puente atirantado de cinco vanos, por lo que se diseñó uno de tres vanos en hormigón postensado, con la luz central indicada y vanos de compensación de 110 m de luz.

La distribución de luces en los accesos vino condicionada por varios cruces de carretera y ferrocarril a nivel inferior, que obligaron a disponer vanos de luces cercanas a 60 m. La longitud del acceso Oeste, con pendiente del 3,55 por 100 quedó en 894 m y la del acceso Este, con pendiente máxima del 4,67 por 100, en 870 m, resultando una longitud total del puente de 2.222 m.

La solución proyectada para el tablero de los accesos fue un cajón continuo de hormigón postensado de 3 m de canto, con juntas de dilatación cada cinco vanos.

3. PROYECTO DEL PUENTE ATIRANTADO

3.1. Descripción

El puente proyectado (Fig. 2) pertenece a la última generación de puentes atirantados de hormigón, que se distinguen por su elevado número de cables de atirantamiento y gran esbeltez del tablero, con relación canto-luz 1/104 en este caso, posible por la cercanía entre anclajes de tirantes.

La relación altura de torre-luz es de 1/3,9 lo que da una inclinación máxima en los tirantes de 28° , que no es conveniente sobrepasar para no perder eficacia en el atirantamiento.

El tablero es continuo, con junta de dilatación únicamente en ambos extremos y apoyo en los dinteles de las torres por medio de apoyo fijo en una de ellas y deslizante en la otra.

La relación de luces entre vanos de acompañamiento y central, de valor 0,46, obliga a disponer contrapesos sobre las pilas laterales, habiéndose elegido un sistema sin partes metálicas expuestas para evitar el mantenimiento en un elemento que es crítico para la estabilidad de la estructura.

Se describen a continuación, pormenorizadamente, los diferentes elementos que conforman el puente.

3.1.1. Torres

Las torres (Fig. 3) se diseñaron en forma de H, con dos dinteles, el superior necesario por el cambio de inclinación en el fuste, y el inferior para apoyo del tablero y mejora del comportamiento de la pila ante huracanes, por el efecto pórtico conseguido.

Longitudinalmente se las dotó de la rigidez suficiente para resistir los desequilibrios propios del proceso constructivo sin necesidad de atirantamientos provisionales.

La forma rectangular de la sección transversal del fuste permitió disponer verticales los planos de atirantamiento, con solo un 10 por 100 de inclinación en éste, y conseguir la rigidez necesaria en los sentidos longitudinal y transversal.

Los fustes son huecos y alojan en su interior los anclajes de los tirantes. A lo largo de toda la altura en que los anclajes van dispuestos, existe un postensado horizontal que absorbe las tracciones provocadas por los tirantes y mantiene la sección en compresión.

El pedestal, de gran envergadura para resistir el impacto de barcos, lleva aligeramientos y se prolonga en la parte superior por un diafragma entre

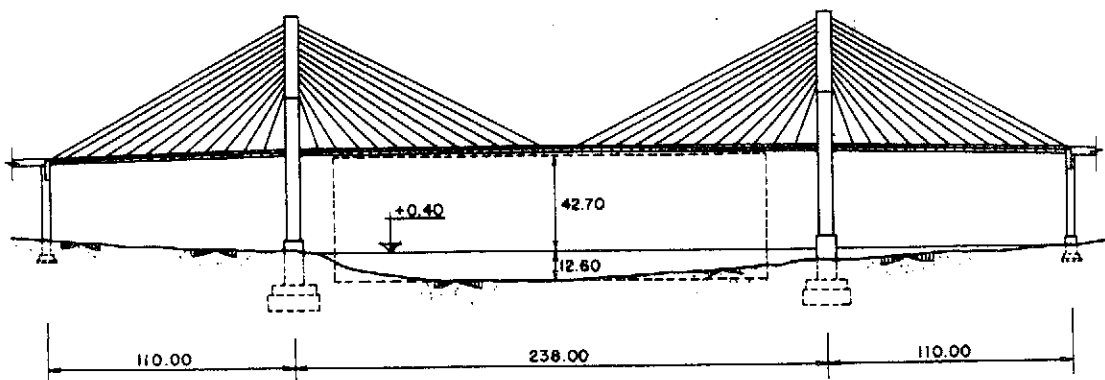


Fig. 2. Alzado del Puente Atirantado.

fustes. La parte superior de pedestal y diafragma se postensa con barras ϕ 1 3/8", en número de 60 en el primero y de 10 en el segundo.

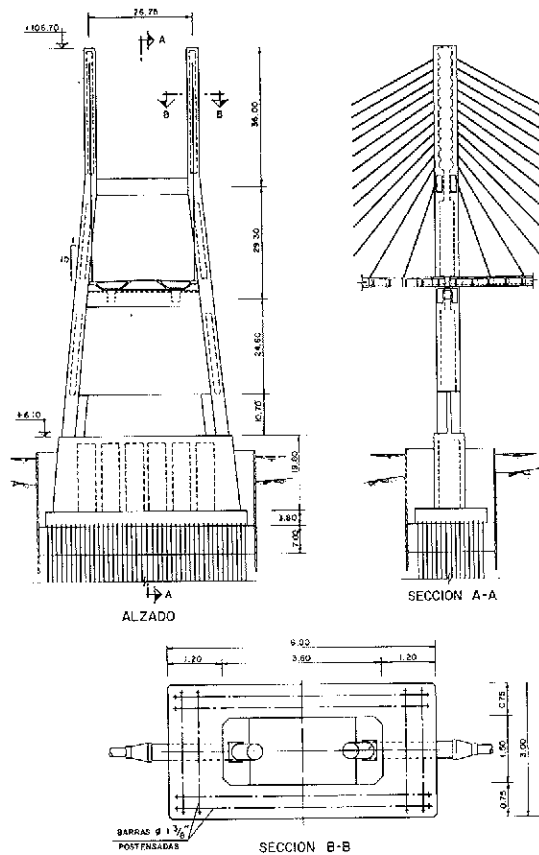


Fig. 3. Torre.

La cimentación es profunda, realizándose al abrigo de un recinto tablestacado.

El encepado, de dimensiones 52,40 x 18,30 x 3,80 m requiere controlar la temperatura alcanzada por calor de hidratación en el interior del macizo, limitándola a una diferencia máxima de 25°C entre el interior y la superficie.

Los pilotes son metálicos, de sección en H y carga admisible 105 t, en número de 736 para cada torre.

Todo el acero dispuesto en encepado y pedestal va recubierto de una película epoxi para mejorar su resistencia a la corrosión en ambiente marino.

3.1.2. Tablero

El tablero, de 28 m de anchura, soporta dos carriles de tráfico en cada sentido, con sus correspondientes arcones (Fig. 4). Está formado por dos cajones unidos mediante diafragmas que transmiten los esfuerzos a las líneas de cuelgue.

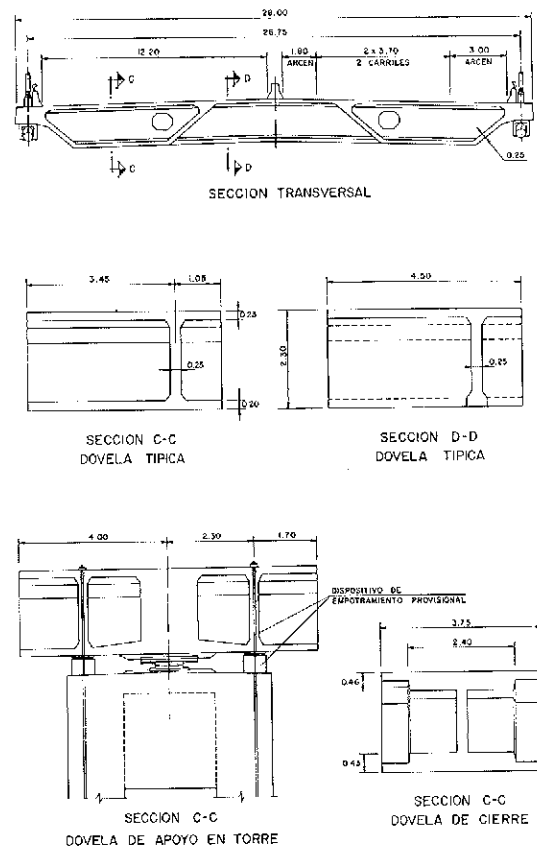


Fig. 4. Tablero.

La construcción se realiza por voladizos sucesivos a partir de las torres, subdividiendo el tablero en dovelas de 4,50 m de longitud, hormigonadas "in situ" con el auxilio de carros de avance.

Cada dovela lleva un diafragma situado a 1,05 m de su frente.

Los tirantes anclan, cada dos dovelas, en el punto de arranque del diafragma, de forma que este apoya en sus anclajes, con las ventajas estructurales que ello comporta.

La gran rigidez de los cajones hace que los esfuerzos en los diafragmas sean similares, independientemente de que correspondan o no a la dovela de anclaje de un cable de atirantamiento.

El canto, de 2,30 m, viene fijado fundamentalmente por la distancia entre anclajes de tirantes, la rigidez de estos últimos y el peso del carro de avance.

Los máximos esfuerzos de flexión negativa se producen durante construcción, aproximadamente seis dovelas detrás del frente.

Los esfuerzos de flexión positiva son poco importantes salvo en la zona central del vano principal y en la zona extrema del vano lateral, en las que la carga viva y, fundamentalmente, la sustitución de tirantes, provocan flexiones que requieren un postensado adicional al existente en otras dove-

las alejadas de estas zonas.

Los esfuerzos cortantes se concentran principalmente en el alma exterior del cajón, alcanzando un valor algo superior al doble de los existentes en el alma interior.

El postensado (Fig. 5) se subdivide en tres tipos: longitudinal, de diafragmas y de cuelgue.

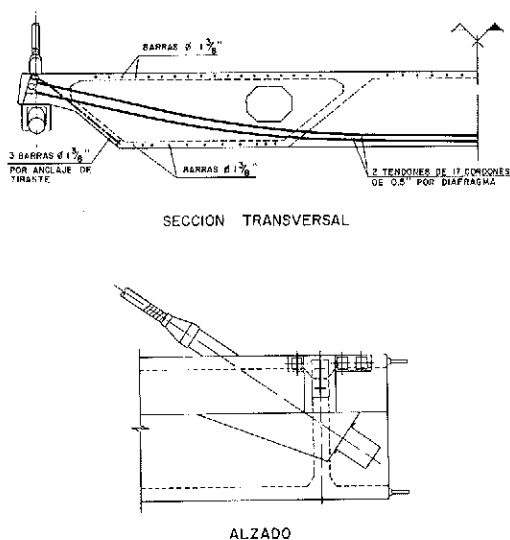


Fig. 5. Postensado del Tablero.

El postensado longitudinal se realiza mediante barras $\phi 1 \frac{3}{8}$ ", en número de 48 en la losa superior y 22 en la inferior, que se empalman y tesan, cada dos dovelas, al 50 por 100 alternadamente. El refuerzo en las zonas de fuerte flexión positiva se realiza con barras adicionales en la losa inferior y almas, que empalman también cada dos dovelas, pero que no se tesan hasta después del cierre de clave.

En la dovela de cierre, las barras de una ménsula y otra se solapan y anclan en un recrecido de la losa, mediante un ligero curvado, dejando el extremo accesible para tesar.

El postensado de diafragmas, igual en todos ellos, está formado por dos tendones de 17 cordones de 0,5".

El postensado de cuelgue se dispone en las almas externas, en las zonas de anclaje de los cables de atirantamiento, y se realiza mediante 3 barras de $\phi 1 \frac{3}{8}$ " que se complementan con armadura pasiva para transmitir la carga del alma al anclaje.

3.1.3. Tirantes

Los tirantes se colocan en dos planos, con dis-

posición intermedia entre arpa y abanico, con objeto de distribuir los anclajes en la torre y conseguir al mismo tiempo la máxima verticalidad en los tirantes.

El anclaje activo se sitúa en el tablero. La carga que había que introducir en los cables durante la construcción, se calculó para anular en lo posible la ley de momentos de carga muerta. Una vez tesos, los tirantes no necesitan ningún retesado posterior durante la construcción. Al finalizar ésta y antes de proceder a la inyección de las vainas se realiza una comprobación de tensión en los tirantes, ajustando ésta si en alguno fuese requerido.

Los cables de atirantamiento se componen de cordones paralelos de 0,6", en número de 26 para el más corto, hasta 72 para el más largo. Su protección se proyecta con vaina de PVC inyectada con lechada, envuelta con cinta adhesiva PVF, blanca, para disminuir los efectos térmicos.

En cuanto a la posibilidad de daño a los tirantes por accidente de tráfico, a las barreras rígidas dispuestas para guía de éste, se le superpuso una barrera metálica que incrementa su altura y por lo tanto la protección.

3.2. Proceso constructivo

Durante la ejecución del Proyecto se planteó la alternativa prefabricación - hormigonado "in situ" para la ejecución del tablero. La solución elegida fue la segunda debido a que sólo el vano central permitía la colocación de dovelas desde medios fluviales, los cuales son fundamentales para manejar dovelas de las dimensiones requeridas en este caso, y a que el plazo de la obra, de dos años y medio como en los accesos, permitía la utilización de sólo dos carros de avance en la solución "in situ", ejecutando los voladizos de una de las torres a continuación de los de la otra.

Por otra parte, técnicamente, a la solución prefabricada se le exigía en las juntas de dovelas una compresión mínima de 15 kg/cm^2 , que repercutía desfavorablemente en la cantidad de materiales.

Los carros de avance previstos disponen de 4 cuchillos, situados sobre las almas, entre los que se distribuye la carga sensiblemente por igual.

Los cuchillos apoyan en el diafragma de la última dovela y amarran en el de la anterior.

La construcción del tablero prevista comienza montando el carro del vano central sobre la dovela de apoyo en torre, hormigonando la primera dovela del vano central y corriendo el carro sobre ella para, a continuación, montar el carro del vano lateral y continuar la construcción de los voladizos con una dovela desequilibrada, como máximo.

El apoyo del tablero en la torre se coacciona al

giro por medio de cajas de arena y barras postensadas, hasta que se instala el quinto tirante de los doce que soportan el voladizo.

En la torre en que el tablero descansa sobre un aparato de apoyo deslizante, éste se fija provisoriamente hasta que se procede al cierre de clave.

3.3. Cuantías de materiales

Las cantidades de materiales del tablero, por metro cuadrado, son las siguientes:

- Hormigón ($f_{ck} = 385 \text{ kg/cm}^2$): $0,65 \text{ m}^3/\text{m}^2$
- Acero pasivo ($f_{yk} = 4.200 \text{ kg/cm}^2$): 97 kg/m^2
- Acero de pretensado en tendones ($f_{\text{máx}} = 190 \text{ kg/mm}^2$): 6 kg/m^2
- Acero de pretensado en barras ($f_{\text{máx}} = 112 \text{ kg/mm}^2$): 24 kg/m^2
- Acero de pretensado en tirantes ($f_{\text{máx}} = 190 \text{ kg/mm}^2$): 25 kg/m^2

3.4. Criterios de diseño

La normativa aplicada para el proyecto ha sido la de la AASHTO, utilizando el método de diseño de cargas de servicio.

Los fenómenos de fluencia, retracción y relajación han sido calculados aplicando el Código Modelo CEB-FIP.

Estas normativas han sido completadas con las siguientes solicitaciones especiales:

– Cargas de viento: Además de para las cargas de viento especificadas en la AASHTO, el puente ha sido calculado para resistir la acción de vientos huracanados con una velocidad básica de 177 km/h a 9 m de altura, incrementada en un 15 por 100 por efectos de racha.

La variación del viento con la altura se ajustó a la ley:

$$V_H = 177 (H/9)^{0,2}$$

La presión de viento correspondiente a cada velocidad se calculó con la BS 5400.

Las tensiones en esta hipótesis de carga se limitaron al 160 por 100 de las admisibles.

– Efectos térmicos: El puente se calculó para la siguiente combinación de estados:

- Incremento de temperatura de 16° en hormigón y 32° en tirantes.
- Decremento de temperatura de 22° en hormigón y 38° en tirantes.
- Gradiente térmico entre caras superior e inferior del tablero, con la superior más caliente que la

inferior, de 11° para combinación de temperatura con carga muerta y de $5,5^\circ$ para combinaciones incluyendo carga viva.

• Diferencia térmica, entre tirantes anclando al Este y al Oeste de cada torre, de 11° , en conjunción con un gradiente térmico de 9° entre ambas caras de las torres.

– Sustitución y rotura de tirantes:

Se previó la posibilidad de sustitución de un tirante, con la carga viva reducida a un carril cargado en cada sentido, limitando la tensión en el hormigón a un 125 por 100 de la admisible y la tensión en los tirantes al 50 por 100 de su tensión de rotura.

Asimismo, se comprobó el efecto que tendría la rotura de un tirante, con la carga viva completa actuando, sobre la seguridad a rotura de la estructura, con un coeficiente de mayoración de acciones de $1,25$ y limitando la tensión en los tirantes al 56 por 100 de su tensión de rotura.

– Impacto de barcos:

Se diseñó una protección de las torres mediante recintos tablestacados circulares rellenos. El pedestal y cimentación de las torres se comprobó bajo la acción de una fuerza estática de 5.000 t actuando con un ángulo de 0 a 30° respecto al eje transversal.

Las tensiones consideradas admisibles en los cables de atirantamiento son las siguientes:

- $0,40 f_{\text{máx}}$ para carga muerta
- $0,45 f_{\text{máx}}$ para carga muerta + carga viva
- $0,50 f_{\text{máx}}$ para carga muerta + carga viva + temperatura (o viento).
- $0,56 f_{\text{máx}}$ durante construcción.
- La variación de tensión en los tirantes se limitó a $0,10 f_{\text{máx}}$ bajo carga viva completa.

3.5. Comportamiento aerodinámico

Para analizar el comportamiento aerodinámico del tablero, se realizó un ensayo en túnel de viento, en la Universidad de Western Ontario, Canadá, bajo la supervisión del Dr. Davenport.

Las frecuencias calculadas para los dos primeros modos de vibración a flexión y torsión son las siguientes:

- Flexión simétrica: $0,34 \text{ Hz}$
- Torsión simétrica: $0,76 \text{ Hz}$
- Flexión antimétrica: $0,51 \text{ Hz}$
- Torsión antimétrica: $1,11 \text{ Hz}$

La separación entre las frecuencias de flexión y torsión es indicativa de una reducida posibilidad

de acoplamiento entre modos, lo que hace prever una buena estabilidad aerodinámica.

El ensayo se realizó en régimen turbulento, sobre un modelo del tipo "cinta tensada", utilizando diferentes valores de intensidad de turbulencia (3 por 100 y 6 por 100) y amortiguamiento (0,2 por 100 y 1 por 100).

El modelo se construyó a escala 1: 100, con su longitud correspondiendo aproximadamente a la del vano central. Para construir el modelo, el tablero se divide en trozos rígidos que descansan sobre dos alambres tensados, los cuales poseen las frecuencias de vibración requeridas (Fig. 6).

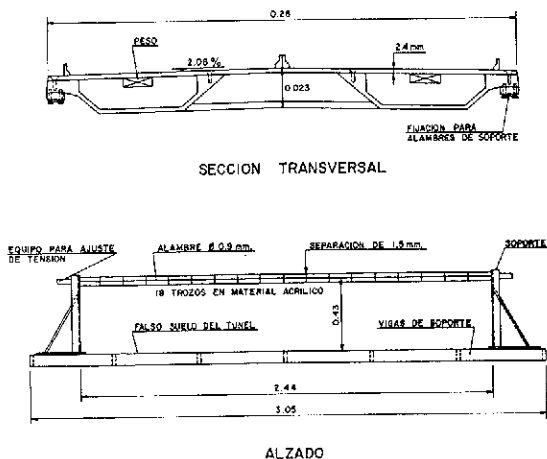


Fig. 6. Modelo para Ensayo en Tunel de Viento.

La respuesta dinámica no mostró amplitudes pronunciadas a velocidades de viento particulares ni inestabilidad aeroelástica para velocidades de hasta 290 km/h.

4. PARTICIPANTES

La empresa consultora americana BARRETT, DAFFIN & CARLAN INC. (BDC) requirió la asistencia técnica de IBERINSA como experta en el campo de los puentes de hormigón postensado ejecutados por dovelas.

IBERINSA, asociada con BDC, desarrolló los trabajos inherentes al diseño y realización de cálculos y planos del proyecto, en las oficinas que BDC tiene establecidas en Montgomery, Alabama. Los trabajos comenzaron en junio del 84, finalizando en julio del 85.

Los ingenieros de IBERINSA que colaboraron en el proyecto fueron, junto con el Autor de la presente Comunicación, los Sres. Merino, Thome, Alvaro Fernández, García Lon, Andrés Gil y Martínez Rueda, además del resto de los Departamentos de IBERINSA que en algún momento se vieron implicados.

RESUMEN

El puente Cochrane, de longitud total 1.740 m, ha sido proyectado mediante un puente principal atirantado, de hormigón postensado, y unos accesos en tablero continuo, de sección en cajón, de hormigón postensado.

El puente atirantado tiene un vano central de 238 m y dos laterales de compensación de 110 m de longitud. Su anchura es de 28 m y tiene dos planos de atirantamiento.

En el artículo se describen las características, proceso constructivo, bases de cálculo y comportamiento aerodinámico del puente atirantado en el ensayo en túnel de viento.

SUMMARY

The Cochrane Bridge, with a total length of 1740 m, has been designed as a prestressed concrete cable-stayed main bridge with prestressed concrete box girder approaches.

The cable-stayed bridge has a main span of 238 m length and two end spans of 110 m length. It is 28 m wide and supported in two planes of stays.

The article includes a description of characteristics, erection process, design criteria and aerodynamic behavior in the wind tunnel test for the cable-stayed bridge.

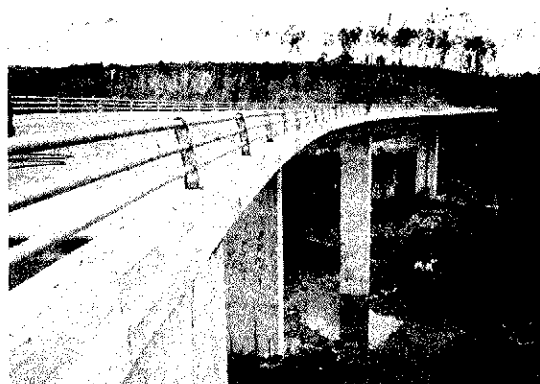
Tres puentes construidos por el método de vanos sucesivos

Florencio J. del Pozo Vindel
Dr. Ingeniero de Caminos

José M^a Arrieta Torrealba
Dr. Ingeniero de Caminos e Ingeniero Industrial

Juan L. Alcalá Sánchez
Ingeniero de Caminos
Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES)

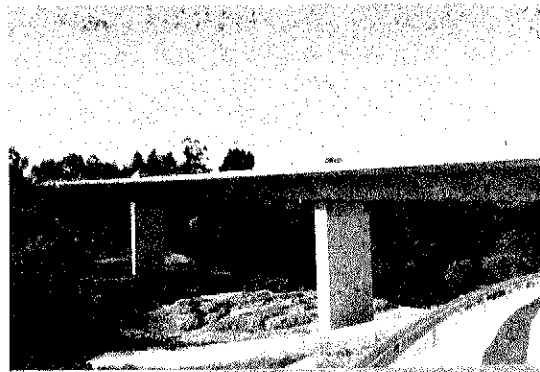
En este artículo se presentan tres puentes construidos por el método de vanos sucesivos: el nuevo puente sobre el río Tambre, el puente del Esquilo y el puente sobre el río Porcia. El primero de ellos permite el cruce de la carretera C-550 sobre la ría, entre las poblaciones de Noya y Muros, provincia de La Coruña. Está situado en la variante de dicha vía, sustituyendo al antiguo Ponte Nafonso, y supone una disminución de la longitud del trazado de 3,800 km. Los otros dos viaductos permiten salvar dos obstáculos costeros en el acondicionamiento del tramo La Caridad-Tapia-Vegadeo de la carretera N-634, en el Principado de Asturias.



Puente del Esquilo.



Puente del Tambre.



Puente del Porcia.

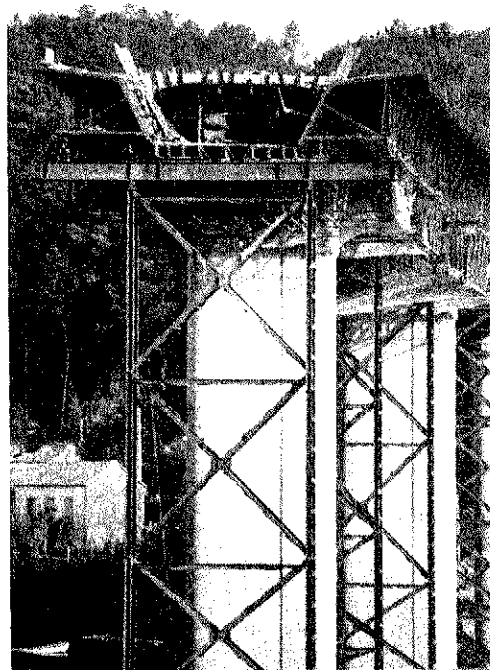
Las plataformas sustentadas por las estructuras son las siguientes: En el puente sobre el río Tambre la calzada está formada por dos carriles de 3,50 m y dos arcenes de 1,00 m, que se completan con dos aceras de 1,50 m para dar un ancho total de 12,00 m. En los bordes de la plataforma se disponen barandillas peatonales. La calzada está separada de las aceras por sendas barreras semirrígidas, en banda continua de doble onda. En el viaducto del Esquilo la calzada está formada por dos carriles de 3,50 m de ancho y dos arcenes de 1,50 m, limitada en sus extremos por dos barreras rígidas que completan una plataforma de 11,00 m de anchura total. Por lo que respecta al puente sobre el río Porcia, la calzada está formada por dos carriles de 4,00 m y dos arcenes de 2,50 m de ancho que completan, junto con dos barreras rígidas similares a las anteriores, la anchura total de la plataforma que, en este caso, es de 14,00 m.

La tipología longitudinal de los tres viaductos corresponde a una viga continua de hormigón pretensado, de canto constante, sin juntas intermedias. En todos los casos dicha viga se apoya en dos estribos extremos y en una serie de pilas intermedias.

El puente sobre el río Tambre tiene una longitud total de 530 m con dos vanos extremos de 40 m de luz y nueve intermedios de 50 m. El trazado en planta del eje del tablero está formado en su parte central por una curva circular de 1.200 m de radio, que se une en ambos extremos a sendas clotoides de parámetros $A = 400$ y $A = 350$. La pendiente longitudinal del puente varía entre el 2 por 100 y el - 5 por 100, estando situado en un acuerdo vertical de parámetro $K = 9000$. El puente del Esquilo está formado por cuatro tramos cuyas luces son de 33 m en los vanos laterales y de 47,5 m en los centrales, con una longitud total de 161 m. El trazado en planta del eje del tablero es una circunferencia de 280 m de radio. El viaducto sobre el río Porcia está formado por tres vanos con luces respectivas de 39,7 m, 49,6 m y 39,7 m, lo que da una longitud total de 129,0 m. Se encuentra situado en una alineación recta en planta.

La sección transversal del tablero está formada por un cajón monoceular de canto constante, de 2,50 m, con almas inclinadas, de 40 cm de espesor, completado por dos voladizos para formar el ancho total de la plataforma. La losa inferior tiene 20 cm de espesor constante, regruessándose en el quinto de la luz adyacente a las secciones de apoyos intermedias hasta alcanzar, de manera lineal, los 60 cm en dichas secciones. La losa superior, de canto variable, presenta un mínimo de 20 cm en su sección central. En las secciones de pila se dispone un marco de rigidez transversal obtenido mediante el regruessamiento, en una longitud de 2,00 m, de las losas superior e inferior y de las al-

mas laterales. La disposición de marcos de rigidez presenta la ventaja, frente a las tradicionales traviesas macizas, de permitir el paso de los encofrados interiores y su recuperación tras el hormigonado del tablero, siendo posible, asimismo, la inspección del interior de los tableros durante la vida útil de la obra.



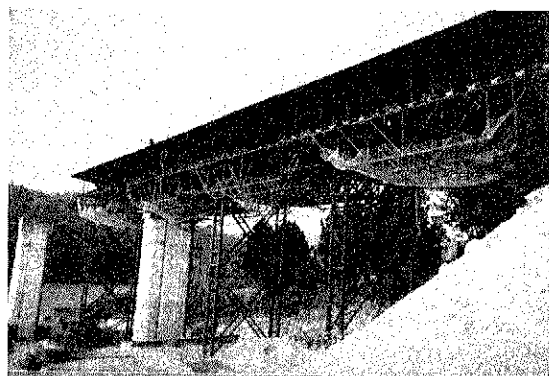
Puente del Tambre.

El ancho en la base del cajón es de 4,90 m en el puente sobre el Tambre, 4,00 m en el viaducto del Esquilo y 5,50 m en el viaducto sobre el río Porcia. La longitud de los voladizos que completan las secciones son, respectivamente, de 2,50 m, 2,45 m y 3,20 m.

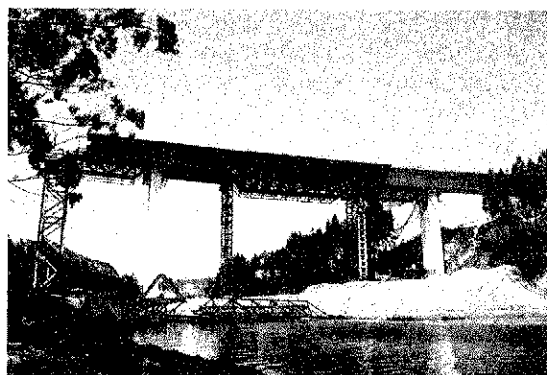
El pretensado longitudinal de los tableros adopta el esquema clásico de vigas continuas, pasando por la zona superior de las secciones de pilas y por la inferior en centros de vano. Está constituido por dos familias simétricas respecto al eje del puente, que se desplazan verticalmente por cada una de las almas. Se han utilizado tendones formados por 12 torones de 0,6" de diámetro, en los viaductos de Porcia y Esquilo, y 0,5" de diámetro en el puente sobre el río Tambre.

La construcción de los tableros se realizó mediante el sistema de vanos sucesivos, hormigonándose un vano y un quinto del siguiente, comenzando por uno de los extremos. Este proceso constructivo permite tener cimbrada únicamente

la zona que se va a construir en cada fase, retirándose la cimbra y pasándose a la fase siguiente, una vez realizado el pretensado de los tendones de dicha fase, con la consiguiente disminución de medios auxiliares necesarios, tanto en cimbra como en encofrados. El método constructivo adoptado hace necesario el corte de los tendones de pretensado en los frentes de cada una de las fases, zona en la que se realiza el tesado y anclaje. La continuidad longitudinal del pretensado se consigue mediante la disposición de conectadores, distribuidos en toda la altura de las almas, en las secciones de junta.



Puente del Tambre.



Puente del Esquilo.

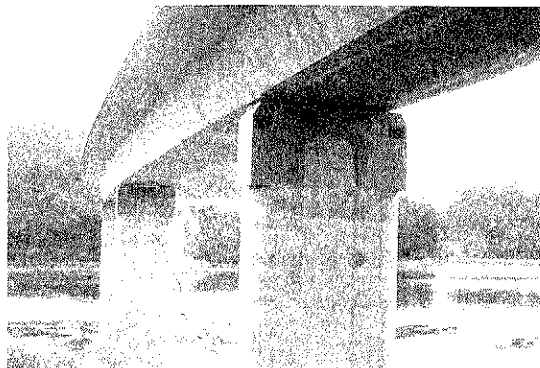
En el puente sobre el río Tambre se han dispuesto ocho tendones en cada una de las almas, en las Fases 1 y 11, y diez tendones en las Fases 2 a 10. En el viaducto del Esquilo la disposición ha sido de cinco tendones en la Fase 1, siete tendones en las Fases 2 y 3, y cuatro tendones en la Fase 4. Por lo que respecta al viaducto sobre el río Porcia, existen siete tendones en la Fase 1, diez tendones en la Fase 2 y seis tendones en la Fase 3. La disimetría que se puede apreciar en el número de tendones de pretensado existentes en los vanos extremos, en puentes longitudinalmente simétricos, obedece a las diferencias en los esfuerzos finales respecto a los correspondientes a la viga continua, resultantes del proceso constructivo adop-

tado, aunque los fenómenos de deformación diferida del hormigón reducirán, en cierta medida, dichas diferencias a lo largo del tiempo.



Puente del Tambre.

Las pilas son de sección en cajón monocelular, con tabiques de 30 cm de espesor, macizadas en la parte superior para permitir la disposición de los apoyos. La construcción se realizó mediante encofrados trepadores, siendo su altura máxima de 35,0 m en el puente del Tambre. La sección transversal exterior es rectangular, en el caso de los viaductos de Porcia y Esquilo, con un canto de 1,70 m en la dirección del eje del puente y un ancho en dirección transversal que coincide con la base del cajón



Puente del Tambre.

que forma el tablero, siendo, por lo tanto, de 5,50 m y 4,00 m, respectivamente. Por lo que respecta al puente del Tambre, la sección rectangular se completa en sus bordes con dos frentes semicirculares, para mejorar el perfil hidráulico de la misma y minimizar las perturbaciones en el régimen de la ría, cuya riqueza marisquera es sobradamente conocida. El canto de la sección, en este caso, es de 1,80 m y su dimensión transversal máxima de 5,40 m.

Las cimentaciones, en el caso del viaducto sobre el río Tambre, son todas profundas, mediante pilotes de 1,90 m de diámetro y 15 m de longitud media. Cada una de las pilas se cimenta mediante dos pilotes, situados concéntricamente y en prolongación de los tajamares semicirculares dispuestos en el alzado. En los otros dos puentes, existen cimentaciones directas, mediante zapatas, en algunos de los elementos y cimentaciones profundas, mediante encepados, con cuatro pilotes, de 1,50 m de diámetro, en alguna de las pilas.

En los puentes de Porcia y Esquilo, dado que su longitud no resulta excesiva, se han dispuesto aparatos de apoyo de neopreno zunchado, con diferentes espesores y dimensiones. En el caso del viaducto del Tambre, la longitud total de 530 m hizo necesaria la disposición de aparatos de apoyo deslizantes en dirección longitudinal, de neopreno-teflón. El proceso constructivo adoptado requirió la fijación longitudinal del tablero, mediante un elemento provisional, al estribo donde comenzó la construcción del mismo. Posteriormente, una vez que el tablero alcanzó la zona central, se procedió a la fijación definitiva de uno de estos apoyos, eliminando la provisional. Transversalmente, en cada línea de apoyos, uno de los aparatos es libre, mientras que el otro impide el movimiento.

Las cuantías de materiales de construcción en el tablero son las siguientes:

Puente del Tambre:

- Hormigón: $0,58 \text{ m}^3/\text{m}^2$.
- Acero pasivo: $100 \text{ kg}/\text{m}^3$.
- Acero activo: $15,5 \text{ kg}/\text{m}^2$.

Puente del Esquilo:

- Hormigón: $0,60 \text{ m}^3/\text{m}^2$.
- Acero pasivo: $95 \text{ kg}/\text{m}^3$.
- Acero activo: $14,3 \text{ kg}/\text{m}^2$.

Puente del Porcia:

- Hormigón: $0,53 \text{ m}^3/\text{m}^2$.
- Acero pasivo: $105 \text{ kg}/\text{m}^3$.
- Acero activo: $14,1 \text{ kg}/\text{m}^2$.

El viaducto del Tambre, tras la realización de la preceptiva prueba de carga, fue puesto en servicio en los primeros días de abril de 1987. La construcción fue adjudicada, por la Consejería de Obras Públicas de la Junta de Galicia, a una unión temporal de empresas formada por J. Castro Matelo, S.A. y Ramón Cortizo Lois, habiendo estado la dirección de los trabajos a cargo del ingeniero de Caminos D. Luis Antelo, de la empresa J. Castro Matelo, S.A.

Los viaductos de Porcia y Esquilo fueron puestas en servicio durante el año 1986. La adjudicación de las obras, por parte de la Consejería de Obras Públicas del Principado de Asturias, correspondió a la empresa constructora Cubiertas y MZ. La construcción del puente fue subcontratada a la empresa constructora J. Castro Matelo, S.A., estando la dirección de los trabajos a cargo del ingeniero de Caminos D. José Manuel Otero, perteneciente a dicha empresa.

El proyecto y cálculo de los tres puentes fue realizada por el equipo técnico de Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES), que llevó asimismo la asesoría a la Dirección de la Construcción.

RESUMEN

Se presentan en esta comunicación tres puentes de carretera, con soluciones en viga continua de hormigón pretensado, construidos por el método de avance por vanos sucesivos, con pretensado por fases.

Las luces máximas en las tres estructuras se encuentran alrededor de los 50 metros, siendo la longitud total de la mayor de ellas de 530 metros. La sección transversal es, en todos los casos, en cajón monocelular, con ancho total de plataforma, variable entre 11 y 14 metros.

SUMMARY

This report presents three continuous road bridges built with prestressed concrete. The construction method was the "in site" successive span with partial prestress.

The maximum span in all of three bridges is over the 50 meters and their total length is in the biggest of them up to 530 meters.

The transversal section is in all cases a unique box girder with a maximum total width of 14,0 meters.

Nuevo puente sobre el río Manzanares en el Nudo Sur de Madrid

Florencio J. del Pozo Vindel

Dr. Ingeniero de Caminos

José M^a Arrieta Torrealba

Dr. Ingeniero de Caminos e Ingeniero Industrial

Juan L. Alcalá Sánchez

Ingeniero de Caminos

Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES)

Dentro del denominado Nudo Sur de Madrid, que enlaza la carretera Nacional IV Madrid-Andalucía con los ramales Norte y Este de la vía de circunvalación M-30, se encuentra situado el Nuevo Puente sobre el río Manzanares, objeto de este artículo.

La estructura permite el paso de la calzada derecha de la M-30, en el sentido Carretera de Castilla-C.N.I., sobre el río Manzanares. La calzada está formada por tres carriles de 3,50 m de ancho, un arcén derecho de 2,50 m y un arcén izquierdo de 1,00 m, con un ancho total de 14,00 m. La plataforma se completa con dos aceras de 1,50 m, obteniéndose un ancho total de 17,00 m.

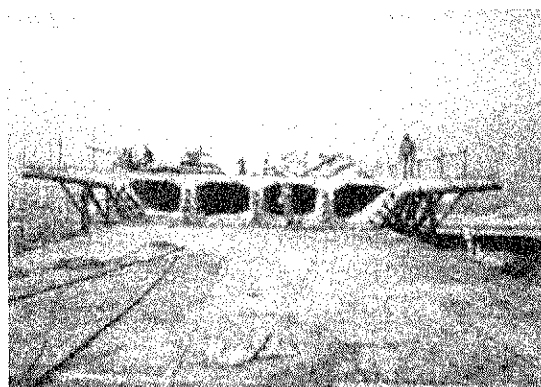


La tipología longitudinal de la estructura corresponde a una viga continua de canto variable, de cuatro vanos, los dos centrales de 40,0 m de luz y los laterales de 35,0 m, lo que proporciona una longitud total de 150,0 m. El tablero se apoya en sus extremos en dos estribos, y en la zo-

na central en tres pilas, de alturas comprendidas entre 8,0 y 13,0 m.

El puente se encuentra situado en una alineación curva en planta, con un radio de 380 m.

La sección transversal del tablero está formada por un cajón tetracelular de almas extremas inclinadas, completado por dos voladizos de 2,30 m. El canto de la sección, variable longitudinalmente, es de 3,00 m sobre las pilas y de 1,70 m en centros de vanos centrales y apoyos sobre estribos. La variación de canto es cuadrática en una longitud de 9,00 m a cada lado de las pilas, extendiéndose el canto mínimo de forma constante al resto de los vanos.

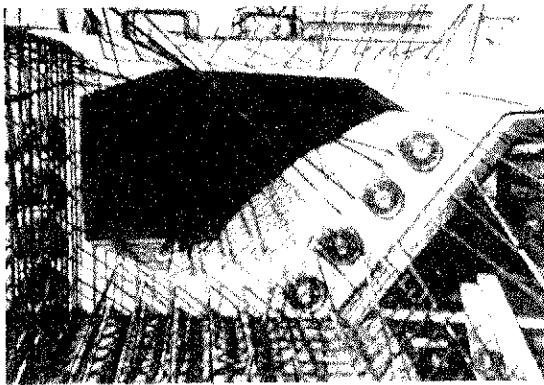


La losa superior de la sección tiene 20 cm de espesor, mientras que en la inferior es de 25 cm. Tanto las tres almas verticales como las dos extremas inclinadas son de 50 cm de canto. El canto de los voladizos varía entre 40 cm en arranques y 15 cm en el extremo. La base del cajón es de 8,40

m y el ancho en la parte superior de 15,0 m, completándose los 17,0 m totales de plataforma, mediante unas aceras que vuelan 1,00 m a cada lado.

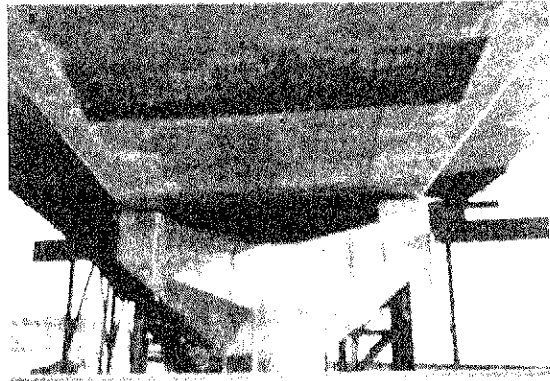
La sección transversal se maciza totalmente sobre las pilas y estribos, mediante traviesas de 2,00 m y 2,50 m de espesor, respectivamente. Los aligeramientos que forman los alveolos del cajón son de sección constante, lo que, debido a la variación de canto, produce un regruessamiento importante de la losa inferior en las proximidades de las pilas.

El tablero se encuentra pretensado longitudinalmente mediante tendones constituidos por 12 torones de 0,6" de diámetro. Dicho pretensado se agrupa en tres familias diferentes de tendones. La primera de ellas corresponde a un trazado clásico de viga continua, pasando por la zona superior de la sección de pilas y por la inferior en centros de vano y está constituida por 20 tendones distribuidos en cinco grupos de cuatro, que se desplazan por las almas. La segunda familia está formada por dos tendones de trazado rectilíneo, situados en la losa inferior y anclados en ambos extremos del puente. La tercera familia pretensa la zona inferior de las secciones de pilas, mediante nueve tendones rectos, en cada una de ellas, de 8,00 m de longitud, anclados en cajetines dispuestos en el paramento inferior del tablero y sellados una vez tesados los cables, para recuperar la continuidad de dicho paramento.



La construcción del tablero se realizó mediante el sistema de vanos sucesivos, hormigonándose un vano y un quinto del siguiente, comenzando por uno de los extremos. Este proceso constructivo permite tener cimbrada únicamente la zona que se va a construir en cada fase, retirándose la cimbra y pasándose a la fase siguiente, una vez realizado el pretensado de la familia 1 de torones de dicha fase. El método constructivo adoptado hace necesario el corte de los torones de pretensado de la familia 1, en los frentes de cada una de las fases, zona en la que se realiza el tesado parcial de dicha familia. La continuidad de dicho pretensado se consigue mediante la disposición

de conectadores en la sección de junta. Las familias de pretensado 2 y 3 son continuas y su tesado tiene lugar una vez terminada la construcción del tablero y retirada toda la cimbra.

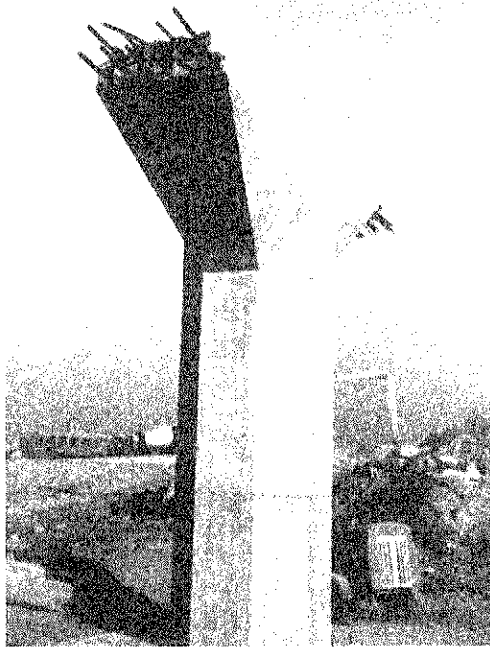


El esviaje en planta del eje de la estructura respecto al río Manzanares, cuyo valor aproximado es de 50°, no permitía la utilización de ningún tipo de pilas cuya dimensión transversal fuera apreciable, ya que el mencionado esviaje disminuiría drásticamente la sección hidráulica del río, alterando consecuentemente su régimen. Esta circunstancia obligó a la disposición de pilas de fuste único, y ello, a pesar de que la gran anchura del tablero hacía necesaria la presencia de, al menos, una pareja de apoyos en cada línea para lograr un empotramiento torsional del mismo, que evitara la acumulación de esfuerzos de torsión en los extremos del puente, lo cual se vería agravado por la curvatura en planta del tablero.

Esta aparente incompatibilidad fue resuelta mediante la construcción de unos cargaderos en voladizo sobre los fustes, de sección octogonal regular de 1,00 m de apotema. Dichos voladizos permitieron la disposición de dos aparatos de apoyo, cuya distancia entre ejes era de 5,40 m, proporcionando el empotramiento requerido. La esbeltez de los cargaderos, con 1,80 m de canto en arranques, y la elevada magnitud de las cargas transmitidas por el tablero, hicieron necesario pretensar dichos elementos mediante diez torones formados por 12 cables de 0,5" de diámetro.

El estribo frontal, según los P.K. crecientes, es común a la futura estructura que permitirá el paso de un ramal de incorporación, y está constituido por un muro cerrado de 2,00 m de espesor, que se completa con los correspondientes muros laterales de acompañamiento. El estribo dorsal es de tipo estribo-pila, con un cabecero de hormigón armado, que descansa sobre pantallas de 1,00 m de espesor y canto variable, de 9,00 m de altura, que se encuentran enterradas en el terraplén.

Las cimentaciones, tanto de pilas como de es-



tribos, son profundas y se realizaron mediante elementos de pantalla de 80 cm de espesor. Las profundidades medias de dichas pantallas, que se apoyan sobre el sustrato de margas yesíferas, son aproximadamente de 12 m.

Las cuantías de materiales en el tablero son:

- Hormigón: $0,66 \text{ m}^3/\text{m}^2$.
- Acero pasivo: $95 \text{ kg}/\text{m}^3$.
- Acero activo: $18 \text{ kg}/\text{m}^2$.

El puente, tras la realización de la preceptiva prueba de carga, fue puesto en servicio en el mes de julio de 1985. La construcción del Nudo Sur fue adjudicada a una unión temporal de empresas formada por Dragados y Construcciones y Cubiertas y MZ, que fue dirigida por el ingeniero de Caminos, D. Antonio Espinós. La realización del puente fue subcontratada a la empresa construc-

tora J. Castro Matelo, S.A., corriendo la dirección de los trabajos a cargo del ingeniero de Caminos, D. José Manuel Otero.

El Proyecto y Cálculo del puente fue realizado por el equipo técnico de Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES), que llevó a cabo, asimismo, la asesoría a la Dirección de la Obra.

RESUMEN

El nuevo puente sobre el río Manzanares permite el paso de la calzada derecha de la M-30 en el sentido Carretera de Castilla-CN-I. La solución adoptada consiste en una viga continua, de canto variable entre 1,70 y 3,00 m con luces de 35, 40, 40, 35 metros. La viga está formada por una sección en cajón tetracelular, de hormigón pretensado.

La anchura total de la plataforma es de 17 metros. Las pilas son de fuste único, de sección octogonal, rematadas en un cabecero superior en V, pretensado transversalmente, que permite separar los apoyos 5,40 metros.

El proceso constructivo utilizado es el de vanos sucesivos con pretensado por fases.

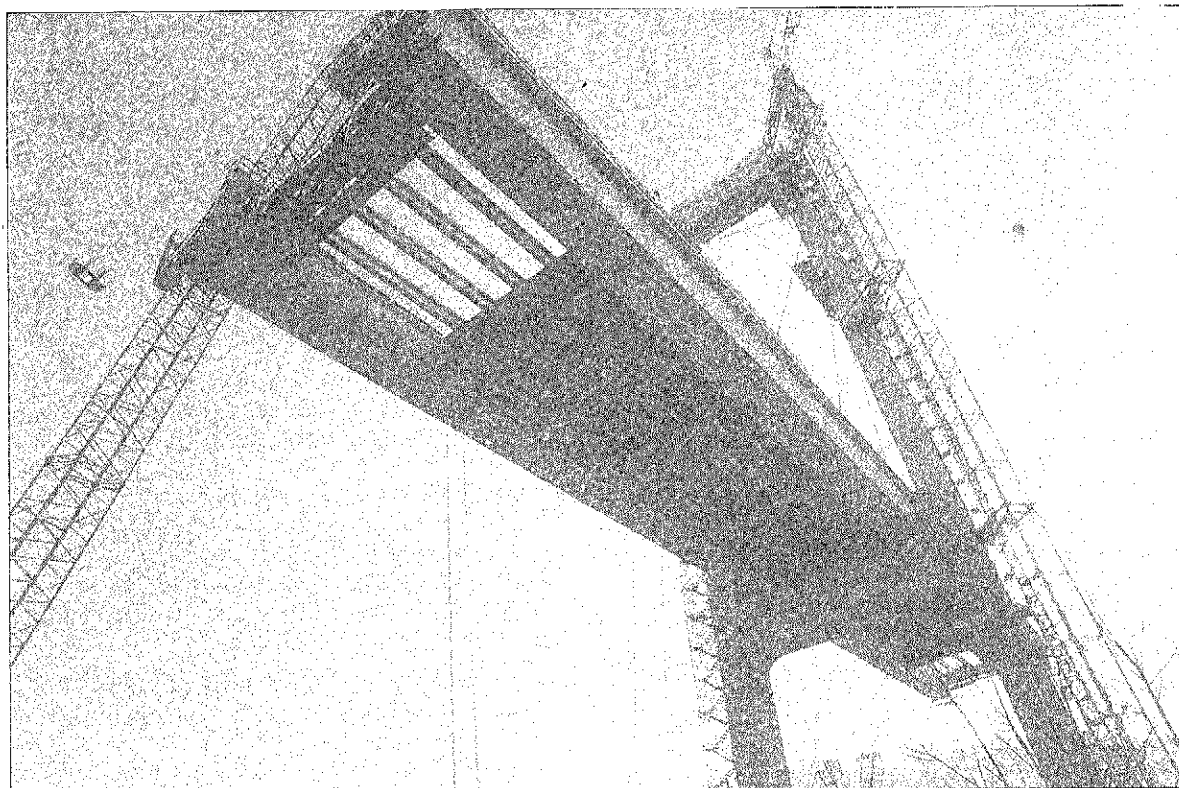
SUMMARY

The new bridge over the Manzanares river allows the pass of the right road of the M-30 highway direction Castilla Road to CN-I. The solution consist in a continuous beam with variable depth from 1,70 to 3,00 meters with four spans of 35, 40, 40, 35 m. The transversal section is a four-box girder of prestressed concrete.

The total width of the road platform is 17,0 meters. The piers are a unique column of octogonal section with a top loading V element transversally prestressed which allows a bearing distance of 5,40 meters.

The construction method is the "in site" successive span with partial prestressed.

PUENTE DE ALCOY **tablero prefabricado por** **PACADAR**



PACADAR S.A.

**TODA CLASE DE ELEMENTOS PREFABRICADOS
PARA GRANDES LUCES Y SOBRECARGAS**

- vigas, dinteles, pilas y estribos para puentes.
- pilares, jácenas, forjados, placas, vigas peraltadas, correas, canalón, carril, fachadas, cerramientos.

OFICINAS:

Hermosilla, 57 - Madrid
Teléfono 435 49 00
Travesera de Gracia, 98 bis - Barcelona
Teléfonos 217 48 51 - 218 03 39
San Vicente, 102 bajo - Valencia
Teléfono 352 45 86

FABRICAS:

-- Rivas de Vaciamadrid (Madrid)
-- San Baudilio de Llobregat (Barcelona)
-- Ribarroja de Turia (Valencia)

Control y seguimiento del montaje del puente atirantado Fernando Reig, sobre el río Barxell, en Alcoy

José A. Fernández Ordóñez
 Julio Martínez Calzón
 Francisco Millanes Mato
 Ángel Ortiz Bonet
 Javier Marco Ventura
 Dres. Ingenieros de Caminos, C. y P.
 PACADAR, S.A.

INTRODUCCION

La construcción de tableros de puentes atirantados se efectúa generalmente por avance en voladizo, a partir de las pilas principales, con sucesivas puestas en carga de dovelas, contrarrestadas por el tesado de nuevos tirantes en el frente de avance. El efecto contrapuesto de ambas actuaciones permite mantener dentro de niveles aceptables la magnitud de los principales esfuerzos en pilas, tablero y tirantes, durante todo el proceso de avance, incluso para grandes longitudes del voladizo. No obstante, el análisis y control por ordenador de los esfuerzos y movimientos en cada una de las fases del montaje no es suficiente, debiendo acompañarse de un sofisticado y estricto programa de instrumentación y controles en obra de las magnitudes más significativas. Y ello por varias razones:

—Durante la fase de avance en voladizo, la gran flexibilidad de la estructura la hace muy sensible a diferentes parámetros: peso de las dovelas y demás materiales puestos en obra, niveles efectivos del tesado aplicado a los tirantes y módulos de elasticidad reales de los diferentes hormigones de la pila y tablero, así como de los tirantes. Un estricto control de los movimientos durante cada una de las fases del montaje resulta imprescindible para lograr cerrar el tablero con la rasante proyectada. Si bien durante las fases avanzadas de la construcción la estructura es tan flexible que con ligeras modificaciones en el tesado de los cables, y por tanto del nivel de esfuerzos en el tablero, es posible modificar sensiblemente la flecha en su extremo, no ocurre lo mismo con las pendientes y por tanto con la

rasante, obligando a retesar la práctica totalidad de los tirantes. Una vez la estructura está cerrada, pequeñas correcciones de flechas producen enormes alteraciones en los niveles de esfuerzos de cables y tablero, generalmente inaceptables. Se impone por tanto un control y ajuste sistemático de los movimientos desde las primeras fases de la construcción.

—Desde el punto de vista resistente, el nivel de tensiones que hay que aplicar a cada tirante durante el montaje en voladizo se establece con el objetivo de conseguir, una vez terminada la construcción, que la ley de momentos flectores debidos a la totalidad de las cargas permanentes —peso propio, pretensados y cargas muertas— se aproxime a la que tendría en tablero continuo apoyado rigidamente en los puntos de anclaje de los tirantes. Durante el montaje, el conjunto de tablero, tirantes y pila constituye un esquema evolutivo, altamente hiperestático, en el que las sucesivas acciones que se incorporan al mismo se reparten entre sus distintos componentes en función de las respectivas rigideces. La retracción y fluencia de los diferentes hormigones puestos en obra dan lugar a nuevas redistribuciones internas. Un adecuado control del nivel real de esfuerzos es por tanto imprescindible para asegurarnos de que la estructura se comporta según lo proyectado.

—Los efectos térmicos interfieren sobre los dos aspectos anteriormente reseñados. Por un lado, los movimientos de la estructura de origen térmico son muy importantes, del mismo orden de los debidos a la puesta en carga de nuevas dovelas o tirantes, siendo por tanto necesaria su precisa eva-

luación con objeto de conocer la deformada real del tablero correspondiente al estado térmico "neutro" o de proyecto. Finalmente, debido a las diferentes inercias térmicas y coeficientes de dilatación entre tirantes y hormigones, se producen unas redistribuciones internas de esfuerzos de origen exclusivamente térmico, que pueden obligar a modificar el nivel real de tesado que se debe aplicar a los tirantes en un cierto momento, para hacerlo equivalente a la carga "neutra" de proyecto.

En las referencias [1] y [2] se reseñaron los aspectos más significativos del diseño, construcción y análisis del puente atirantado de Fernando Reig, en Alcoy, puesto en servicio a principios de 1987. En esta misma Asamblea se incluye una comunicación describiendo las principales características técnicas de la instrumentación utilizada para el control del montaje de esta obra (ref. [3]). El trabajo que presentamos se dirige a reseñar aquellos resultados y conclusiones que pueden ser de mayor interés desde el punto de vista de los ingenieros que afronten una dirección de obra de estas características.

1. DESCRIPCIÓN GENERAL DEL CONTROL REALIZADO

Se efectuaron básicamente cinco tipos de control en obra:

a) Control estricto del peso de los elementos prefabricados y de los hormigones y ferralla puestos en obra.

b) Control de los módulos elásticos de los diferentes hormigones y de los tirantes.

c) Control continuo de la totalidad de movimientos de la estructura: asentamientos de la cimentación de las pilas principales y secundarias, nivelaciones del tablero, movimientos horizontales de la pila y movimientos relativos entre pila y tablero, una vez desvinculados.

d) Controles térmicos ambientales y del tablero, pila y tirantes.

e) Control de deformaciones unitarias en secciones significativas de pila y tablero, así como en los tirantes.

Lógicamente, se extremaron asimismo los cuidados en los controles no específicos de este tipo de puentes: rotura de probetas, control y tarado de gatos y manómetros, etc.

Dado el elevado ritmo que se había previsto para el montaje del tablero, confirmado en la obra al

haberse logrado un avance de 100 metros en sólo cuatro semanas de trabajo, el programa de control preparado por la Dirección Facultativa no podía basarse, en ausencia de imprevistos importantes, en la toma de datos de la última fase de avance, su proceso y análisis y la posterior decisión sobre la nueva etapa del montaje. Para poder aprovechar al máximo las ventajas de una alta prefabricación y unos potentes medios de elevación disponibles por la empresa constructora, era preciso tener previstos de antemano los parámetros necesarios que era indispensable controlar, junto a los posibles ajustes que había que realizar y las decisiones que se debían tomar, a pie de obra, para poder lanzar inmediatamente la nueva fase del montaje.

Para ello se prepararon una serie de cuadros, obtenidos por el conocido análisis de desmontaje de la estructura a partir de la situación de rasante del proyecto, en los que se encontraban las deformadas teóricas del tablero y pila al final de cada una de las fases elementales del montaje, acotándose los márgenes de error admisibles y previniéndose así los sucesivos ajustes. Se dispusieron asimismo cuadros con las variaciones de deformada instantáneas correspondientes a cada una de las etapas, así como de los incrementos de carga de los diferentes tirantes.

Para cada fase del montaje se confeccionaron unos cuadros con las correcciones térmicas que era preciso efectuar, en flechas y cargas en tirantes, en función de los siguientes parámetros térmicos significativos:

a) Calentamiento diferencial entre caras superior e inferior del tablero.

b) Gradiente térmico horizontal en fustes de pilas.

c) Temperatura media uniforme del tablero.

d) Temperatura media uniforme de pila.

e) Temperatura media uniforme de tirantes y anclajes provisionales al terreno.

A partir de los datos de los sensores térmicos dispuestos en los distintos elementos se obtenían, de forma instantánea, los valores medios de los parámetros con los que se entraba en los cuadros anteriores.

Generalmente, se solían efectuar las nivelaciones entre ocho y nueve de la mañana —siete y ocho en los meses de verano— cuando el estado térmico de los diferentes parámetros es muy próximo al neutro y por tanto la distorsión térmica insignificante. No obstante, el elevado ritmo de ejecución obligaba a terminar ciertas etapas a media mañana

y a comenzar las siguientes a primeras horas de la tarde, siendo preciso por ello efectuar correcciones térmicas de las medidas efectuadas, que a dichas horas eran muy significativas.

Completando esta serie de controles instantáneos establecidos a priori, se realizó un completo proceso de seguimiento, una vez disponibles la totalidad de las medidas efectuadas en obra. Consistió en un doble análisis:

a) Recálculo del montaje fase a fase, teniendo en cuenta los módulos de deformación reales obtenidos de los ensayos de los diferentes hormigones, los pesos en báscula de cada dovela puesta en obra, y los fenómenos reológicos —retracción, fluencia de los diferentes hormigones y relajación de los cables de postesado— según la secuencia de tiempos reales seguida en el montaje. Dicho análisis, realizado con el programa DIFEV (véase ref. [2]), permitió controlar el nivel de las desviaciones de flechas o esfuerzos respecto a los cuadros teóricos previstos y adoptar las oportunas correcciones.

b) Una serie de análisis en los que, por modificación de los valores de puesta en carga de tirantes, a partir de los datos suministrados por la instrumentación, se aproximaban las ligeras desviaciones de flechas que en ciertos momentos fueron detectadas. Asimismo, se reflejaban todas aquellas actuaciones en obra imprevistas, siempre inevitables. Llevando el análisis hasta tiempo infinito, se delimitó la verdadera importancia, en flechas y esfuerzos de dichas desviaciones y, eventualmente, se establecieron las oportunas correcciones.

Tal y como se indicó en la ref. [2] y se puede observar en las figuras números 1 y 2, la flexibilidad de la estructura dio lugar a diferencias sensibles en las deformaciones del tablero entre los diferentes análisis; mientras que los valores de los esfuerzos presentaron únicamente desviaciones de escasa importancia.

Finalmente, conviene señalar que el alto grado de prefabricación utilizado en esta obra obligó a una serie de controles muy estrictos de las tolerancias en moldes, encofrados y replanteo especial de los macizos de anclaje, totalmente prefabricados, en la empresa suministradora de dichos elementos, en continuo contacto con la constructora. El posicionamiento especial de los ejes de anclajes, la reducción de alabeos en planta y alzados de las dovelas y el hormigonado de cada una de ellas contra las anteriores, fueron los elementos decisivos que garantizaron el éxito de la obra. La referencia n.º [4] corresponde a una comunicación presentada en esta misma Asamblea, en la que se reseñan los aspectos de mayor interés.

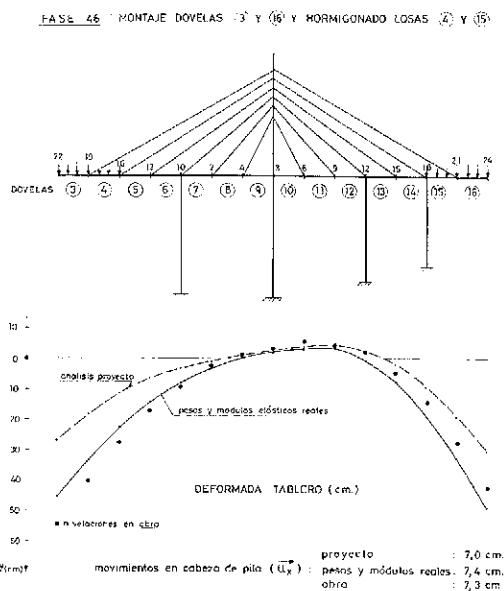


Fig. 1. Movimientos en la estructura

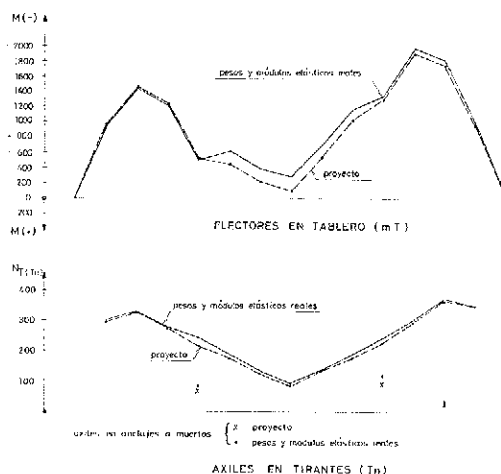


Fig. 2. Esfuerzos en tableros y tirantes

2. CONTROL DE PESOS

El control del peso de las dovelas se realizó por pesaje, en la misma báscula, de los camiones que las transportaron a obra, en vacío y con carga.

De la misma forma se obtuvieron los pesos medios de los restantes elementos prefabricados: viguetas, riostras y losas de encofrado perdido.

El hormigón de la losa y nudos, único realizado in situ, se controló mediante la evaluación de las cantidades vertidas y la medición estricta de los es-

pesores realmente obtenidos. No obstante, su incidencia en el peso total del tablero era reducida, del orden del 18 por 100.

Se detectaron unos incrementos sistemáticos respecto a los valores previstos en proyecto del orden de:

1 por 100 en la losa superior, la cual representa

3. CONTROL DE LOS MODULOS DE ELASTICIDAD DEL HORMIGON

Dada la hiperestaticidad de la estructura, se consideró de primordial importancia la estimación de los módulos de elasticidad reales de los distintos hormigones que intervenían en la obra, por otra parte de diferente calidad y naturaleza, según se indica en la siguiente tabla:

Hormigón	Naturaleza	f_{ck} (kg/cm ²) (28 días)	E_{cm} (kg/cm ²) (28 días) (EH-82)	E_{cm} (kg/cm ²) (28 días) (Código Modelo CEB)
Pila	In situ, con árido rosa de Alicante	H-350	355460	332820
Losa superior	In situ, de color gris	H-250	300420	304720
Dovelas cajón	Prefabricado, de alta resistencia	H-450	403050	356850

NOTA.- El CEB prevé un intervalo de variación entre el 70 y el 130 por 100 de E_{cm} .

el 18 por 100 del peso total.

5 por 100 en las riostras y viguetas, que suponen, a su vez, el 18 por 100 del peso total.

En cuanto a las dovelas, sus pesos estimados en proyecto fueron: 40,9 t para las dovelas de 7 m y entre 41,0 y 49,1 t para las dovelas de 5 m, según el peso del macizo de anclaje.

Los pesos medidos oscilaron entre 39,2 y 43,9 t para las dovelas de 7 m y entre 41,8 y 50,4 t para las de 5 m.

Aproximadamente, puede evaluarse en torno al 2,5 por 100 el incremento medio de peso respecto al previsto en proyecto. Sin embargo, según se vió en la referencia [2] y en las figuras 1 y 2, los incrementos de flecha detectados en el nuevo análisis —debidos asimismo a la mayor deformabilidad del hormigón prefabricado respecto a lo proyectado—, no se traducen en variaciones sensibles de los niveles de esfuerzos, ya que los incrementos de peso son rápidamente filtrados por los tirantes próximos. Los ajustes fueron por tanto sencillos.

Se suministraron además las fechas de fabricación de cada una de las dovelas, con objeto de tenerlas en cuenta con precisión en los modelos viscoelásticos utilizados.

El proyecto se realizó tomando los módulos elásticos medios dados por la normativa española.

El control del hormigonado, con ensayos exhaustivos de rotura de probetas cilíndricas de 15 x 30, se completó con la realización, para una serie más reducida pero representativa de probetas, de ensayos estáticos del módulo elástico secante, según la normativa ASTM C-469/83.

Dadas las sensibles diferencias detectadas entre los resultados de los ensayos y los previstos en proyecto, se solicitó posteriormente la determinación de los módulos de elasticidad dinámicos, tanto en probetas como en dovelas ya prefabricadas. Para evitar interferencias en las medidas del tiempo de paso del impulso, se replantearon en cada dovela seis zonas con un detector de armaduras, con el objeto de que los puntos de medida se encontrasen libres de ferralla.

Como complemento de lo anterior se extrajeron en dos dovelas dos testigos prismáticos de hormigón, para los que se obtuvieron análogamente los módulos elásticos estáticos y dinámicos.

Se resumen en el Cuadro I los principales resultados obtenidos.

CUADRO I

Resumen de los resultados de los ensayos estáticos y dinámicos para determinar los módulos de elasticidad de los hormigones

Referencia	Elemento medio	Edad hormigón ensayo (días)	Módulo elástico estático (kg/cm ²)	Módulo elástico dinámico (kg/cm ²)	Resistencia compresión (kg/cm ²)
DOVELA 10-7-I	DOVELA	—	—	373.565	—
DOVELA 10-7-D	PROBETA	48	304.720	362.706	472
DOVELA 9-7-D	PROBETA	46	308.022	383.985	473
DOVELA 8-7-I	DOVELA	—	—	370.320	—
	PROBETA	39	305.505	384.435	503
	TESTIGO	—	325.039	350.573	—
DOVELA 8-7-D	DOVELA	—	—	360.089	—
	PROBETA	31	303.603	379.502	483
	TESTIGO	—	346.452	360.910	—
DOVELA 11-7-I	DOVELA	—	—	347.429	—
DOVELA 11-7-D	DOVELA	—	—	396.373	—
	PROBETA	28	294.304	377.270	—
DOVELA 12-7-D	DOVELA	—	—	377.121	—
	PROBETA	—	—	387.590	—
DOVELA 17-7-I	PROBETA	30	305.000	—	532
DOVELA 3-7-I	PROBETA	31	297.000	372.000	522
DOVELA 3-7-D	PROBETA	28	289.000	371.000	514
LOSA - TABLERO DOVELAS 11	PROBETA	28	350.450	463.590	340
LOSA - TABLERO DOVELAS 8	PROBETA	28	366.660	481.730	404
PILAS	OBRA	—	—	425.613	—
	PROBETA	120	352.578	—	364

Se constata la homogeneidad entre los resultados del módulo dinámico obtenido sobre dovelas, probetas o testigos. La diferencia de módulos está-

ticos entre probetas y testigos se explica por la forma prismática de éstos, con mayor influencia del efecto Poisson.

Los ensayos dieron por tanto unos módulos elásticos secantes en torno a:

Hormigón	E'_c (Kg/cm ²)
Pila	350.000
Losa superior in situ	355.000
Dovelas prefabricadas	305.000

valores muy alejados de las previsiones de la normativa española. El hormigón de la pila se aproximó correctamente con la expresión del CEB para una edad $t \cong 120$ días, así como el valor de la losa, para la que en realidad se fabricó un hormigón H-350 en vez del H-250 del proyecto. Las dovelas, en cambio, resultaron mucho más flexibles, situación por otra parte ya detectada, en hormigones de alta calidad, por varios autores (ref. [5] y [6]), pudiendo aproximarse por expresiones del tipo:

$$14.000 \sqrt{f_{ck}}$$

El módulo elástico de las mismas supone aproximadamente el 85 por 100 del valor medio previsto por el CEB que, como ya se ha dicho, prevé un huso comprendido entre el 70 y el 130 por 100 de E_{cm} .

La relación entre los módulos dinámicos y estáticos obtenidos es:

Hormigón	E'_c (dinámico) / E'_c (estático)
Pila	1,21
Losa superior	1,32
Dovelas	1,25

valores dentro del orden propio de este tipo de ensayos (ref. [6]) y que confirman la validez de los resultados estáticos.

Dada la disparidad existente entre las magnitudes obtenidas y las previstas en proyecto, se efectuaron las oportunas correcciones en los valores que había que aplicar a la tensión de los cables durante el proceso de montaje, que resultaron mínimos a pesar de las grandes diferencias en las rigideces. Una vez repetido el análisis, los esfuerzos obtenidos en tablero o tirantes diferían en menos del 2 por 100 de los previstos, siendo en cambio más sensibles las variaciones de las flechas (ref. [2] y figuras 1 y 2).

4. CONTROL DE LA TENSION EN TIRANTES

El conocimiento de los incrementos o disminuciones de tensión que se producen en los tirantes ya anclados durante cada nueva fase de puesta en carga de pesos (dovelas, viguetas, riostras, placas

prefabricadas) o tirantes, constituyó, junto con las continuas nivelaciones, el método más fiable para el control del proceso de avance en voladizo. Estimados con precisión los pesos aplicados y las cargas recogidas por los tirantes, se tiene un control estricto del estado real de esfuerzos en la estructura.

En un principio se pensó instalar unas células de presión en los anclajes de los principales tirantes, sistema que se desechó por su elevado coste y, principalmente, porque suponía introducir en el cuerpo del anclaje un cilindro de carga, de unos 30 a 40 cm de longitud, para poder conseguir una precisión adecuada en la medición. Esta circunstancia planteó unos problemas constructivos y de diseño de los macizos de anclaje, de difícil solución.

Se optó por tanto por instrumentar un cierto número de alambres en varios torones de cada tirante, mediante galgas extensométricas. El sistema resultó de gran precisión y flexibilidad, con un coste reducido, lo que permitió multiplicar el número de tirantes instrumentados y, por tanto, mejorar la calidad del control efectuado, por otra parte esencial.

Antes de concretar el número de medidas que había que realizar, se estableció un programa de ensayos con objeto de estimar el módulo de elasticidad efectivo de los torones de ϕ 0,6" utilizados, así como acotar el número mínimo de alambres que se debían instrumentar en cada torón para obtener, mediante adecuados coeficientes, la carga real del mismo. Dado el trazado helicoidal de los alambres, se tenían dudas sobre la fiabilidad de las medidas.

Los ensayos se llevaron a cabo en el laboratorio del Departamento de Física y Física de los Materiales de la E.T.S.I.C.C.P. de Madrid.

El módulo de elasticidad medio obtenido para los cordones ensayados fue de $E = 1.930.000$ kg/cm², similar al utilizado en el proyecto.

En cuanto a la instrumentación de los alambres, se colocaron tres galgas extensométricas por cordón, en tres alambres alternos y en una misma generatriz, sistema que luego se reprodujo en obra (fig. 3).

En la figura 4 se presentan los resultados de los ensayos sobre cuatro torones con tres alambres, instrumentados en cada uno. Los resultados de los ciclos de carga y descarga entre valores del 10 y el 40 por 100 de la tensión admisible son prácticamente iguales, habiéndose representado únicamente los valores de la rama descendente del tercer ciclo, para mayor claridad de la figura.

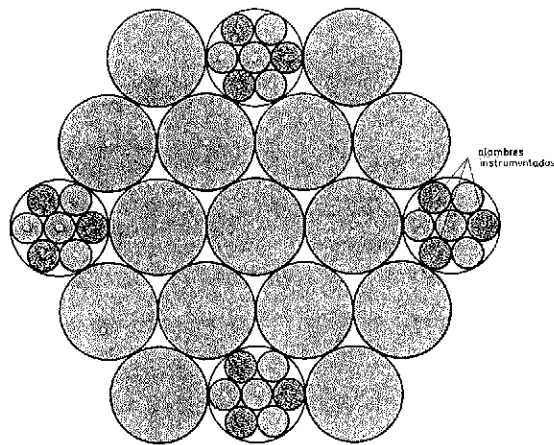


Fig. 3. Croquis de instrumentación de los alambres de un tirante mediante galgas extensométricas.

comportamiento de las galgas se mantiene de manera muy acusada.

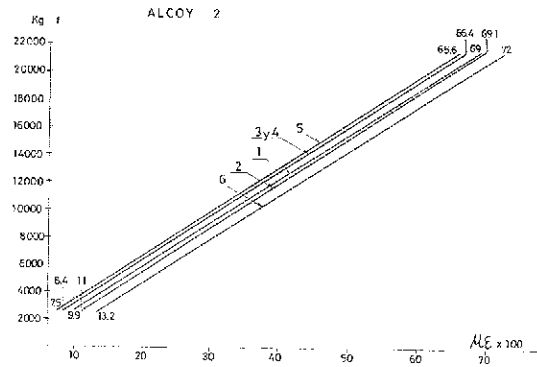


Fig. 5. Instrumentación de 3 alambres en cordones de $\phi 0.6''$ en ensayo hasta el 85% de la carga de rotura de los cordones

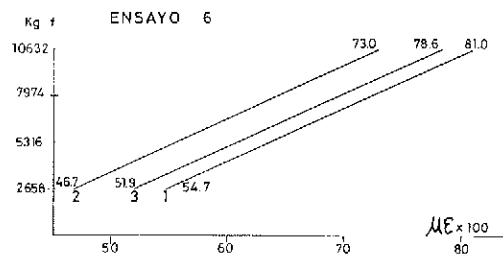
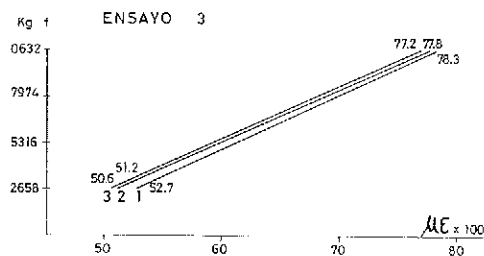
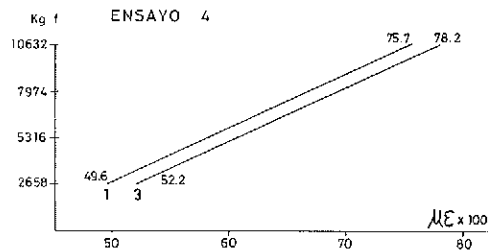
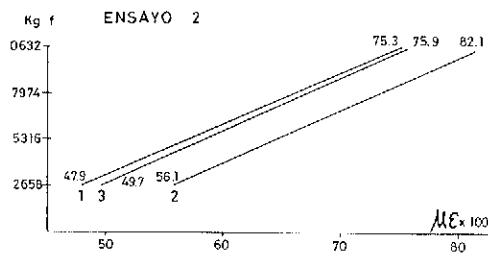


Fig. 4. Instrumentación de 3 alambres en 4 cordones de $\phi 0.6''$ en ciclos de carga y descarga bajo tensiones de servicio

El distanciamiento entre las rectas de la respuesta de cada alambre es debido a diferencias en los valores de la resistencia inicial de cada galga.

Se observa claramente cómo el comportamiento de las galgas, y por ello de los alambres, es prácticamente paralelo, pudiendo por tanto garantizarse una gran fiabilidad de las medidas tomadas sobre tres alambres de cada torón.

En la figura 5 se presentan los resultados de la instrumentación de dos probetas, con tres galgas cada una, que se llevaron hasta tensiones del orden del 85 por 100 de la de rotura. La linealidad del

El éxito del ensayo permitió adoptar una instrumentación de tres alambres por cordón en aproximadamente el 20 por 100 de los cordones de cada tirante (fig. 3). A medida que avanzó la obra, la confianza en los resultados obtenidos nos indujo a reducir el número de cordones instrumentados de cada tirante, con el objetivo de aumentar el número de tirantes controlados, dentro de las limitaciones en el número de canales de lectura automática disponibles.

Las medidas realizadas en obra confirmaron una homogeneidad casi absoluta entre las lecturas realizadas en los diferentes alambres de cada tirante.

La puesta en carga inicial de los tirantes se realizó por medio de un tesado torón a torón con el gato unifilar, a medida que se van enfilando los sucesivos torones. Para que al final del proceso todos los torones se hallen al mismo nivel de tensión es preciso aplicar una carga diferente a cada uno de ellos, decreciente desde el primero al último. La magnitud de dichos tesados unitarios se determina mediante una compleja serie de análisis hiperestáticos que tienen en cuenta el progresivo incremento de rigidez del tirante por el número de torones ya tesados, los sucesivos acortamientos elásticos de los mismos y la variación del efecto catenaria. Mediante el desenclave de algunos torones se comprobaba rápidamente la corrección de la operación. Los sucesivos retesados se hacían ya con el gato grande, sobre el conjunto de los torones.

En la figura 6 se presentan las medidas tomadas durante el proceso de liberación del tablero, que queda colgado de los tirantes 41, 42 y 43, así como el posterior retesado del tirante 41 que se realizó en dos fases: la primera, torón a torón y la segunda, con el gato grande.

Se observa claramente la progresiva puesta en carga del tirante 43 durante las distintas operaciones, así como el comportamiento de los diferentes torones del tirante 41: aumento de carga durante la liberación del apoyo, retesado uno a uno de los torones, acortamientos elásticos simultáneos de los restantes, nivel de tensiones del mismo orden en todos los torones al final del primer retesado con el gato unifilar y, finalmente, comportamiento análogo de los distintos torones durante el retesado con el gato grande, quedando marcadas las fases de desenclave, sobretensión y anclaje. La figura es buena muestra de la fiabilidad de la información suministrada por las galgas.

En la figura 7 se muestra el comportamiento asimétrico detectado en los tirantes 41 y 43 durante el montaje de las dovelas 8 y 11 y su prefabricado ligero (riostras y viguetas), y un ligero retesado posterior del tirante 41.

5. CONTROL DE DEFORMACIONES EN PILA Y TABLERO

Se instrumentaron asimismo dos secciones de pila, una en la base y otra en la zona intermedia del fuste, y cuatro de las dovelas iniciales del tablero, mediante galgas extensométricas y cuerdas vibrantes dispuestas en la ferralla. Se midieron deformaciones en las caras superior e inferior de las secciones así como en los centros de las almas laterales, en la proximidad del centro de gravedad. En varios puntos se siguió el criterio de doble instrumentación con galgas y cuerdas vibrantes, simultáneamente.

Esto permitió conocer las deformaciones a nivel de armaduras durante las primeras fases de montaje de dovelas ya que, una vez alejado el frente de avance de las secciones instrumentadas, el filtrado proporcionado por los tirantes reduce sensiblemente el nivel de las oscilaciones de esfuerzos en las secciones centrales del voladizo.

El control continuo de tensiones mediante estos sistemas es bastante problemático ya que su estabilidad a largo plazo no es buena y, por otra parte, las deformaciones reológicas diferidas enmascararían, si no se conocen con precisión, las deformaciones "efectivas" a nivel tensional. No obstante, las medidas instantáneas correspondientes a las fases de aplicación de cargas sí puede ser de alguna utilidad.

Un problema adicional que se suscita es el de la eliminación, de las medidas suministradas por la instrumentación, de aquellas componentes cuyo origen es el hiperestatismo interno de la sección frente a los fenómenos de difusión térmica. En efecto, la diferente inercia térmica entre acero y hormigón, junto a la progresiva transmisión del calor a través de la sección, regida por la conocida ecuación de conducción del calor en sólidos y sus condiciones de contorno, crea un estado de autotensiones térmicas en el interior de la sección, con resultante total nula pero con valores significativos en las diferentes fibras, dando lugar a compresiones en las zonas más calientes del exterior de la sección y a tracciones en las zonas interiores todavía frías. El proceso es complejo y función de multitud de parámetros (ref. [7]).

A efectos del control que nos ocupa, era absolutamente imprescindible eliminar dichas componentes autoequilibradas que ocultan los valores significativos de la respuesta del tablero frente a nuevas cargas. Para ello se dispusieron sensores térmicos en todos aquellos puntos donde se hallaban las galgas y cuerdas vibrantes. Mediante la observación continua de las lecturas de temperatura y deformaciones en dos dovelas antes de su montaje y durante intervalos neutros entre sucesivas aplicaciones de carga, se obtuvieron un gran número de datos relacionando temperaturas y deformaciones, en ausencia de sollicitaciones externas, a lo largo de todo el día. Ello permitió establecer los coeficientes adecuados para eliminar estas magnitudes no representativas.

En la figura 8 se presentan, para un canal de lectura en dovelas, las medidas ambientales de temperatura, junto a las temperaturas medidas en dos sensores térmicos y las correspondientes deformaciones en galgas y cuerda vibrante, en ausencia de sollicitaciones externas.

Se observa el comportamiento más amortiguado

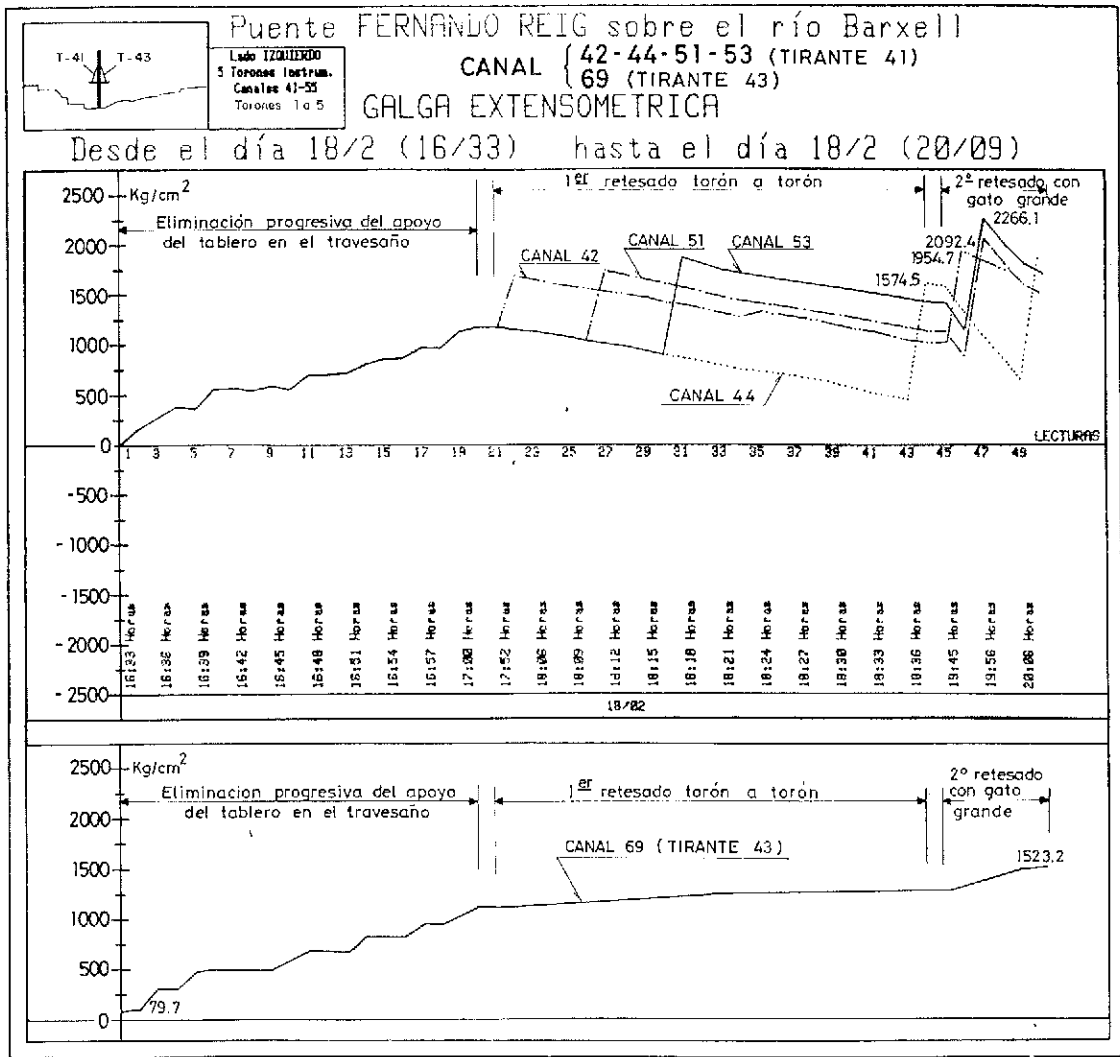


Fig. 6. Medidas en los tirantes 41 y 43 durante la liberación del apoyo provisional del tablero en el travesaño y el retesado en dos fases del tirante 41

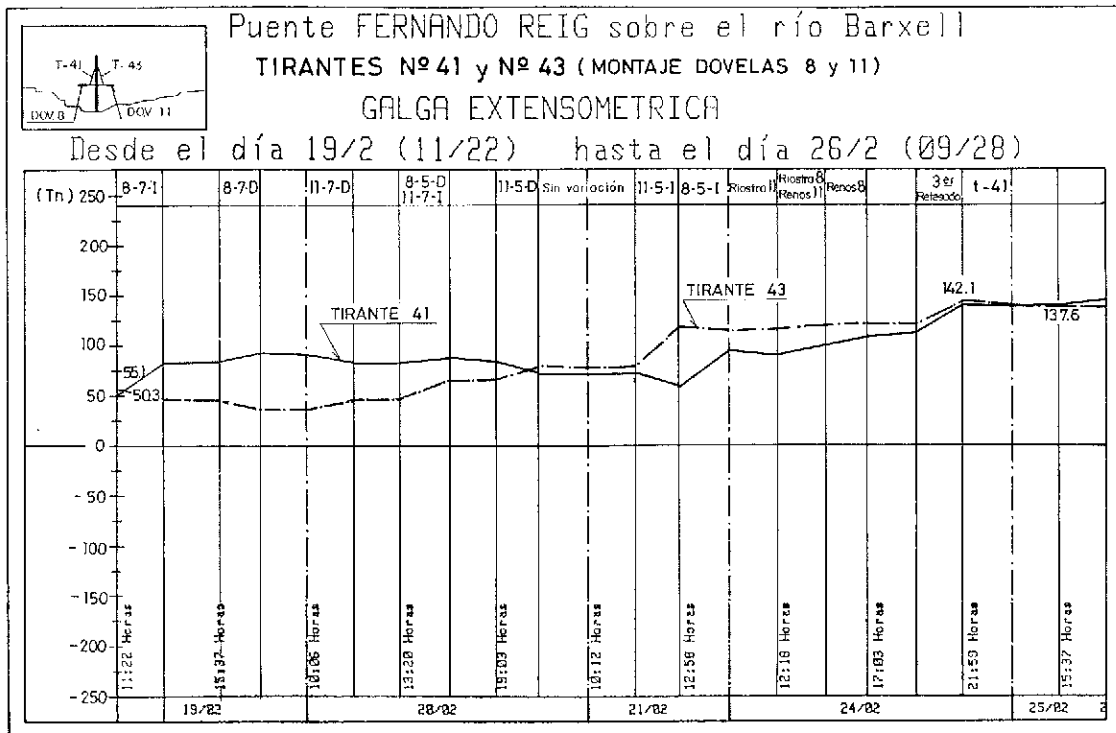


Fig. 7. Medidas tomadas en los tirantes 41 y 43 durante el montaje de las dovelas 8 y 11

de las variaciones térmicas en el hormigón frente a los ambientales, así como la respuesta opuesta a nivel de deformaciones/tensiones en galgas y cuerdas vibrantes: el calentamiento de la sección comprime las armaduras de dichas zonas, y viceversa.

En la figura 9 se indica un esquema de la instrumentación de una dovela tipo.

Se dispusieron, asimismo, en la losa superior una serie de galgas y cuerdas vibrantes con objeto de estimar el ancho eficaz real frente a esfuerzos planos y de flexión. Desgraciadamente, durante las operaciones de hormigonado quedaron varias inutilizadas, impidiendo sacar conclusiones al respecto.

6. CONTROLES TERMICOS

Tal y como se ha visto en los apartados precedentes, los sensores de temperatura suministran una información esencial para el correcto control de las fases de montaje del tablero permitiendo:

- corregir las medidas de deformaciones por medio de galgas y cuerdas vibrantes, eliminando las correspondientes al estado autoequilibrado por difusión térmica en las secciones;

- corregir las medidas de las nivelaciones de pila y tablero, para obtener las correspondientes al estado “neutro” de proyecto;

- ajustar las cargas que se tienen que aplicar a los tirantes, previstas en proyecto, para tener en cuenta el estado térmico en el momento de su puesta en tensión.

Las diferentes medidas efectuadas durante las sucesivas fases de avance, permitieron mejorar los ajustes, alcanzándose unos buenos resultados. No obstante, con objeto de conocer con más detalle la respuesta térmica real de la estructura se aprovechó la festividad del 1 de Mayo, cuando el puente se hallaba ya en un avanzado estado de montaje, para efectuar un proceso continuo de mediciones de temperatura, cargas en tirantes y nivelaciones de pila y tablero que, en ausencia de solicitaciones externas, reflejaron con precisión la respuesta exclusivamente térmica de la estructura.

En la figura 10 se indican las medidas ambientales de temperatura y humedad durante el período instrumentado.

En la figura 11 se esquematiza el avance del tablero en el momento del estudio.

En la figura 12 se incluyen las medidas toma-

das de los sensores térmicos instalados en uno de los fustes de la pila y en diferentes secciones y fibras. Se constata:

- un estado térmico claramente homogéneo a primeras horas de la mañana, con una temperatura media entre 12 y 14 °C, superior a la ambiental, de 6 °C. Dicho estado se altera a lo largo de la jornada, volviéndose a restablecer durante la noche;

- la presencia de gradientes térmicos transversales entre caras laterales de la pila, que alcanzan sus valores máximos (del orden de 5 °C) hacia las 18 horas, debido a la fuerte inclinación del sol en dicho momento;

- la presencia de gradientes térmicos longitudinales entre caras externas del fuste, variables a lo largo del día y no homogéneos en la altura del mismo, función de las condiciones de soleamiento de cada sección;

- unas condiciones térmicas muy homogéneas y casi invariables a lo largo del día en las zonas interiores del fuste, tanto en secciones huecas como macizadas;

- un estado térmico claramente más amortiguado que el ambiental y desfasado respecto al mismo.

En la figura 13 se incluyen las temperaturas en tres tirantes a lo largo de la jornada. Se constata su rapidez de respuesta, por su menor inercia térmica, alcanzándose temperaturas próximas a las máximas hacia las 14 h. Las diferentes respuestas entre los distintos tirantes se deben lógicamente a las diferencias de soleamiento según su ubicación. La variación máxima de temperatura a lo largo del día fue del orden de 18 °C, prácticamente análoga a la ambiental. A lo largo de la noche se recupera la neutralidad térmica.

En la figura 14 se incluyen los resultados correspondientes a una de las dovelas instrumentadas, en sus caras externas e internas. Se puede observar:

- la existencia de fuertes gradientes térmicos entre caras superior e inferior de la dovela, próximos a los 8 °C. Dichos gradientes están lejos de ser lineales, con un calentamiento intenso en la tabla superior y temperaturas prácticamente uniformes en el resto de la sección, ligeramente más altas en la fibra inferior que en la zona hueca inferior, como ya es sabido;

- los máximos gradientes aparecen entre las 15 h y 16 h. Debido a la alta inercia térmica del hormigón, el fuerte calentamiento de la tabla superior se adelanta mucho al resto de la sección, que experimenta un calentamiento gradual muy amortiguado;

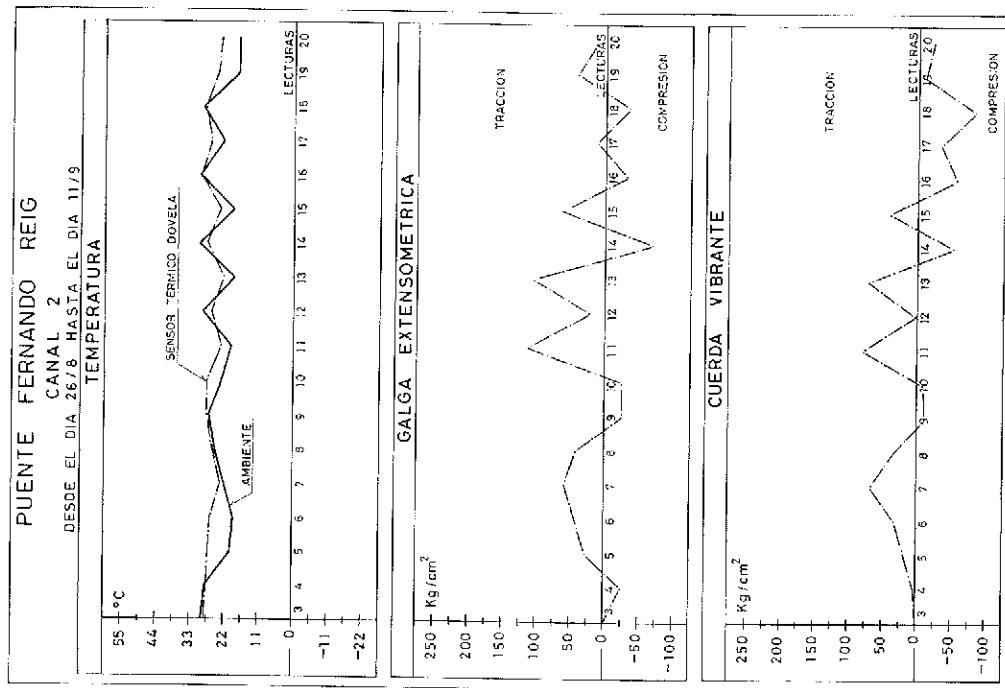


Fig. 8. Lecturas térmicas y de deformaciones en dos secciones de dovelas en ausencia de solicitaciones externas.

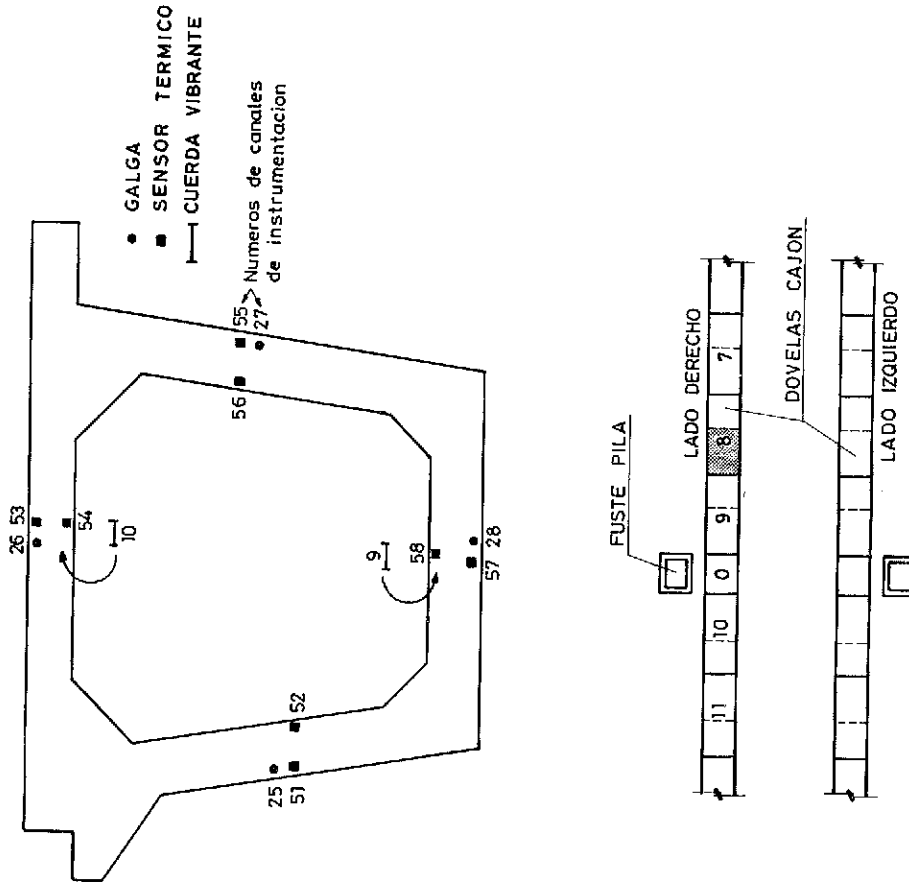


Fig. 9. Esquema de instrumentación térmica y deformacional en una dovela tipo

ABRIL - MAYO 1986

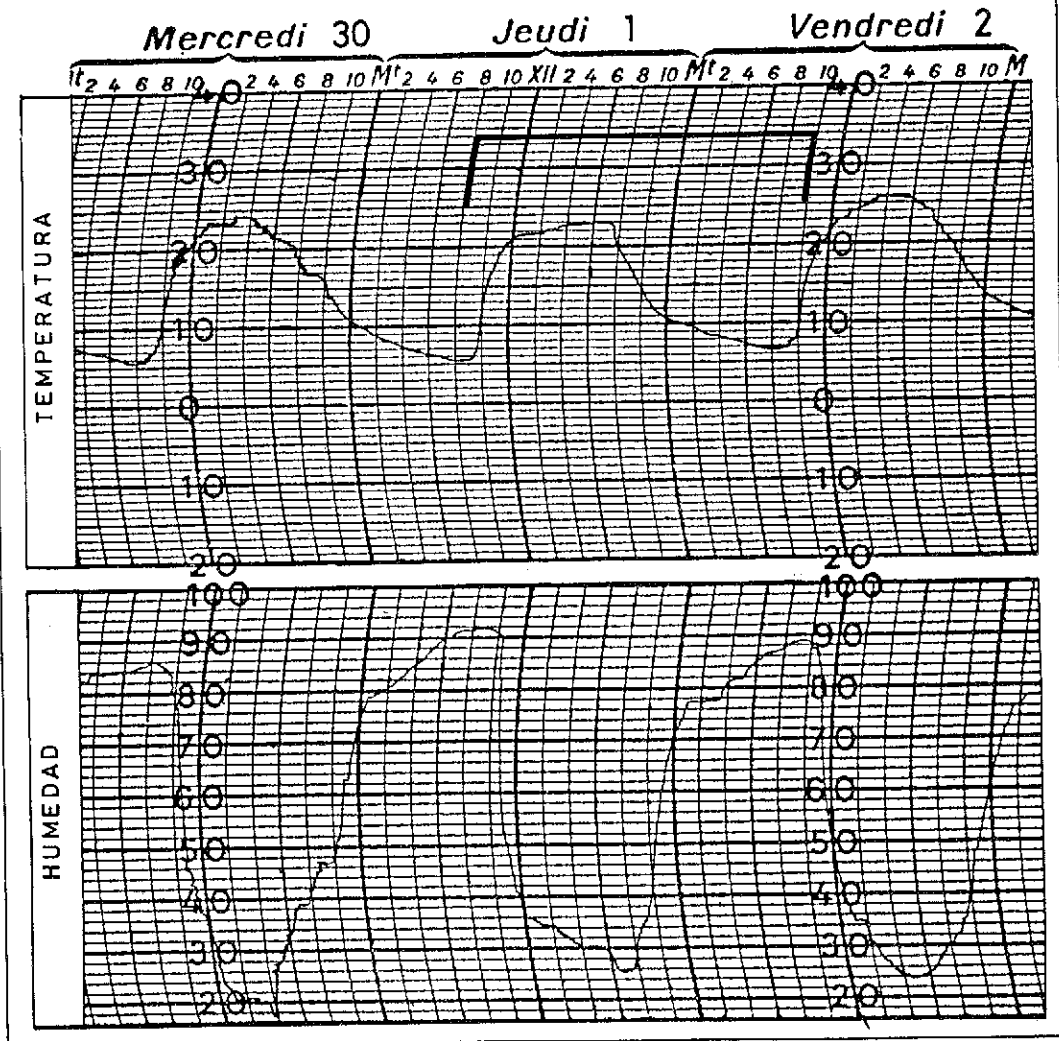


Fig. 10. Medidas de temperatura y humedad ambientales.

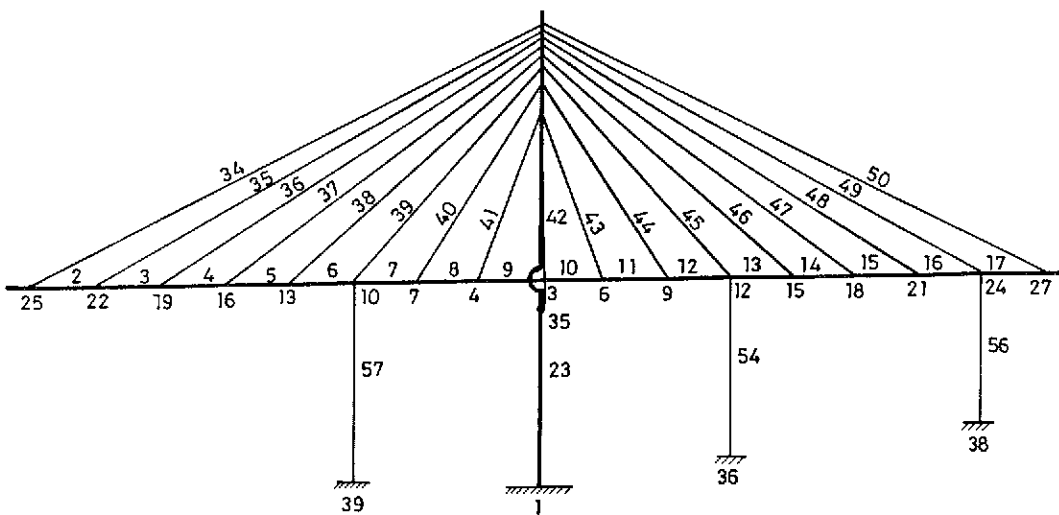


Fig. 11. Estado del montaje del tablero

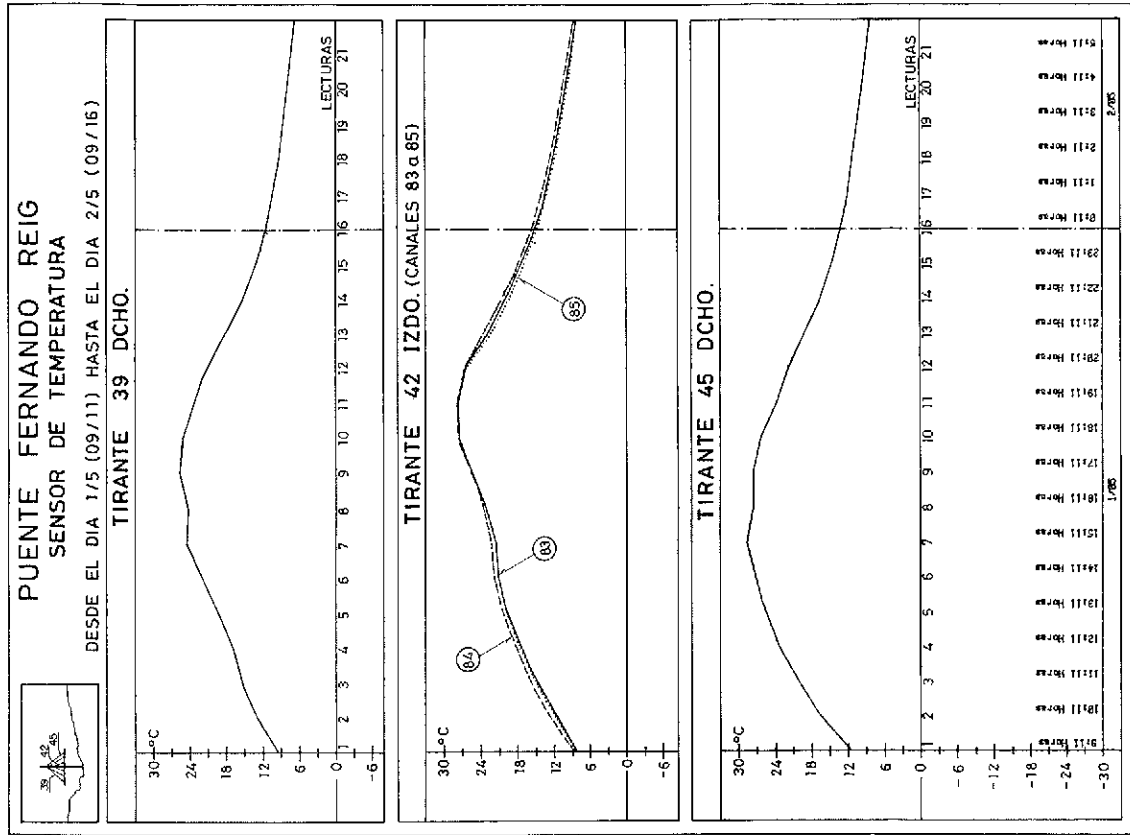


Fig. 13. Medidas de temperatura en tirantes

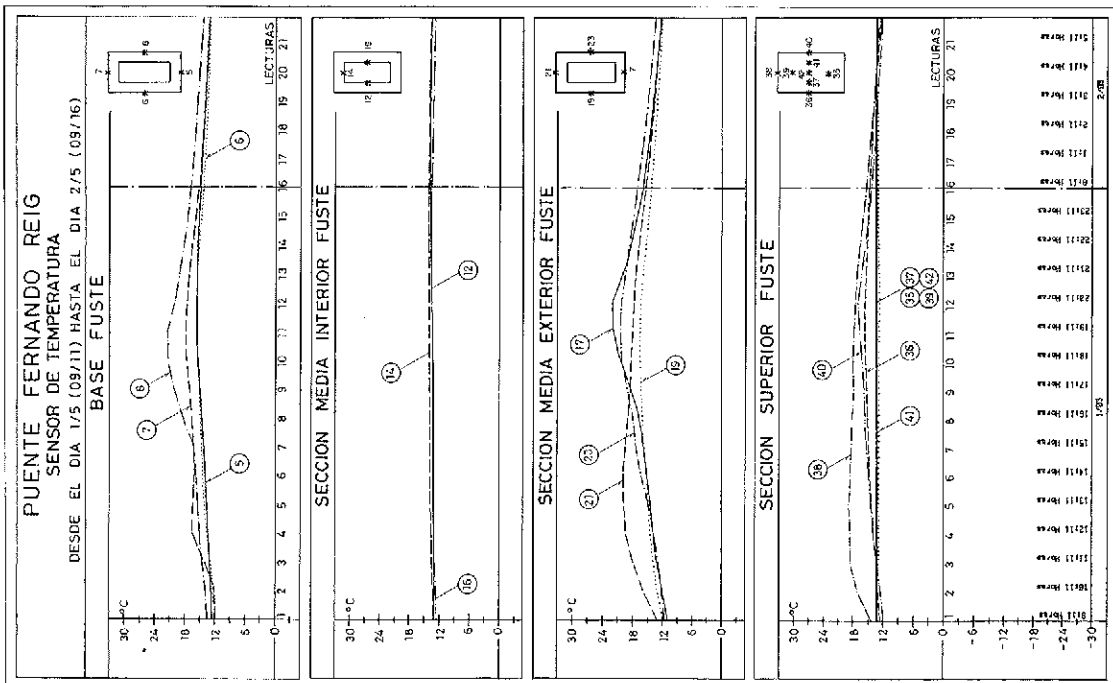


Fig. 12. Medidas de temperatura en diferentes secciones del fuste de pila

-- de forma análoga, la tabla superior pierde temperatura con mayor rapidez, detectándose a lo largo de la noche gradientes térmicos negativos de escasa entidad (unos 3 °C). La recuperación térmica al cerrar el ciclo es prácticamente perfecta.

Finalmente, en la figura 15 se dibujan las deformadas de ambos lados del tablero a diferentes horas, junto a la temperatura ambiental. Se observan descensos en extremo del voladizo de unos

6 a 7 cm, entre las 14 h y las 17 h. La recuperación a partir de la caída del sol tiene lugar mucho más despacio que el descenso a primeras horas de la mañana. De ahí la importancia de obtener las nivelaciones neutras inmediatamente después de amanecer, ya que, en unas dos horas, el efecto del calentamiento de los tirantes empieza a ser apreciable.

A continuación se indican los valores de las flechas en extremo del tablero obtenidas a las

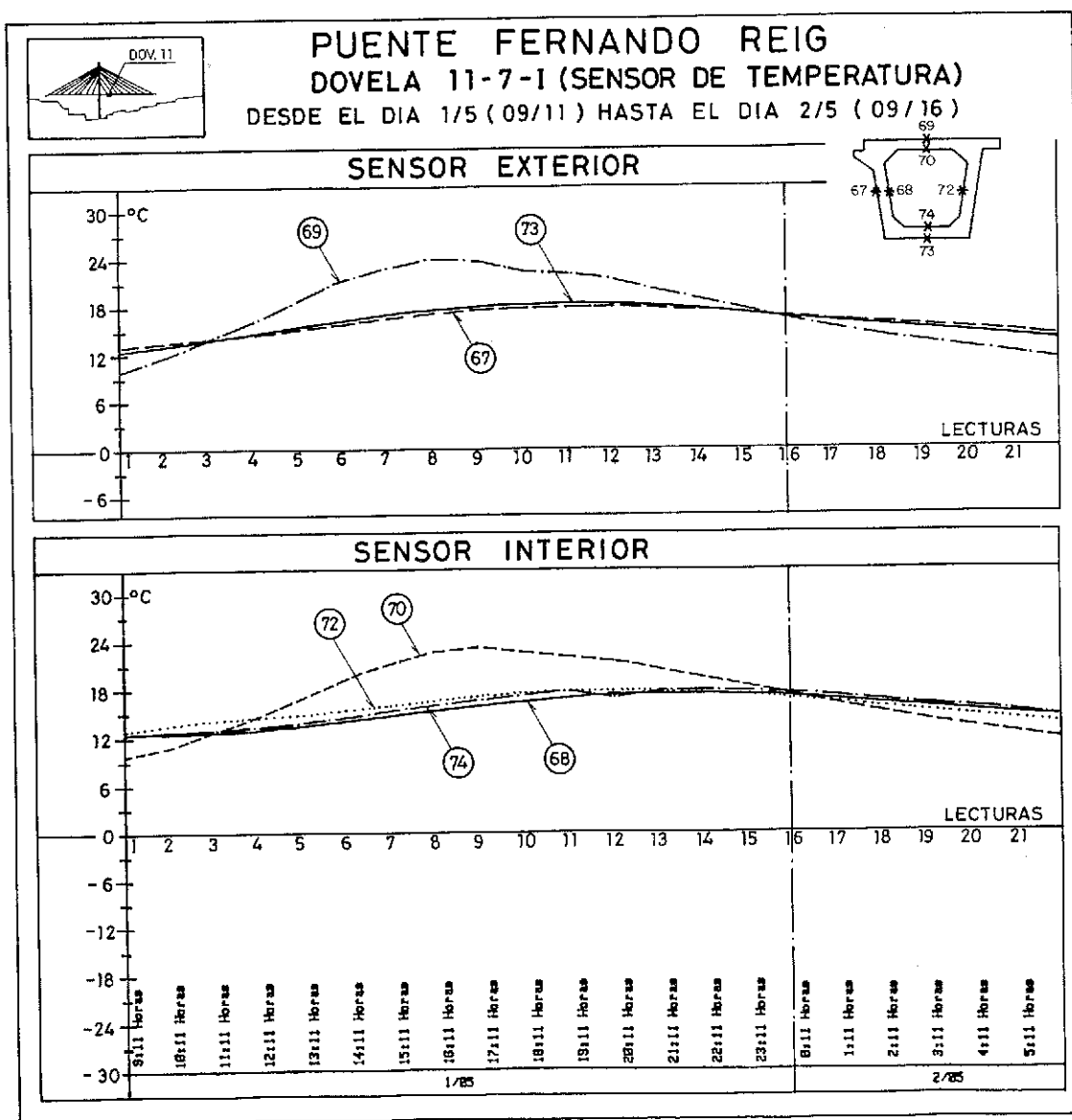


Fig. 14. Medidas de temperatura en doveias.

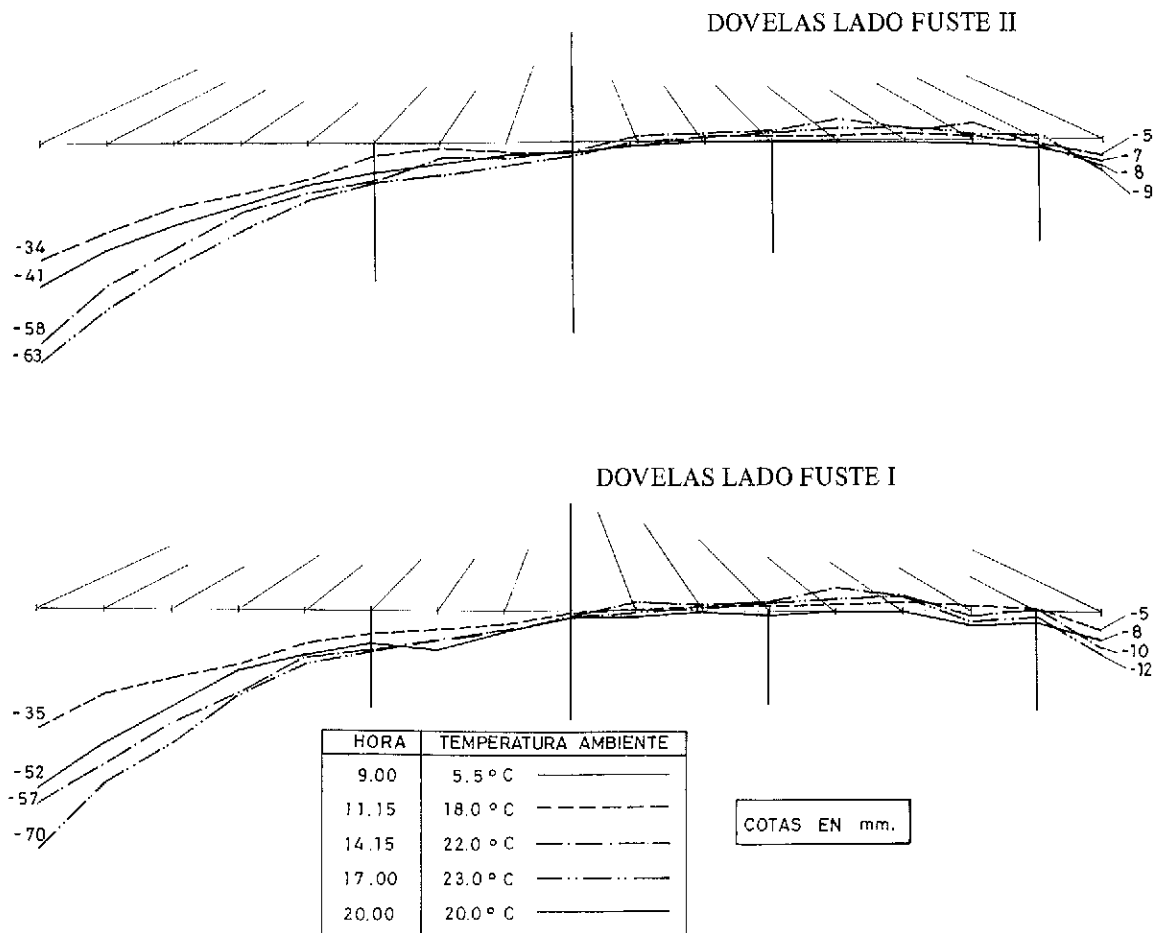


Fig. 15. Movimientos del tablero bajo efectos térmicos.

17 horas y las que se tenían previstas en el control del montaje, a partir de los datos de los sensores térmicos.

Se constata cómo el control térmico previsto es sumamente eficaz, siendo el gradiente en tablero y la temperatura en tirantes los parámetros esenciales en la deformabilidad del puente.

Las medidas de las tensiones en tirantes mostraron variaciones de carga de escasa entidad. Al estar en voladizo, el puente sube y baja de forma casi uniforme, ya que el efecto térmico esencial es la temperatura de los cables, que es bastante homogénea a lo largo del tablero.

	Extremo Lado Alcoy	Extremo Lado Alicante
Dovelas lado fuste I	- 70	- 12
Dovelas lado fuste II	- 63	- 9
Análisis teóricos		
Tirantes (+ 18°)	- 66,6	- 1,8
Gradiente tablero (+ 8°)	- 21,6	- 9,6
Dilatación tablero (+ 5°)	+ 13,5	+ 1,5
Gradiente pila (+ 3°)	+ 5,4	- 1,8
Dilatación pila (+ 5°)	+ 7,5	0
TOTAL	- 61,8	- 11,7
Cotas en mm		

REFERENCIAS

[1] J.A. Fernández Ordoñez, J. Martínez Calzón, F. Millanes Mato, A. Ortiz Bonet, J. Marco

Ventura. "Puente Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy". Hormigón y Acero n° 161. 1986.

[2] J.A. Fernández Ordoñez, J. Martínez Calzón, F. Millanes Mato, A. Ortiz Bonet, J. Marco Ventura. "Análisis de la estructura del Puente de Fernando Reig sobre el río Barxell, en Alcoy". Hormigón y Acero n° 162. 1987.

[3] A.M. Floriano Abril, L. Ortega Basagoiti. "Instrumentación del Puente Fernando Reig sobre el río Barxell". Hormigón y Acero n° 169, 1988.

[4] M. Burón Maestro, A. Ortiz Bonet, L. Gómez Sanz. "Prefabricación de puentes de gran luz. El Puente de Alcoy". Hormigón y Acero n° 170. 1989.

[5] F. Millanes Mato. "Un método general de cálculo para el seguimiento de la historia tenso-deformacional en tableros de puente construidos en forma evolutiva". Hormigón y Acero n° 156. 1985.

[6] P. Matildi, G. Pascale, A. di Leo. "Sulla correlazione tra proprietà elastiche e a rottura dei calcestruzzi-risultati di un'indagine sperimentale e osservazioni alle indicazioni normative". La Prefabbricazione. Junio 1982.

[7] E. Mirambell, A. Aguado. "Estudio del comportamiento de puentes losa de hormigón frente a la acción térmica ambiental. Criterios de diseño". Hormigón y Acero n° 163. 1987.

RESUMEN

Se describe el programa de control que se ha llevado a cabo durante la construcción de este puente atirantado "Fernando Reig". Han sido objeto de una atención especial los siguientes aspectos:

—Control de los pesos reales de los elementos y materiales puestos en obra.

—Evaluación de las propiedades mecánicas de los diferentes hormigones, vertidos in situ y prefabricados.

—Controles térmicos ambientales.

—Medidas de las deformaciones del hormigón y de la tensión en los tirantes.

—Control continuo de los movimientos del tablero y de la pila.

Se comparaban los valores obtenidos con los previstos en el proyecto, lo que permitió obtener conclusiones de orden práctico sobre el comportamiento real de este tipo de estructuras.

SUMMARY

It's described the program of control done during the construction of the Fernando Reig stay bridge, emphasizing the following aspects:

—"In situ" weights control.

—Evaluation of the mechanic properties of the different "in situ" and precast concretes.

—Temperature and environmental controls.

—Measurement of concrete and stay strains.

—Continuous control of pylon and deck movements.

The values foreseen in the project and obtained, are contrasted, and practical conclusions are established about the real behavior of this type of structures.

* * *

Nueva Publicación de INTEMAC

Acaba de publicarse la 4ª Edición del libro de J. Calavera "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación", puesta al día de acuerdo con las nuevas Instrucciones EH-88 y EF-88.

Ya el hecho de que el libro haya registrado cuatro ediciones en siete años es buena prueba de que viene siendo acogido con gran interés en los medios profesionales y, efectivamente, se ha convertido en un instrumento de consulta habitual para todos los profesionales relacionados con las Edificaciones.

Esta 4a Edición presenta un interés especial. Los importantes cambios que la nueva Instrucción EH-88 para soleras de hormigón introduce en el te-

ma y sobre todo la publicación de la Instrucción EF-88, primera española sobre forjados, han conducido al Autor a una revisión y adaptación completas del libro, que presenta múltiples nuevos aspectos interesantes, al mismo tiempo que mantiene su carácter de proporcionar una información sistemática y completa sobre el tema tanto en lo referente al cálculo como a la ejecución y los detalles constructivos.

Los pedidos deben dirigirse a:

Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, INTEMAC.

Monte Esquinza, 30-5ºD
28010 - MADRID

Ultimas realizaciones en puentes pretensados, de Dragados y Construcciones, S.A.

Luis García de Miguel
Ingeniero de Caminos C. y P.
Dragados y Construcciones, S.A.

La presente comunicación tiene como objeto la descripción somera de la construcción de algunos de los puentes más significativos de los que Dragados y Construcciones, S.A. ha construido recientemente o tiene en la actualidad en fase de construcción.

PUENTE DE SANTA ISABEL

Introducción

Esta estructura salva el curso del río Nervión y tiene una longitud total de 164 m. Consta de tres vanos, dos laterales, de 33,00 m cada uno y uno central, de 98,00 m. Su tablero, una viga continua de hormigón armado pretensado, tiene sección en cajón, cuyo canto varía parabólicamente entre 2,00 m en el centro del vano y 4,75 m sobre los apoyos, en donde se disponen diafragmas. Su anchura es de 11 m, de los que 7 m pertenecen a la calzada y el resto a ambas aceras y bordillos.

El encofrado de la viga cajón estaba formado por dos módulos, interior y exterior, ambos suspendidos de sendas estructuras rodantes; su longitud era de 9 m y su peso total de 26 t, aproximadamente.

Tanto el encofrado de fondo como las cargas derivadas de los encofrados citados, las armaduras y el hormigón, eran soportadas por una cimbra constituida por una estructura de vigas metálicas en seis cuchillos formados por paneles arriostrados transversalmente y apoyados sobre torres.



Foto 1.

Pilas y Estribos

El tablero apoya centralmente sobre dos pilas iguales, de sección hexagonal alargada, con diagonal de 5,4 m. Sus alturas son de 7,50 m y 7,65 m.

En coronación, cada pila queda achaflanada por dos secciones trapeziales y va rematada por dos placas de apoyo de neopreno zunchado, de 1,00 m x 1,00 m, sobre la que asienta la cara externa inferior del cajón.

Tablero

Como etapa preparatoria se montaron las torres y las cimbras. Estas cimbras, constituidas por módulos de 12 m, 15 m y 18 m de longitud, se adap-

taban a las luces libres del puente. Esta estructura asentaba sobre las torres mediante apoyos de cuña regulable, dotados de patines metálicos para el ripado lateral, necesario para el desmontaje con grúa. Sobre las cimbras se instalaban también apoyos, asimismo regulables. Sobre estos cabezales se montaba el encofrado de fondo, constituido por tablonces y tablas que se ajustaban a los cambios de curvatura del perfil del puente. El proceso de cimbrado comprendía las fases:

—Montaje de las torres y de la cimbra completa con grúa.

—Descenso de los apoyos de cuña y ripado lateral con trácteles, una vez efectuado el postensado.

—Izado de la cimbra que, suspendida con grúa, era situada en su nueva posición.

La instalación para ambos vanos laterales, de 54 m, abarcaba desde el estribo correspondiente hasta 21 m por delante de la pila. El tramo central, de 56 m, quedaba constituido por los elementos de un vano lateral.

La ejecución del tablero en cada vano seguía el proceso siguiente:

a) Encofrado y ejecución de la solera de fondo del tablero, que sirve de pista de rodadura para el desplazamiento de los encofrados metálicos interior y exterior que conforman la viga cajón. Su avance mínimo respecto al dintel era de 1 módulo de 9 m. Esta solera no se completaba en toda su anchura, al objeto de que las uniones de las almas del cajón no fueran visibles lateralmente. Las armaduras de la solera se prolongaban lateralmente como esperas de los tramos de los costados del cajón.

b) Ferrallado de almas, avance y nivelación del carro exterior con su encofrado. Este módulo solapa con el hormigón anterior unos 20 cm.

c) Colocación de las vainas de postensado laterales, avance y posicionamiento del carro interior del encofrado.

d) Colocación de la ferralla y de las vainas de postensado superiores. En la solera superior se dejan unas armaduras de espera para conectar con las armaduras de acero e imposta.

Rigidización de ambos encofrados con barras Dywidag enfundadas en plástico.

e) Hormigonado con bomba de los 9 m de cajón. El vibrado se efectuaba con dos baterías de vibradores externos por cada paño de encofrado externo, así como con vibradores de aguja.

f) Desencofrado. Los moldes se retiraban a las 24 horas, tras obtener una resistencia mínima de 200 Kg/cm^2 .

Postensado

Las armaduras activas están formadas por tendones de acero superestabilizado, de $15 \phi 0,6''$, de hasta una longitud de 164 m en aquellos tendones que van de estribo a estribo.

PUENTE ATIRANTADO FERNANDO REIG, EN ALCOY

Se compone de un tablero pretensado de 17,40 metros de anchura y 276 m de longitud; 220 m de ellos van suspendidos con tirantes de una gran pila central en A, de 89,5 m de altura, quedando apoyado el resto sobre otra de 12 m de altura. Los estribos asientan sobre pilotes de $\phi 1,5 \text{ m}$.

La pila central se ejecutó con encofrados trepantes, con tongadas de 5 m de altura y ferralla prefabricada. Los cajetines de anclaje de los tirantes, situados en coronación, exigieron gran rigor en las operaciones de encofrado.

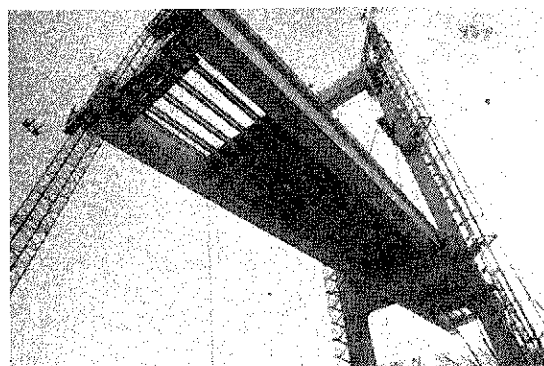


Foto 2.

El tablero está modulado en 18 tramos de 12 m, con piezas prefabricadas de hormigón, pretensadas provisionalmente mientras quedan en voladizo. Se han empleado elementos lineales que dan lugar a una sección transversal completa. El montaje se realizó con dos grúas Manitowoc 4.100 sobre Ringer, que montaron simultáneamente ambos voladizos.

Los tirantes lo forman tendones, constituidos por cordones de acero de $\phi 0,6''$ de hasta 55 elementos, recogidos en vainas de PVC inyectadas al final.

La ejecución ha sido controlada por una completa instrumentación a base de sensores de temperatura y medidores de tensiones en pila, tablero y tirantes; asimismo, con rigurosas comprobaciones topográficas.

El plazo de ejecución de la obra ha sido de 16 meses.

VIADUCTO DE KUKULARRA

El viaducto está constituido por dos estructuras paralelas, de 250 m de longitud, con luces de $25 + 5 \times 40 + 25$ m. La sección transversal es en cajón, con un ancho en base de 7,30 m y en cabeza de 16,00 m. Ambas estructuras describen un radio de 11.000 m y tienen una pendiente constante del 1,5 por 100.

Las pilas son huecas, de sección octogonal, con cabeceros troncopiramidales macizos. Se construyeron con encofrado trepador en tongadas de 5 m de longitud. La cimentación de casi todas ellas es profunda, mediante pilotes de ϕ 1,5 m.

La construcción del tablero se ha llevado a cabo por el sistema de empujes sucesivos a partir de una única zona de fabricación tras el estribo 1. La unidad de fabricación era de 20 m, construyéndose la solera en la zona posterior y el resto de dovela sobre la solera situada en la zona de fabricación, tras el último empuje.

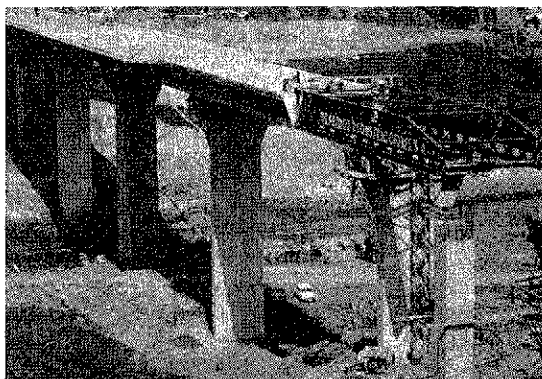


Foto 3.

El sistema de empuje estaba basado en dos cilindros, de 2,00 m de carrera, anclados en el estribo, que mediante barras Dywidag ϕ 36 mm, tiraban de la parte posterior de la dovela a través de unas piezas especiales que abrazaban las almas.

Este sistema incluía un circuito automático de frenado y acuañamiento de la estructura en el estribo, ya que el lanzamiento se hizo en el sentido favorable de la pendiente. Los gatos de frenado actuaban sobre la solera del puente cuando la presión de los gatos principales bajaba de una determinada, que se fijaba antes de cada empuje. Las cuñas hidráulicas se utilizaban fundamentalmente para fijar el tablero mientras se efectuaban los trabajos entre un empuje y el siguiente.

El ciclo de trabajos ha sido semanal, consiguiéndose prácticamente en todas las dovelas, aún en las semanas que tenían algún día festivo. Para ello se hormigonaba la solera el miércoles y el resto de dovela el jueves o viernes. El tesado de los cables se hacía los lunes, empujándose el puente a continuación, el mismo día.

La ferralla se colocaba premontada casi en su

totalidad. El pretensado era de dos tipos: uno continuo y otro discontinuo, ambos rectos. El pretensado de lanzamiento era ya el definitivo de la estructura.

Para minimizar los esfuerzos debidos al voladizo en la fase de empuje, el tablero llevaba cosido en su estribo frontal un pescante metálico de 25,00 m de longitud con unos gatos hidráulicos en la punta que tenían por objeto recuperar la flecha de aquél en su llegada a las pilas.

Los apoyos provisionales de lanzamiento estaban constituidos por chapas de acero revestidas con una lámina de inox. El deslizamiento se conseguía a través de unas pastillas de neopreno-teflón que se iban introduciendo progresivamente entre el tablero y dichos apoyos.

Una vez situado el puente en su posición final, se sustituyeron los apoyos por los definitivos de neopreno y se hormigonaron las traviesas de apoyo a través de ventanas superiores dejadas al efecto.

Debido a la existencia de un ramal de salida del tronco en la zona del estribo de llegada de la calzada derecha, las dos primeras dovelas de esta estructura se construyeron y lanzaron sin alas, acabándose los voladizos "in situ" mediante cimbra convencional.

VIADUCTO DE RIAÑO

El viaducto, actualmente en construcción, tiene una longitud de 838,47 m, formado por 21 vanos de vigas de 37,40 m de luz. La sección transversal, de 12 m ($1,50 + 1 + 2 \times 3,50 + 1 + 1 + 1,50$) está formada mediante tres vigas en doble T, de 2,00 metros de canto, con interejes de 4,25 m. En planta el viaducto es recto, excepto sus tres primeros vanos. Longitudinalmente el puente es horizontal.

Las alturas de pilas varían entre 12 m y 63 m; pero de las 20 existentes hay 16 con alturas superiores a los 55 m.

Debido a la rapidez que se exigía en el plazo de ejecución y el bajo índice de población en la zona, se pensó en realizar el puente con el mayor grado posible de prefabricación. Así, son prefabricados los fustes de las pilas, las riostras de las mismas, las vigas y la losa de compresión.

La cimentación se ha realizado en algunas de las zapatas, que por su proximidad al río, o por problemas de excavación, hacían prever dificultades para mantener el plazo, mediante un tratamiento del terreno con jet-grouting.

Las pilas prefabricadas compuestas de 2 fustes de sección rectangular de 2 m x 3 m, con paredes de 0,15 y 0,30 y a un intereje de 9,50, han sido prefabricadas en un taller de prefabricación a pie de obra. Esta prefabricación se ha realizado sobre una bancada fija, cuya longitud era la total del fuste. Cada fuste, de 63 m, está formado por 3 tramos

de 21 con junta seca y pretensado, exterior al cañón, con cables de 0,6" y 4 m de longitud.

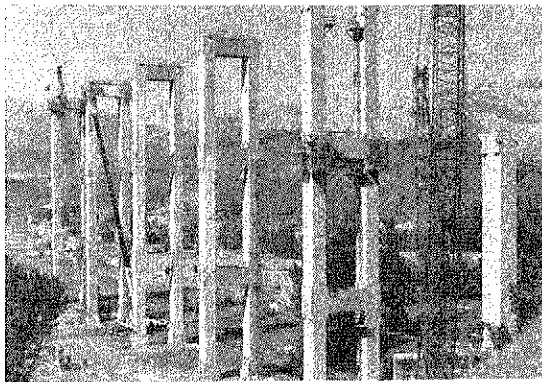


Foto 4.

En sentido transversal a la pila existen unas riostras entre los dos fustes, al mismo nivel que la junta seca, formando un nudo cada 21 m. Estas riostras son prefabricadas y su unión a los fustes se resuelve con una junta húmeda pretensada.

El montaje de los tramos de fustes, cuyo peso es de 110 t, se ha resuelto con una grúa Manitowoc 4.100 sobre Ringer. Dada la rapidez del montaje, todos los sistemas de accesos a las distintas alturas de trabajo así como las plataformas necesarias para realizar las distintas operaciones de montaje, han conformado un problema mucho más importante de lo normal.

La losa de compresión del tablero se ejecuta con piezas prefabricadas, de 10,70 x 2,50 m, con superficie horizontal en el apoyo sobre vigas y recogiendo el bombeo o el peralte en la superficie superior de losa, de tal forma que el espesor de aglomerado es constante. El único hormigón in situ lo constituyen unas calles sobre las vigas, según el eje del puente y otras pequeñas huellas en la unión losa-losa. Para simplificar el montaje de estas piezas y conseguir una buena ejecución, los conectores en las vigas, para hacer la unión viga-losa, se han concentrado, encajando en "vaciados" dejados en las losas.

Los rendimientos obtenidos en el montaje de pilas indican que dos pórticos de 63 m se montan completos (incluso riostras y ejecución de juntas) en 7-8 días de trabajo.

RESUMEN

Se describen los siguientes puentes:

—Puente de Santa Isabel

De 164 m y tres vanos de 33/98/33 m. Su tablero es una viga continua de cajón, con canto variable, hormigonada in situ.

—Puente de Fernando Reig

Atirantado, de 276 m, con pila central en forma de A, de 89,5 m de altura. El tablero está constituido por dos cajones prefabricados en módulos de 12 m.

—Viaducto de Kukularra

Lo forman dos estructuras paralelas, de 250 m de longitud y luz típica de 40 m. El tablero, de dovelas de 20 m, hormigonadas in situ, se ejecutó por empujes sucesivos.

—Viaducto de Riaño

Prácticamente prefabricado, tiene 838,5 m y 21 vanos, con vigas de 37,4 m. Las pilas son prefabricadas en tramos de 21 m, alcanzando una altura máxima de 63 m.

SUMMARY

This article describes four bridges executed recently by Dragados y Construcciones, S.A.

—Santa Isabel Bridge

It is 164 m long with 3 spans of 33/98/33 m. The deck is formed by a cast in place continuous inclined web box girder which thickness increases towards the piers.

—Fernando Reig cable-stayed Bridge

With a length of 276 m and one 89,5 m high A shaped tower, the stayed deck is formed by two precast box girders in 12 m sections.

—Kukularra Viaduct

It is integrated by two parallel separated highway structures with a length of 250 m and spans of 40 m. 20 m long cast "in situ" box girder segments compose the deck, executed by the incremental launching method.

—Riaño Viaduct

Almost totally constructed by precast elements, it is 838,5 m long, having 21 spans with I shaped girders of 37,40 m long. The piers, formed by two columns, have been precast in 21 m high modulus reaching a maximum height of 63 m.

Viaductos de la Autopista urbana "9 de Julio" en Buenos Aires (Argentina)

José Antonio Llombart
Vicente Antón
Dres. Ingenieros de Caminos C. y P.

1. INTRODUCCION

La construcción de la Autopista "9 de julio" en la Ciudad de Buenos Aires se inició en el año 1981. En el Proyecto inicial, la mayor parte de la Autopista discurría en zona urbana, habiéndose adoptado para ella, la solución de vía elevada.

La longitud total de tableros de Viaducto que había que construir era del orden de 22 kilómetros y sus características geométricas debían adaptarse a las necesidades propias del trazado, con sus incorporaciones, calzadas de anchos variables, enlaces, cruces a distinto nivel, etc.

La obra comenzó con gran intensidad. Sin embargo, fue preciso limitar la actividad en el año 1982 y quedó prácticamente interrumpida en 1983, con motivo de la crisis económica del país argentino.

No obstante, el desarrollo del Proyecto y la puesta en marcha de los sistemas constructivos, se llevaron a cabo en su totalidad y se construyó una gran parte de los Viaductos. Por ello hemos creído interesante mostrar en esta Asamblea los aspectos más importantes de esta realización española en Argentina.

Vamos a describir los aspectos fundamentales del Proyecto y las técnicas utilizadas, así como los detalles de dos Viaductos construidos, uno de los cuales (Viaducto Sur) tiene un total de 73.000 m² de tablero y 166 vanos.

Las figuras 1 y 2, que son vistas aéreas de una zona de la obra, obtenidas durante la ejecución, dan idea de la magnitud de la misma.



Fig. 1.

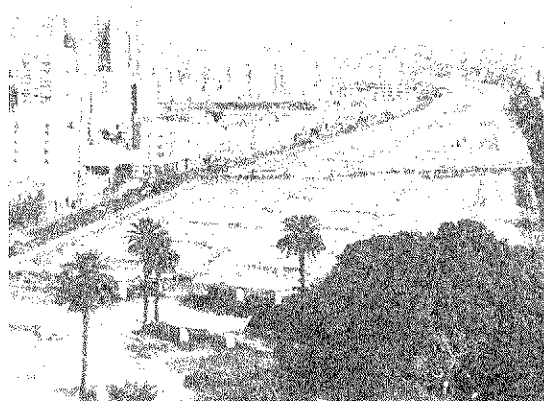


Fig. 2.

2. PLANTEAMIENTO GENERAL Y TIPOLOGIA DESARROLLADA

La elección de la solución que convenía adop-

tar para los Viaductos, se realizó tras unos estudios previos en los que se consideraron, conjuntamente, conceptos tales como:

- Necesidad de utilizar grandes medios de producción adaptados a la envergadura de la obra.
- Economía.
- Escasos plazos contractuales para la realización del Proyecto.
- Estética.
- Dado el carácter de obra urbana, la solución constructiva debía ser tal que permitiese actuar con flexibilidad y con independencia de posibles obstáculos capaces de limitar temporalmente el avance de la construcción.

Por todo ello, se optó por la solución de tableros con vigas prefabricadas de hormigón con armaduras postizas y losas también prefabricadas. Para ello, fue preciso la instalación de un gran Taller de Prefabricación en un área acondicionada. La figura nº 3 muestra una zona dedicada al almacenamiento de vigas.

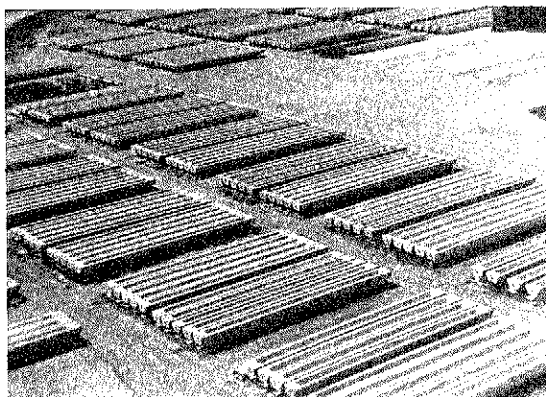


Fig. 3.

La sección de los tableros y la separación entre ejes de vigas estaba adaptada a los condicionantes geométricos propios del trazado y a la luz requerida en cada caso. Los tableros estaban apoyados isostáticamente sobre las pilas y se establecía la

continuidad entre tableros contiguos mediante el sistema clásico de losa flexible.

Para el desarrollo del Proyecto se precisó poner a punto un sistema de cálculo específico para esta Obra, mediante ordenador, para el análisis estructural, tipificación y disposición de elementos prefabricados, definición geométrica y optimización de materiales.

3. ELEMENTOS ESTRUCTURALES

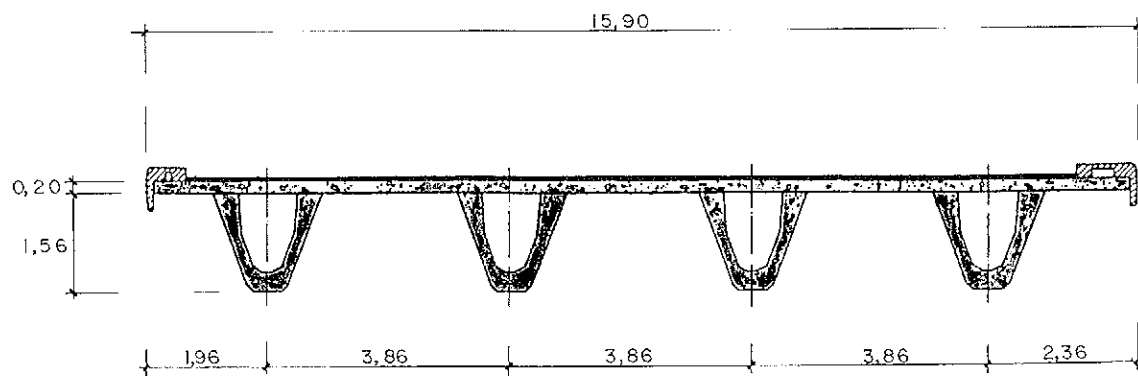
3.1. Vigas

El diseño de las vigas se realizó teniendo en cuenta criterios estructurales y constructivos, con el objeto de aprovechar al máximo los materiales y conseguir un mínimo costo en la ejecución del tablero.

El proyecto de todos los Viaductos se resolvió con una sección geométrica única de viga y tan sólo cuatro longitudes diferentes, lo que fue fundamental para la simplificación de la obra. En la figura nº 4 puede verse la sección tipo de un tablero.

Concretamente, el Viaducto Sur (véase figura nº 5) está destinado a soportar una doble calzada que discurre en curva, con ramales de incorporación y salida. La longitud total es de más de 4 kilómetros. En cuanto a las dificultades de diseño, frente a una solución prefabricada, había que añadir el hecho de que la posición de las pilas debía ajustarse a los imperativos propios de las calles perpendiculares existentes, con cruces a distinto nivel.

Los tableros del Viaducto se resolvieron con prefabricación al 100 por 100, sin la necesidad de disponer tramos "in situ". Para ello se utilizaron 214 vigas de 25 m de longitud, 451 vigas de 30 m, 12 vigas de 35 m y 21 vigas de 40 m. En total, 698 vigas. Las figuras 6 a 13, presentan detalles de la fabricación, almacenamiento, transporte y colocación de las vigas prefabricadas.



Sección transversal de tablero tipo de 14,00 m. de ancho de calzada y 28,90 m. de luz.

Fig. 4.

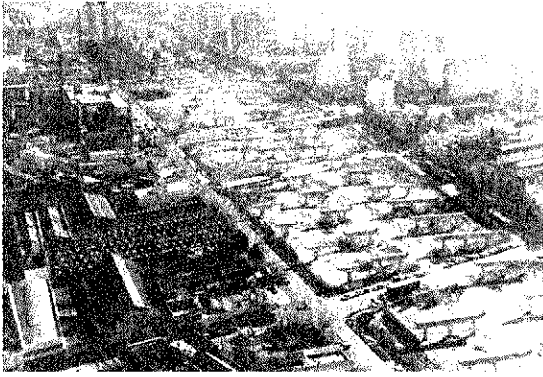


Fig. 5.

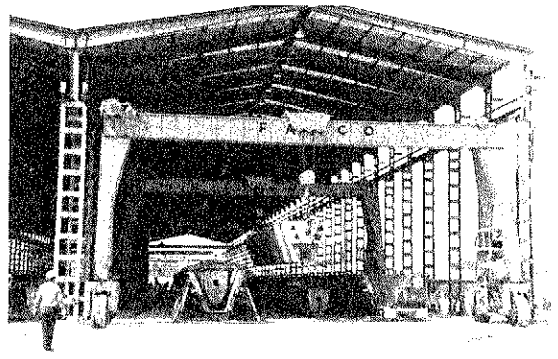


Fig. 9.

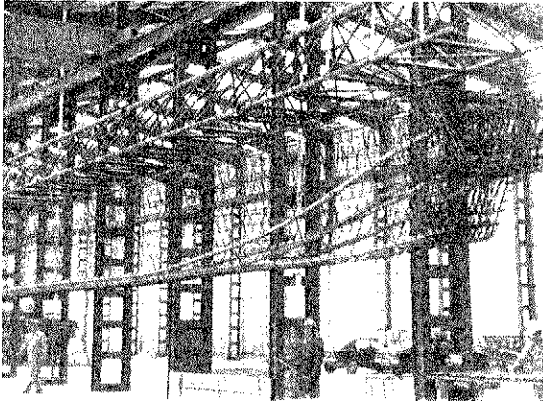


Fig. 6.

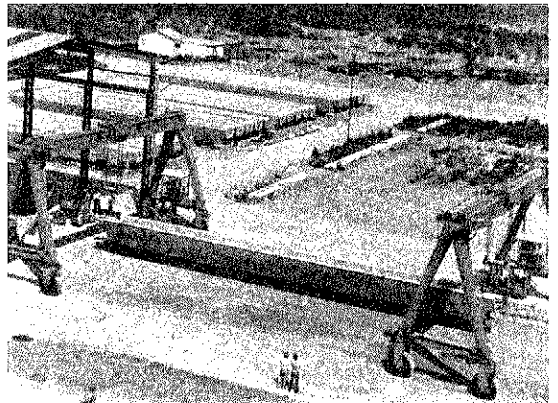


Fig. 10.

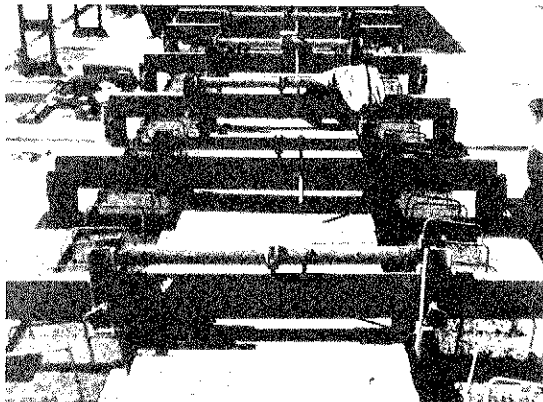


Fig. 7.

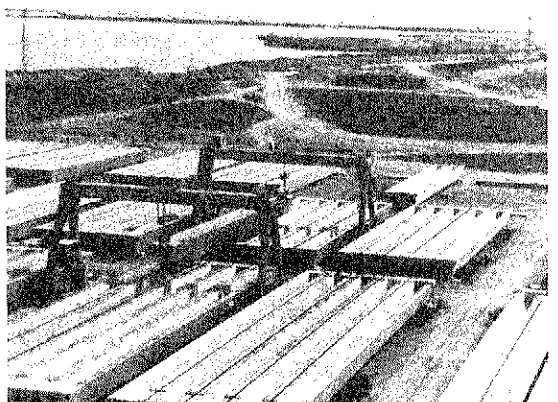


Fig. 11.

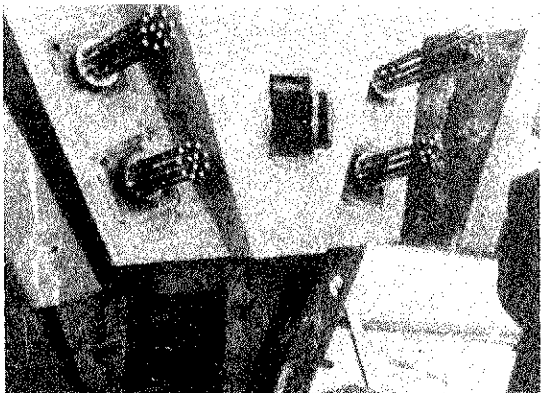


Fig. 8.

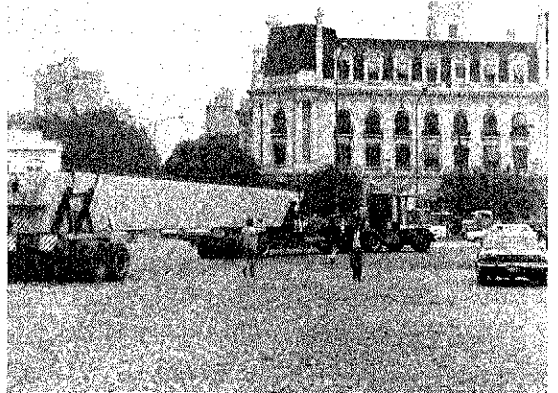


Fig. 12.

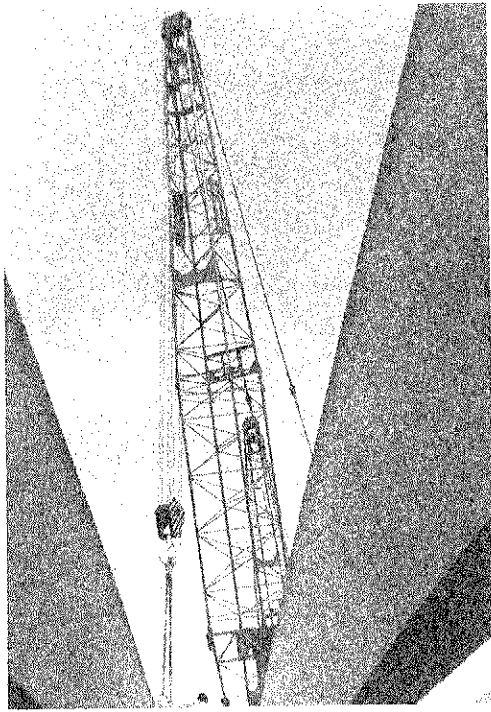


Fig. 13.

3.2. Losetas prefabricadas

Los criterios que determinaron su tipología fueron:

- Necesidad de construir los voladizos de tablero con elementos autoportantes apoyados sobre las vigas.

- Hormigonado de la totalidad del tablero en una sola fase. Ausencia de cimbras y encofrados.

- Economía de materiales y rapidez de ejecución.

Las losetas están constituidas por una estructura espacial formada por redondos de acero electrosoldados, con un fondo de hormigón de 6 cm de espesor, que sirve como encofrado del resto de la losa, colaborando estructuralmente todos los materiales en fases posteriores. La figura n° 14 muestra una loseta que corresponde a una viga extrema.

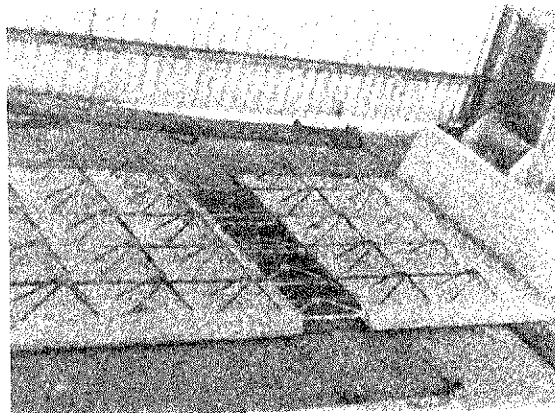


Fig. 14.

La colocación de las losetas se hace de forma que las armaduras salientes de las vigas queden en los espacios comprendidos entre grupos de armaduras de losetas. Por ello, la distancia entre estribos verticales de vigas es idéntica al interje de viguetas de las losetas. (Figura n° 15).

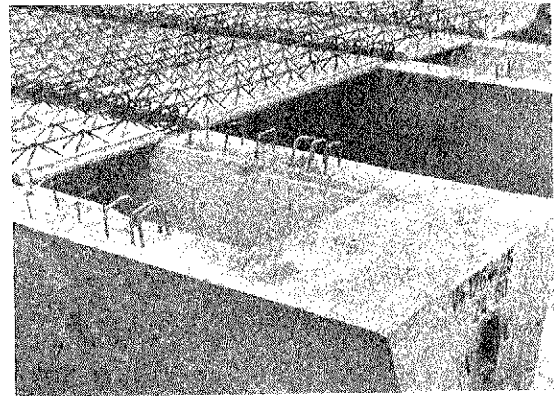


Fig. 15.

Gracias a la estructura espacial formada por redondos, dichas losetas tienen la ventaja de aprovechar todo el canto de la losa definitiva, a efectos resistentes, desde un principio y, por tanto, antes de colocar el hormigón "in situ".

Las losetas se colocan a tope una contra otra, con lo que se completa así la superficie rectangular que cubre cada tablero. La curvatura del Viaducto, variable en casi toda su longitud, determina en el extremo de cada tablero unos espacios de forma trapecial en planta, comprendidos entre losetas. Una vez dispuestas las losetas, se suspende de ellas un encofrado que permite construir dicha zona "in situ" y establecer la continuidad en los tableros. (Figura n° 16).

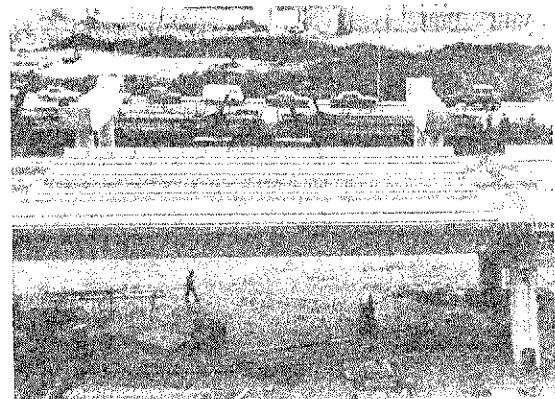


Fig. 16.

La armadura longitudinal de la losa de tablero se coloca una vez se encuentran las losetas en su posición definitiva. Dicha armadura está convenientemente reforzada en zonas localizadas, sin que la naturaleza de las losetas cambie, por lo que

es posible establecer la continuidad estructural entre vanos adyacentes, sin que exista alteración en la tipificación de elementos prefabricados. (Figuras n^o 17, 18, 19 y 20).

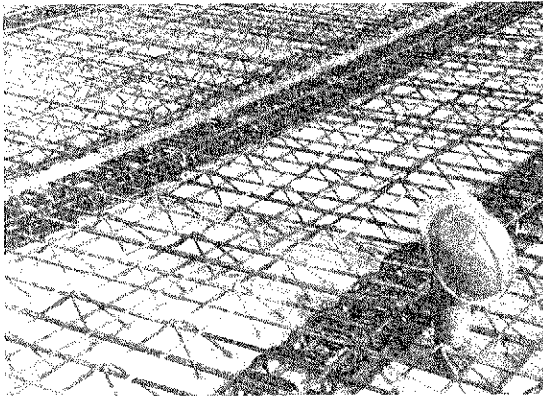


Fig. 17.

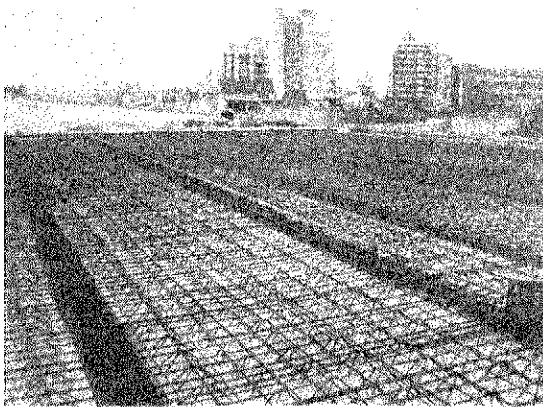


Fig. 18.

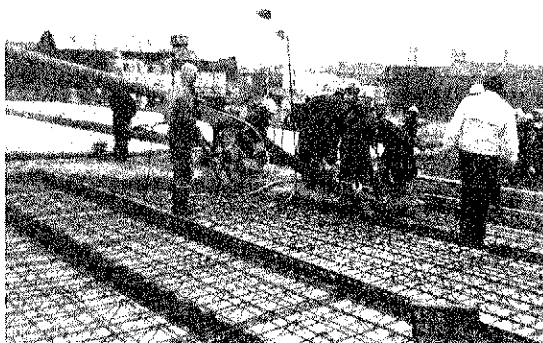


Fig. 19.

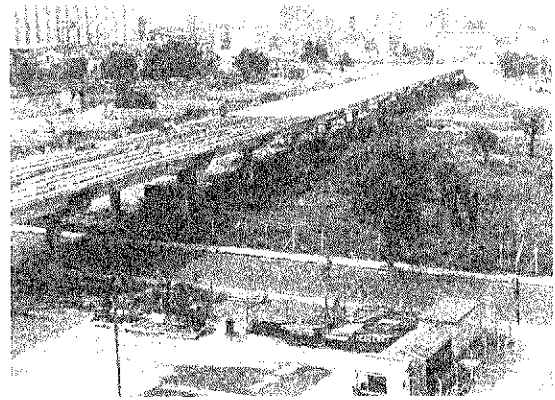


Fig. 20.

3.3. Pilas

Están formadas por cargaderos soportados por fustes (de uno a cuatro por pila). En cuanto a la cimentación, en la mayor parte de la obra se adoptó la solución Pila-Pilote, sin encepado, con profundidades comprendidas entre los 20 y 30 metros. (Figuras n^o 21, 22 y 23).

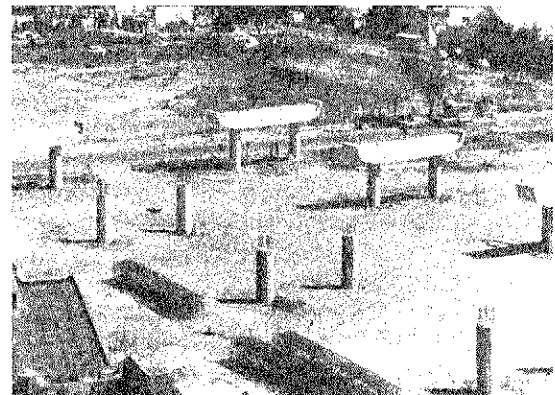


Fig. 21.

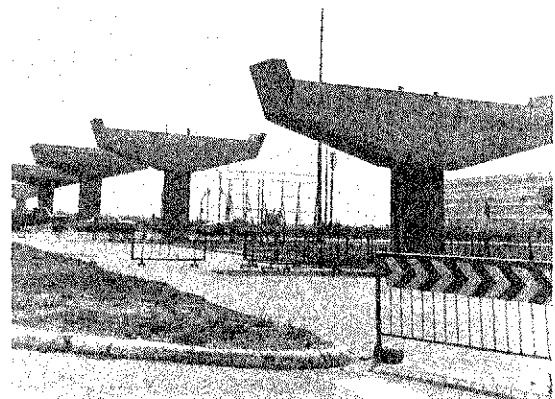


Fig. 22.



Fig. 23.

4. ANALISIS ESTRUCTURAL

Los tableros se estudiaron con el método de las bandas finitas para la determinación de esfuerzos en vigas y losas de tablero. En la figura n° 24 se puede ver la sección tipo de tablero de un ramal, y la discretización realizada en el modelo.

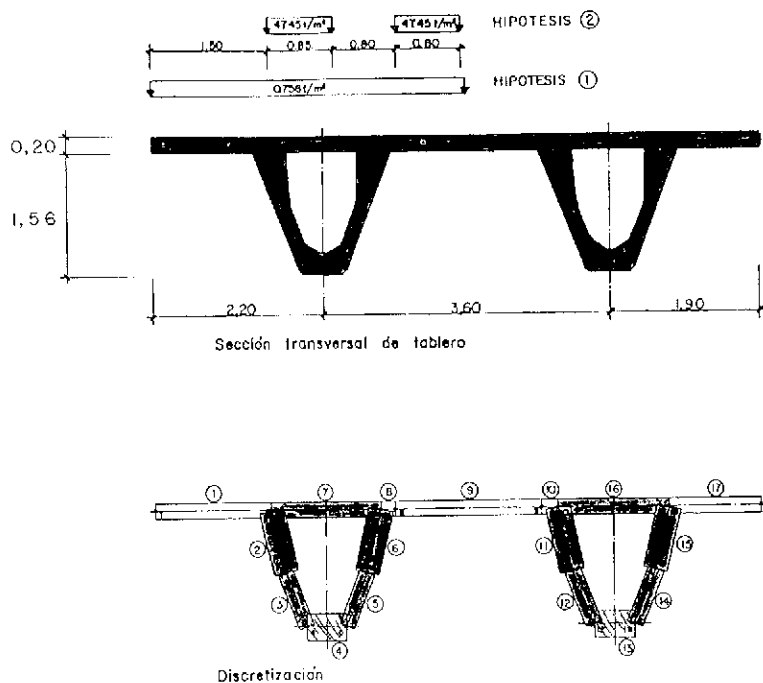


Fig. 24.

En las zonas de losa cercanas a las pilas (continuidad y junta), dadas las condiciones de apoyo de la losa superior sobre las cabezas de las vigas, se suplementó el análisis mediante elementos finitos. En la figura n° 25 se representa un croquis en planta de la losa, en una zona de continuidad.

En cuanto al estudio de las pilas es interesante mostrar el método seguido y el sistema de cálculo desarrollado mediante ordenador.

Tan sólo en el Viaducto Sur (figura n° 26) existían 166 pilas, la mayor parte de ellas con características geométricas diferentes. También era distinta la posición y magnitud de las cargas verticales actuantes producidas por el apoyo de vigas.

La distribución de cargas horizontales en pilas, debidas a frenado, viento y efectos reológicos, se realizó teniendo en cuenta la rigidez de los fustes, espesor de apoyos de neopreno, efectos reológicos diferenciales entre vigas y losas, coeficiente de balasto horizontal del terreno frente a la reacción de pilas-pilote, etc.

Todo ello fue tenido en cuenta en el proceso de ordenador, haciendo posible dimensionar adecuadamente y con la mayor economía, cada una de las pilas (fustes y cargaderos), así como la verificación del esfuerzo rasante entre vigas y losas, producido no sólo por la acción de las cargas verticales, sino también por los efectos reológicos diferenciales, comprobándose con ello la armadura de conexión. En la figura n° 27 puede verse un tramo de viaducto totalmente terminado.

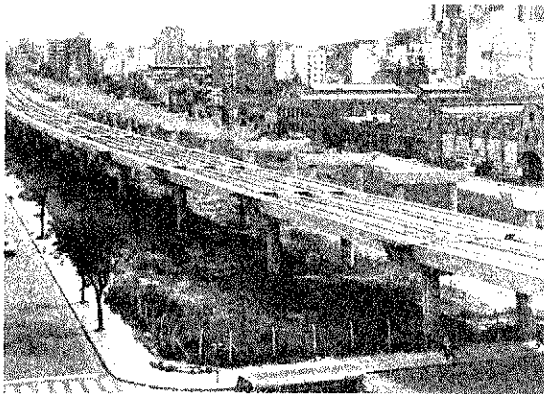
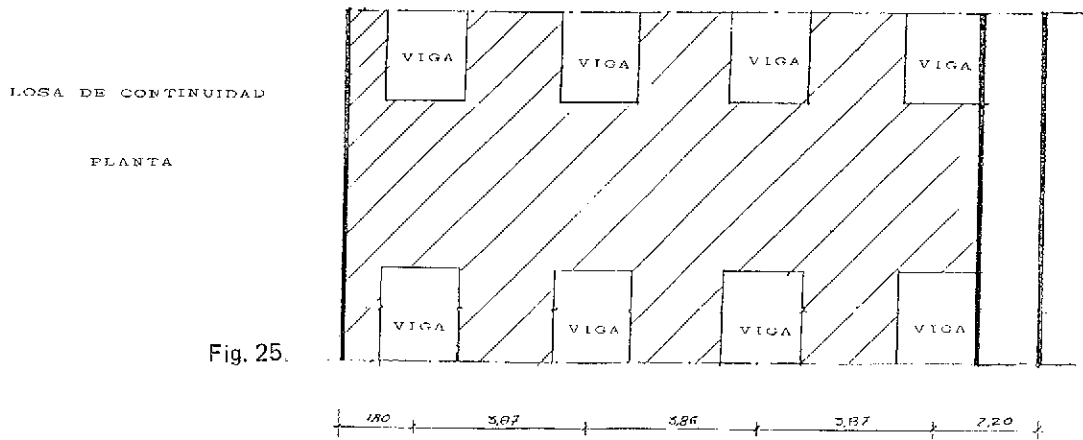


Fig. 26.

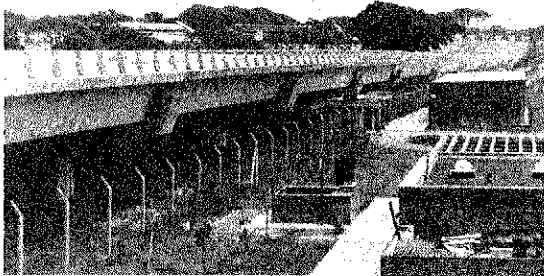


Fig. 27.

5. NORMAS UTILIZADAS. RENDIMIENTO DE MATERIALES

Los elementos de hormigón se verificaron de acuerdo con las Normas DIN y se utilizó el tren de cargas argentino para Cálculo de Puentes.

Creemos interesante exponer algunas de nuestras conclusiones, obtenidas como consecuencia de la aplicación de las Normas DIN a este Proyecto concreto y su comparación con las Normas Españolas, en lo referente a aspectos económicos.

De una forma general, se dedujo que la cantidad de acero requerida por la Norma DIN es superior a la Española en unas cantidades que oscilan entre el 2 por 100 y el 5 por 100, según el tipo de piezas

y solicitaciones. El acero requerido por la Norma DIN es superior, no sólo por los criterios y bases de dimensionamiento, sino también por exigencias de cuantías mínimas. En cuanto al hormigón pretensado, la Norma DIN resultó ser más rigurosa en cuanto a la verificación del agotamiento y sin embargo, proporcionó mayores recursos en el diseño, durante la verificación de los estados de servicio, lo que redundó en ocasiones en beneficio de la economía global.

En conjunto se logró un alto rendimiento en el empleo de materiales, debido fundamentalmente al grado de aplicación llevado a cabo durante el diseño y a la posibilidad de utilizar unos medios de verificación de la estructura pieza a pieza, que no son habituales en obras de menor envergadura. A pesar de que el Tren de Cargas argentino resulta en conjunto más desfavorable que el español y la aplicación de las Normas DIN exige algo más de acero, se lograron unas cuantías de acero, por metro cuadrado de tablero, ligeramente inferiores a las de obras similares ejecutadas en España.

RESUMEN

Exposición de los criterios de proyecto seguidos en la realización de un conjunto de viaductos pertenecientes a una obra de gran magnitud, que ha sido parcialmente ejecutada.

Los tableros de los viaductos han sido resueltos mediante vigas prefabricadas de hormigón post-tensado con sección en cajón y losas también prefabricadas.

SUMMARY

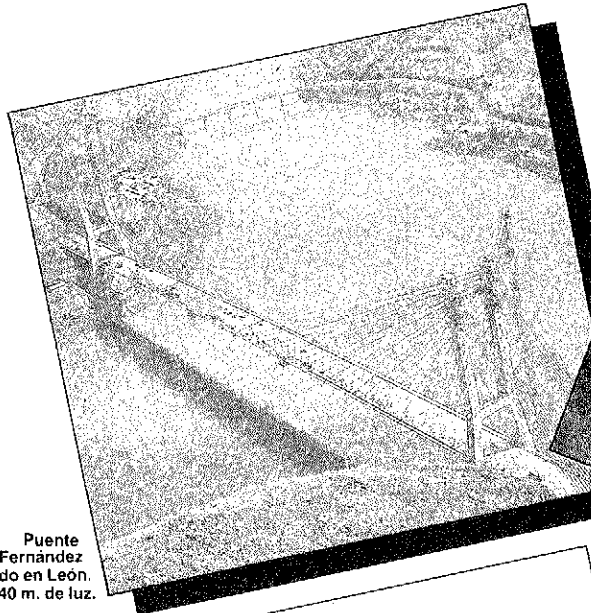
Exposition of the project criteria followed in the completion of a group of viaducts pertaining to a construction of large magnitude which has been partially executed.

The decks of the viaducts have been resolved by means of precast beams of post-tensioned concrete, with hollow cross section, and slabs, also precast.

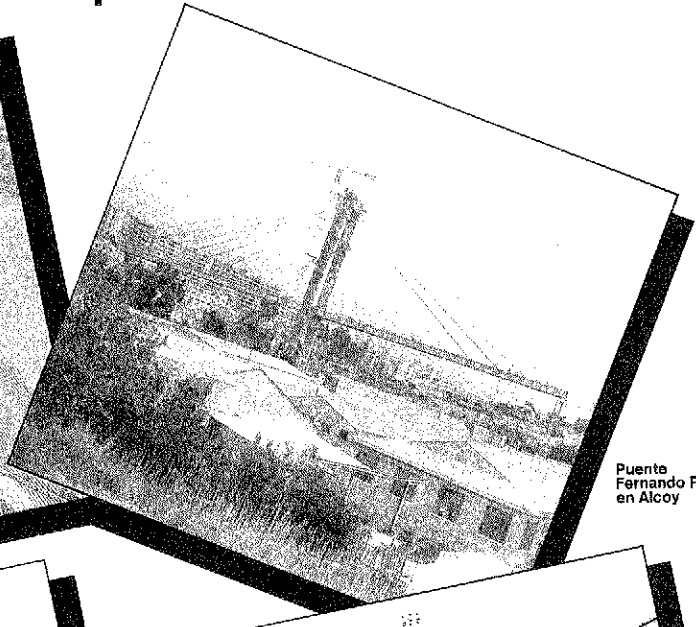
Sistema de pretensado

La solución racional a sus problemas constructivos

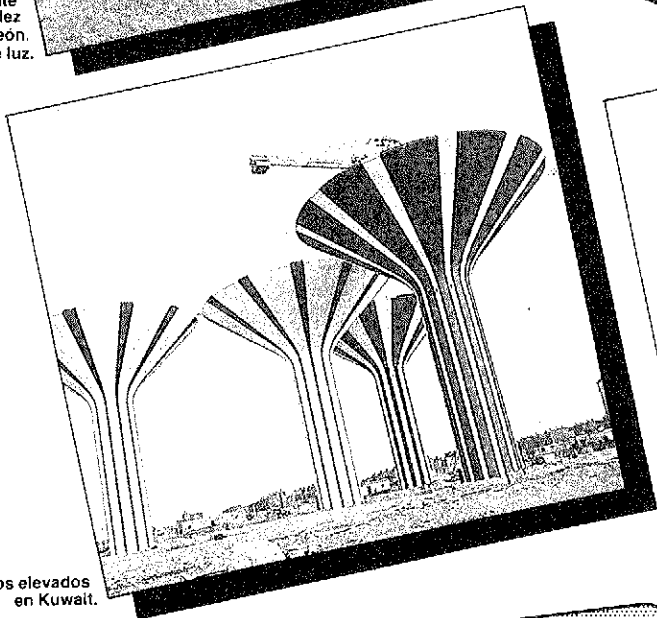
STRONGHOLD



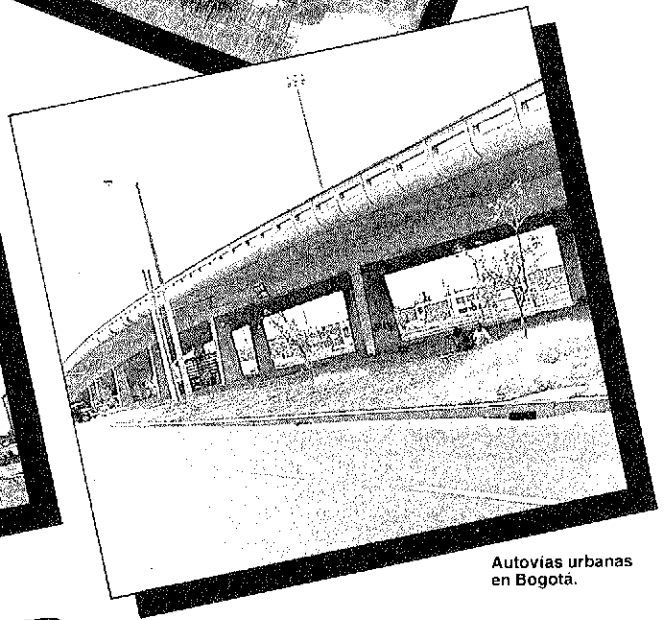
Puente
Carlos Fernández
Casado en León.
440 m. de luz.



Puente
Fernando Reig
en Alcoy



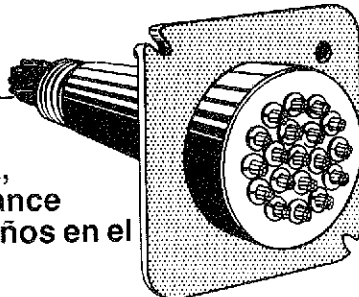
Depósitos elevados
en Kuwait.



Autovías urbanas
en Bogotá.

El sistema Stronghold, desarrollado en España, representa el mayor avance técnico de los últimos años en el campo del pretensado.

Su gran variedad de anclajes se adapta a las necesidades de cada obra particular y sus gatos automáticos de agarre frontal son compactos, ligeros y de gran eficiencia.



Pida información sobre:

- Anclajes y equipos para postensar.
- Apoyos SLIDE elastoméricos y de teflón.
- Juntas de dilatación CETEC.
- Anclajes en el terrero.
- Desplazamiento y elevación de grandes pesos.



CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS. S.A.

Aribau, 135, 5^o, 7^a - Tels. 200 87 11 - 200 81 21 - Telex 520019 CETECE - Fax (3) 2098590 - 08021 BARCELONA

Prefabricación de puentes de gran luz. El puente de Alcoy

Manuel Burón Maestro
 Angel Ortiz Bonet
 Luis Gómez Sanz
 Ingenieros de Caminos C. y P.
 Departamento Técnico de PACADAR, S.A.

La prefabricación de puentes mediante piezas ligeras, se ha limitado, hasta la fecha, a la realización de estructuras de luces pequeñas o medias. Se puede hablar de 45 m de luz como tope de la prefabricación habitual. Este límite responde a las circunstancias siguientes:

- a) Posibilidad de transporte.
- b) Uso de la pieza prefabricada como unidad resistente en sí misma, sin necesidad de unir a otras, salvo por sencillas losas de compresión, configurando modelos tipológicos isostáticos.
- c) Máxima economía. Es indudable que utilizando la prefabricación como se ha descrito, se obtiene el modo más económico de resolver los puentes de luces pequeñas o medias.

Esta última consideración, la economía de las soluciones prefabricadas, es consecuencia de las características esenciales de la prefabricación en factorías fijas, auténticas fábricas donde aquello que es difícil de ejecutar "in situ", se realiza sencillamente.

La prefabricación en factoría fija permite:

- Aplicar métodos de trabajo industriales, serios, sencillos y controlables.
- Utilizar encofrados y medios auxiliares sencillos y con gran número de puestas.
- Mantener ritmos de trabajo constantes, obtenidos con niveles permanentes de actividad.
- Independencia de factores climáticos, evitando pérdidas de jornadas laborales.
- Control de calidad intenso y continuo, lo que permite aceptar la pieza en factoría, evitando la "incertidumbre" o el "hecho consumado" propio de la ejecución in situ.
- Planificación industrial de la producción, lo que permite determinar costes y plazos.
- Certeza y reducción de los plazos de la obra.
- Reducción de la plantilla laboral a pie de obra.

– Determinación "a priori" del precio cierto de la obra.

Para aprovechar todas estas ventajas en la construcción de puentes de gran luz, era necesario mejorar la tecnología propia de la prefabricación habitual, para convertir ésta en un auténtico sistema de construcción.

La evolución de la prefabricación que de un modo continuo, iniciado en 1945, lleva a cabo PACADAR, nos permite, en la actualidad, contar con esta tecnología, plenamente desarrollada, como un auténtico sistema de construcción.

Buen ejemplo de ello es el puente "Fernando Reig" en Alcoy. Este puente atirantado, de 273 m entre estribos y 17,40 m de anchura, ha sido construido con el tablero de hormigón totalmente prefabricado por PACADAR.

La prefabricación efectuada supone una novedad tecnológica importante en el panorama mundial de la construcción de este tipo de puentes, ya que, por primera vez en la construcción de puentes de gran luz, se han utilizado piezas lineales que, por sus dimensiones y pesos, resultan fácilmente manejables y hacen que el montaje del tablero en obra sea sencillo y se consiga un ritmo rápido de avance en la ejecución del mismo.

La utilización de la prefabricación, como sistema de construcción, ha permitido realizar la totalidad del tablero en 3 meses estableciéndose en el montaje de la obra, el record de construir 96 m de tablero en 20 días de trabajo.

El tablero, totalmente prefabricado por PACADAR en sus fábricas de Madrid y Valencia, está modulado en vanos de 12 m, de modo que esta es la distancia entre los tirantes (Foto 1) y se forma con las piezas siguientes: Dovelas, vigas riostra, vigas longitudinales y placas.

Las dovelas constituyen las piezas principales del tablero y se disponen en cada uno de los extremos de la sección transversal (Foto 2). Son vigas cajón de 2,50 m de canto, 3,90 m de anchura y longitudes de 7 m y 5 m, alternativamente. Estas

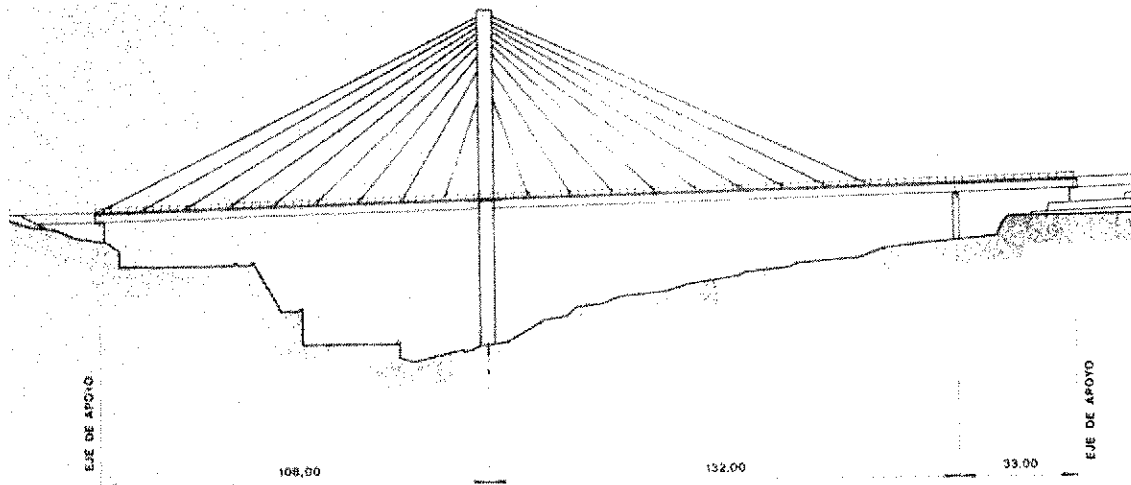


Foto 1. Alzado del puente.

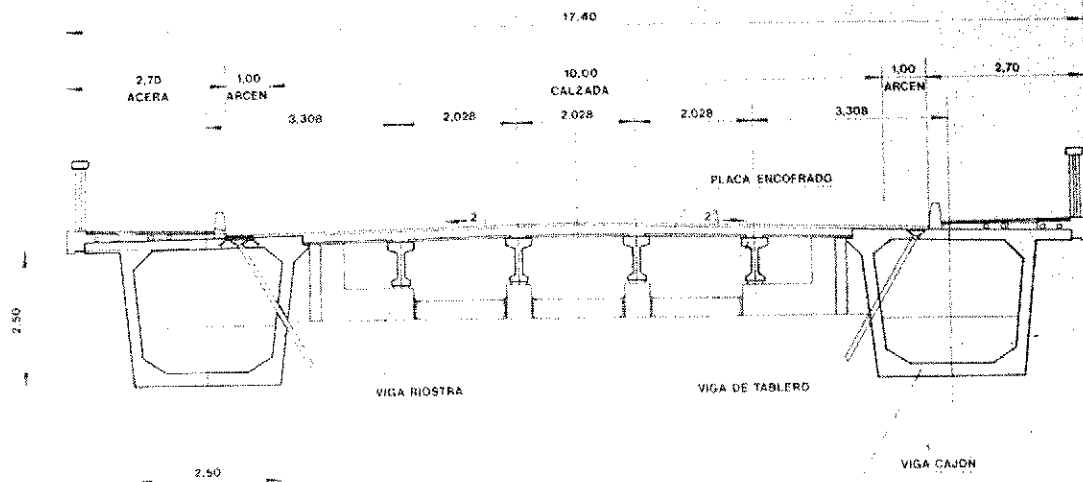


Foto 2. Sección transversal del tablero.

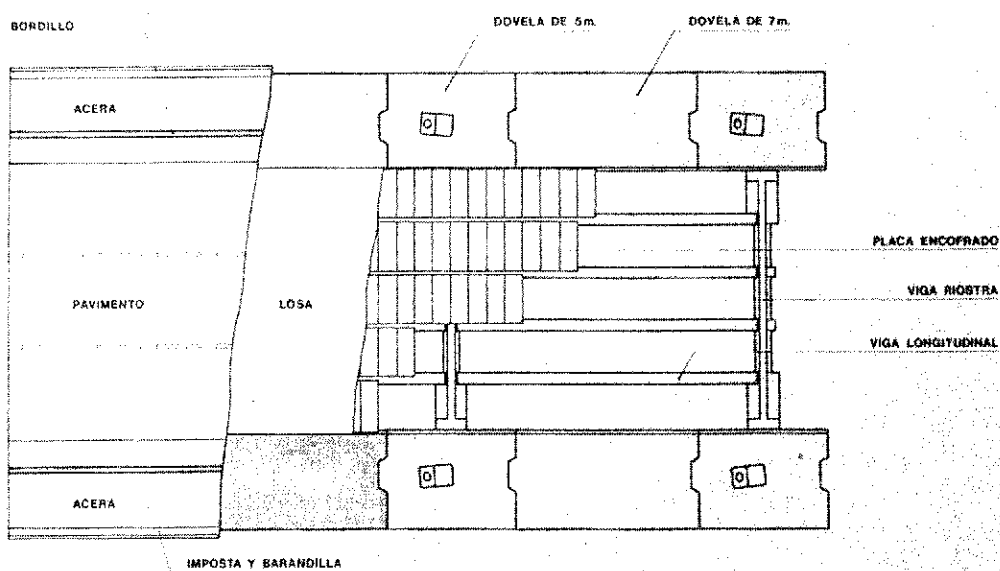


Foto 3. Planta del tablero.

longitudes corresponden a la partición efectuada del módulo de 12 m (Foto 3). La dovela de 5 m lleva en su interior la riostra transversal en la que se ancla el correspondiente tirante. La partición efectuada ha permitido equilibrar el peso de los dos tipos de dovela, que se mantienen alrededor de las 50 toneladas (Foto 4).

Las dovelas se unen en obra, con junta seca sobre la que se aplica una película fina de resina epoxi, mediante el postesado de montaje, que era sustituido posteriormente por el postesado definitivo que se enfilaba "in situ" a través de las vainas que, a tal efecto, llevaban las dovelas (Foto 5).

Este tipo de junta exige que el hormigonado de cada dovela se realice contra la que la precede en la obra, según el orden de montaje establecido.

Para la prefabricación de las dovelas se ha dispuesto de dos líneas de fabricación dotadas, cada una de ellas, de un molde para dovelas de 7 m y otro para dovelas de 5 m. El ritmo de fabricación es de 4 dovelas a la semana, lo que equivale a un tramo completo de 12 m semanalmente.

Los moldes utilizados son metálicos, siendo los exteriores fijos y los interiores móviles mediante un sistema de túneles articulados, con rodadura longitudinal (Foto 6).

El control dimensional de las dovelas, así como su alineación en planta, alzado y sección transversal, se ha referido a las partes fijas de los moldes, solera y paramentos exteriores, colocados y nivelados mediante riguroso control topográfico.

La línea de fabricación de la ferralla, dotada de utillaje móvil para reproducir la geometría de cada dovela, ha permitido introducir en el molde la ferralla terminada y perfectamente posicionada (Foto 7).

Para el hormigonado se ha dispuesto un sistema de desplazamiento de las dovelas fabricadas mediante apoyos de neopreno-teflón, así como un sistema de posicionamiento de las mismas mediante empujadores hidráulicos y mecánicos, que aseguran, con el correspondiente control topográfico, la correcta alineación de las dovelas.

En el vano de acompañamiento, el módulo de 12 m se dividió en piezas de 4 m, con objeto de poder regruesar la sección tipo sin sobrepasar el peso establecido para cada pieza. Para la fabricación de las dovelas de 4 m se dispuso de una línea de fabricación análoga a las utilizadas para las dovelas de 7 m y 5 metros.

La prefabricación de las dovelas ha permitido controlar en el parque de productos terminados de la fábrica (Foto 8) el procedimiento de unión y el peso propio de todas las dovelas. Este control de pesos propios, prácticamente imposible de efectuar en una obra "in situ", es fundamental para el con-

trol geométrico de la estructura durante el proceso de construcción.

La prefabricación también ha permitido instalar en fábrica la instrumentación necesaria para el control de la obra, con tiempo suficiente como para poder tarar las diversas medidas, a partir de las condiciones iniciales de la obra, antes de iniciar el montaje.

Uniendo transversalmente las dos líneas de dovelas, que constituyen los bordes de la estructura básica del tablero (Foto 9), se disponen, cada 12 m y coincidiendo con los puntos en que se anclan los tirantes, las vigas riostra, completando de este modo la estructura básica del tablero.

La unión viga riostra-dovela, se postesa mediante cuatro barras Dywidag que, alojadas en la dovela (Foto 10), se enhebran en la viga riostra hasta alcanzar los cajetines, situados en éstas, desde los que se realiza el postesado.

Las vigas riostra se han fabricado con un molde metálico cuyas caras laterales coinciden exactamente con la parte de la dovela a la que se unirán en obra. La sección utilizada es la de T invertida, para poder montar, entre cada dos vigas riostras, las vigas longitudinales.

La estructura complementaria entre vigas riostras cubre el vano de 12 m, como cualquier tablero prefabricado de la misma luz. De este modo gran parte del tablero se resuelve aplicando la técnica habitual de los tableros de vigas prefabricadas pretensadas, cuyas ventajas y rendimientos son por todos conocidos.

Para ello se disponen las vigas longitudinales, consistentes en vigas prefabricadas pretensadas, de sección doble T, de 0,80 m de canto, entre las que se disponen placas prefabricadas pretensadas.

La estructura se complementa con la ejecución "in situ" de la losa de compresión, de 0,16 m de espesor, que solidariza el conjunto vigas longitudinales-vigas riostras-dovelas (Foto 11).

Las vigas longitudinales y las losas de encofrado perdido se fabrican en bancos de 180 m de longitud, con lo cual, a pesar del gran número de estas piezas, existente en el tablero, se pueden fabricar al ritmo marcado por las dovelas.

Para el transporte de las piezas hasta la obra se utilizan vehículos especiales tipo góndola para las dovelas y vehículos normales para el resto de las piezas.

En el planteamiento formal de esta obra se ha considerado la necesidad de conseguir un conjunto de gran interés estético, ya que este puente se incorpora al patrimonio excepcional de Puentes que la Ciudad de Alcoy ha ido levantando a lo largo de su Historia.

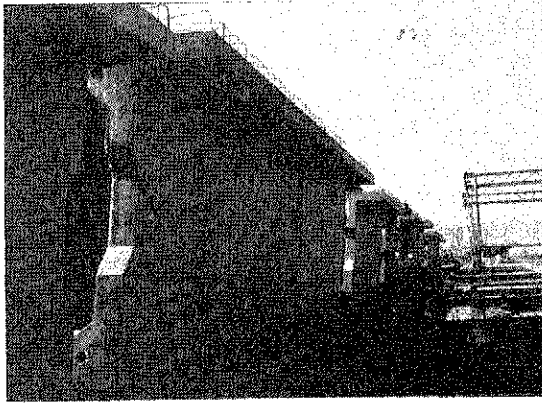


Foto 4. Dovelas de 7 m.

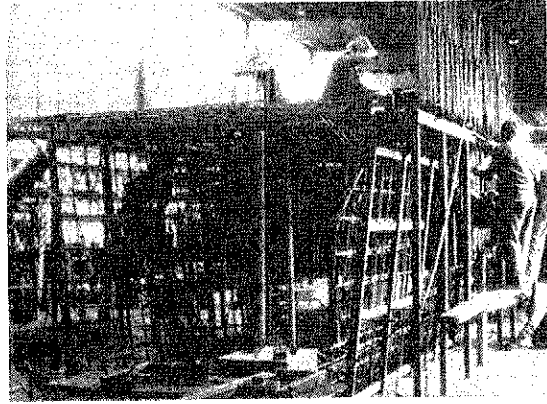


Foto 7. Fabricación de dovelas (Ferralla).

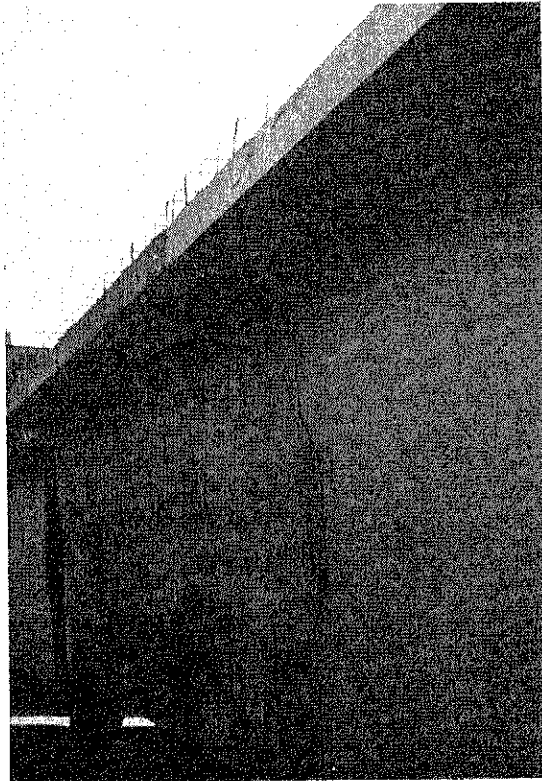


Foto 5. Dovelas unidas en fábrica.

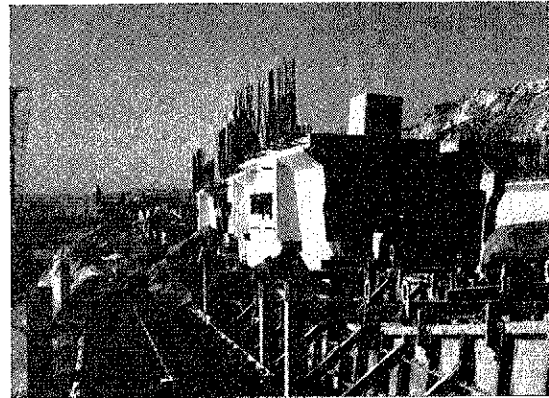


Foto 8. Acopio de dovelas en parque.

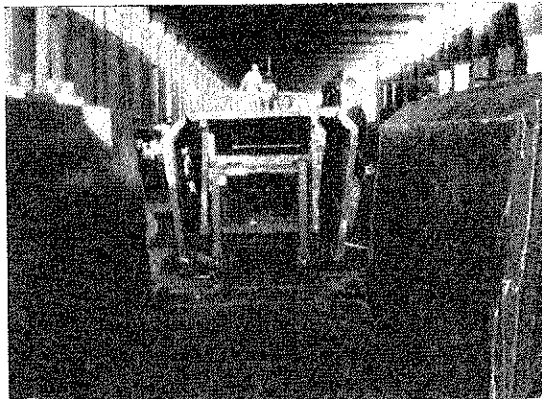


Foto 6. Fabricación de dovelas (Molde).

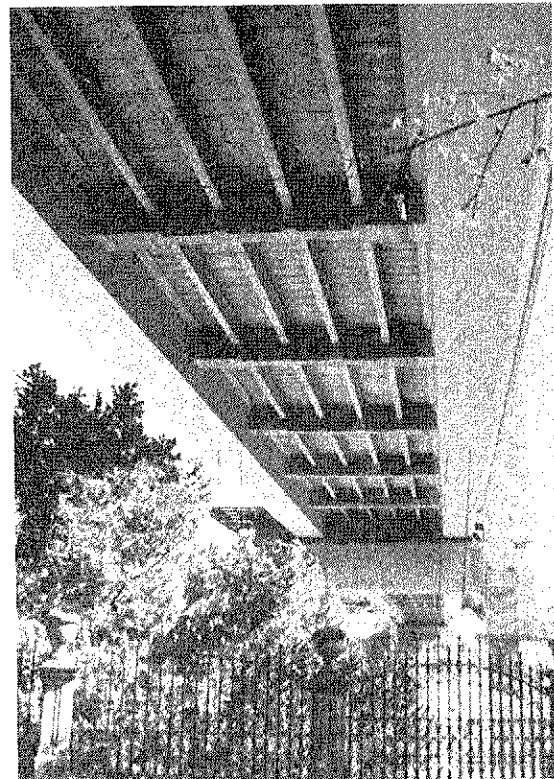


Foto 9. Artesonado inferior con vigas riostra y viguetas.

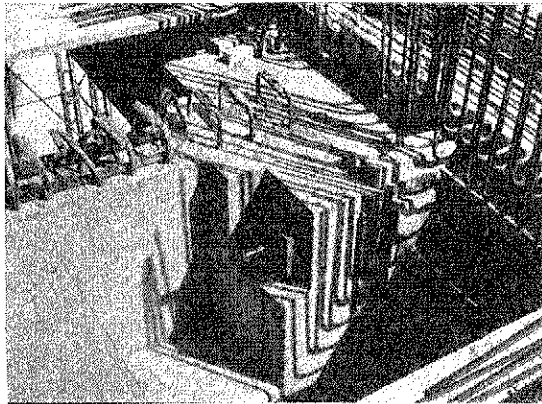


Foto 10. Detalle de unión dovela viga-riosta.

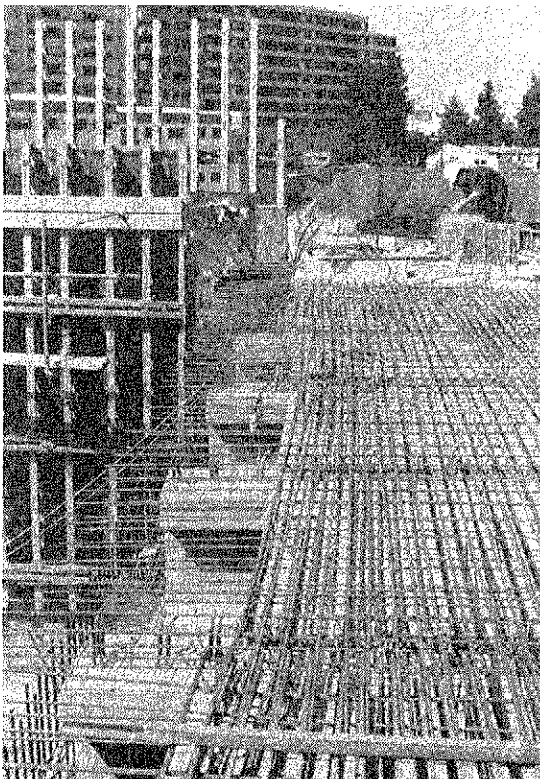


Foto 11. Vigas longitudinales, placas y armadura losa compresión.

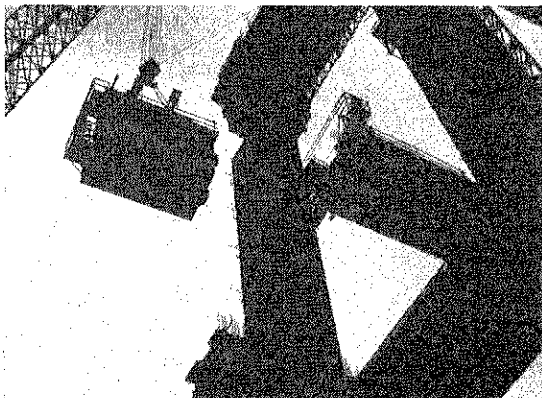


Foto 12. Vista de una fase de montaje.

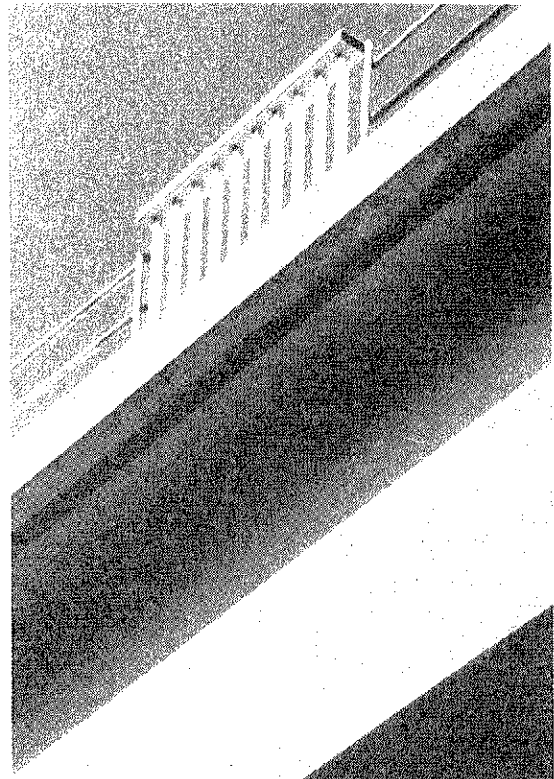


Foto 13. Imposta y barandilla.

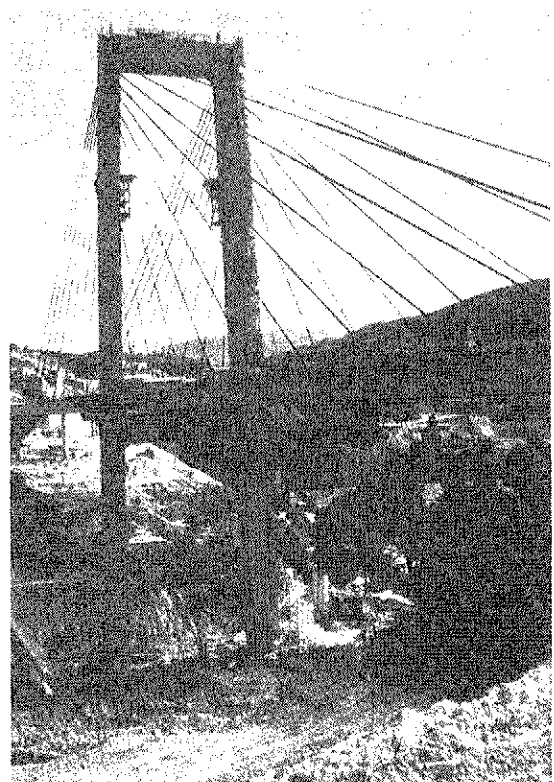


Foto 14. Una vista de la pila y el tablero.

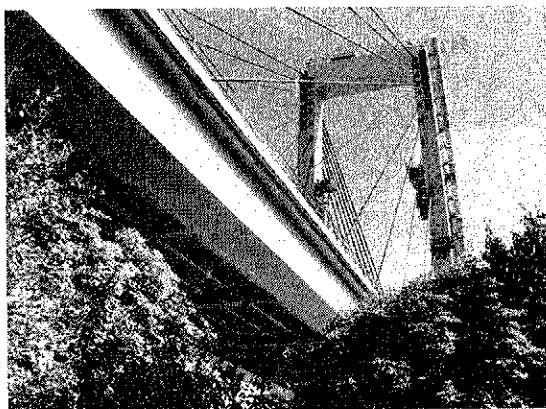


Fig. 15. Otra vista de la pila y el tablero.

Con todo ello, el puente adquiere el carácter de obra excepcional, de gran calidad estética, poniendo de manifiesto que la utilización de la prefabricación y las secciones resistentes habitualmente utilizadas, vigas doble T y cajón, no vulgariza ni empobrece la calidad estética de la obra, ya que ésta no depende del sistema de construcción empleado, sino del diseño del conjunto. No depende del uso de costosos y complicados elementos resistentes, sino de la armonía conseguida entre los elementos que determinan la imagen de la obra.

El puente "Fernando Reig", de Alcoy, abre un nuevo campo a la prefabricación, que se muestra también como sistema de construcción eficaz para

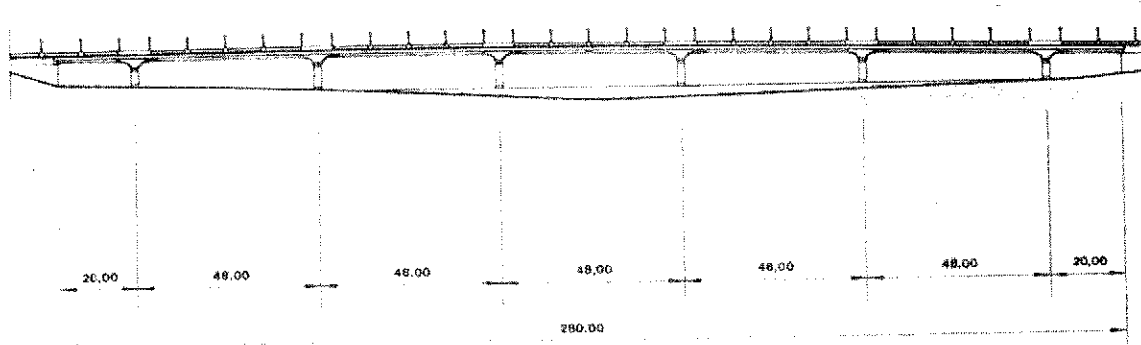


Foto 16. Puente de tablero continuo y sección variable.

El montaje, de gran sencillez, se realizó en el plazo record antes citado, empleando 2 grandes grúas Manitowod (Foto 12).

El diseño del puente trata de manera singular la pila central, de gran esbeltez, los anclajes de los tirantes en el tablero, que se alojan en el interior de las dovelas para que no interrumpen visualmente la apreciación global del conjunto, el aspecto inferior del tablero, que se puede contemplar desde el valle, diseñado como un artesonado, el paramento lateral de los estribos que acompañan formalmente al tablero, y el conjunto barandilla-imposta de proporcionadas dimensiones, como remate del alzado del puente (Foto 13).

La pila central, que ya constituye un hito fundamental de la Ciudad, ha sido construida con hormigón de aridos de color, que se han expuesto a la luz mediante el tratamiento de la superficie al chorro de arena. De esta forma la esbelta figura de la pila adquiere el color de la caliza roja de Alicante.

El tratamiento cromático realizado pintando los tirantes y el tablero, completan el conjunto (Fotos 14 y 15).

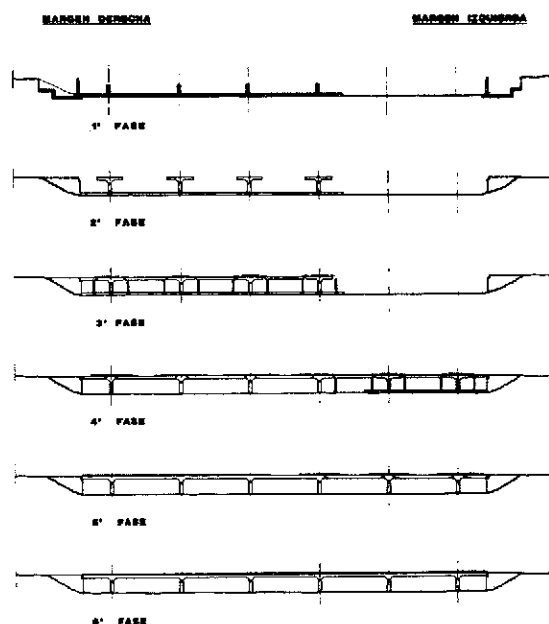


Foto 17. Puente de tablero continuo y sección variable. Proceso construcción.

puentes de grandes luces, superando las limitaciones existentes hasta la fecha, como se demuestra en los siguientes diseños realizados también con piezas prefabricadas en las fábricas de PACADAR.

PUENTE DE TABLERO CONTINUO Y SECCION VARIABLE, CON VANOS DE 70 m

El tablero (Foto 16), totalmente prefabricado, se divide en dos piezas tipo. La primera, en forma de gaviota, se coloca sobre las pilas y la segunda se sitúa en el centro de los vanos. A continuación se procede al hormigonado de la losa de compresión, que ejecutada "in situ", solidariza el conjunto, y al postesado de continuidad que complementa la armadura de pretensado dispuesta en la fábrica (Foto 17).

La sección transversal corresponde al tipo de secciones multicelulares, de canto variable, obtenidas mediante la utilización de varias vigas cajón (Foto 18).

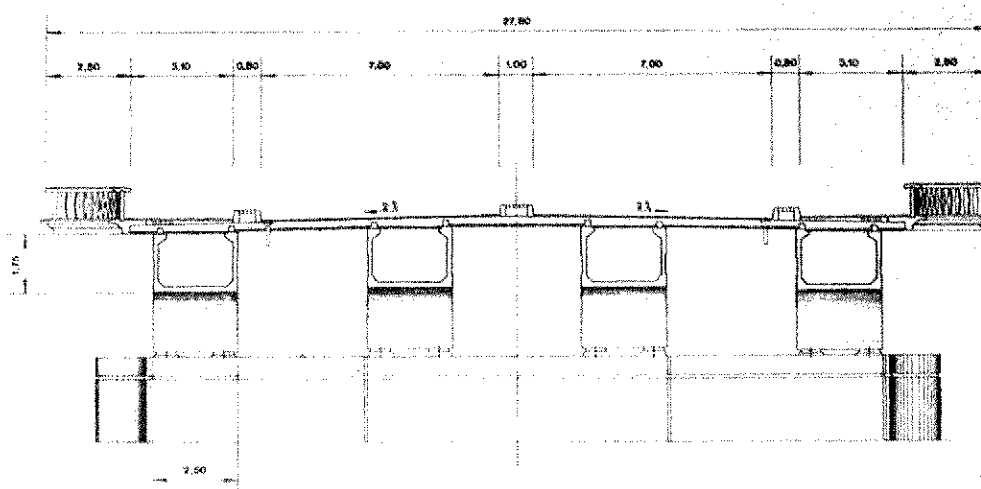


Foto 18. Puente de tablero continuo y sección variable. Sección transversal.

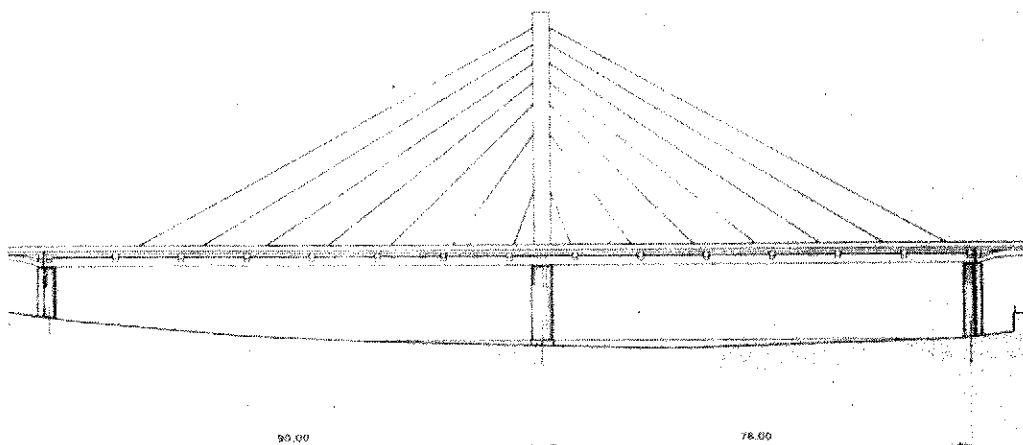


Foto 19. Puente atirantado con un plano de cables. Alzado.

PUENTE ATIRANTADO CON UN PLANO DE CABLES

El tablero de este puente atirantado, totalmente prefabricado, consta fundamentalmente de una dovela que forma la estructura básica central del tablero que se suspende cada 12 m de los tirantes (Foto 19).

Las dovelas prefabricadas incluyen, totalmente terminadas en la fábrica, las riostras en las que se ancla el correspondiente tirante, cuyo anclaje se sitúa en el interior de la propia dovela.

La estructura básica del tablero se completa con dos vigas transversales, una a cada lado de la dovela, que, dispuestas en sendos voladizos laterales a la dovela, sirven de sustento a la estructura secundaria del tablero (Foto 20).

Todas las uniones de la estructura básica son secas mediante interfase de resina - epoxi y postesado longitudinal y transversal.

La estructura secundaria del tablero está compuesta de vigas longitudinales prefabricadas pretensadas y placas prefabricadas pretensadas dispuestas entre vigas longitudinales.

El hormigonado in situ de la losa de compresión completa la estructura secundaria y solidariza el conjunto dovela-viga transversal-vigas longitudinales.

Las vigas longitudinales son de diferentes cantos para obtener una variación transversal del canto, de alto valor estético. Con el mismo fin se ha dotado al extremo de las vigas transversales de sendos escudos que actúan como tapajuntas.

PUENTE ATRANTADO CON DOBLE PLANO DE CABLES

El tablero totalmente prefabricado de este puente está constituido por los siguientes elementos: Dovelas, vigas transversales y placas.

Las dovelas forman los bordes del tablero y se suspenden de los tirantes cada 12 m (Foto 21).

La dovela, cuando así le corresponde, lleva incorporada la riostra donde se ancla el tirante. En este caso, el anclaje del tirante está situado en el exterior de la dovela.

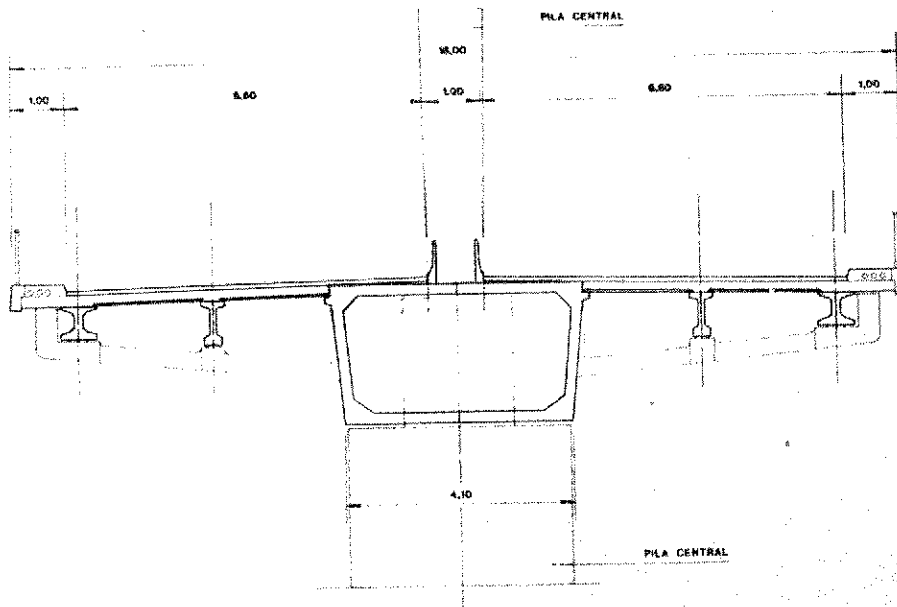


Foto 20. Puente atrantado con un plano de cables. Alzado. Sección transversal.

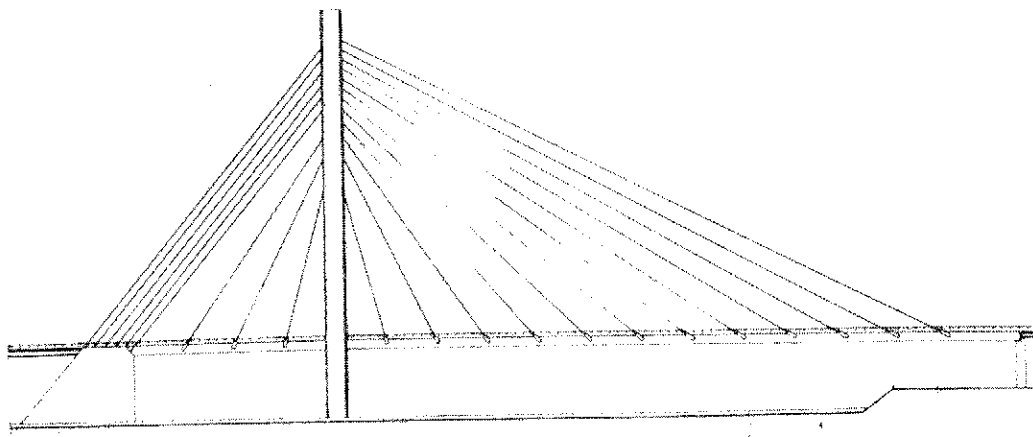


Foto 21. Puente atrantado con doble plano de cables. Alzado.

Entre dovelas se colocan las vigas transversales (Foto 22).

Todas las uniones son secas, mediante interfase de resina epoxi y postesado longitudinal y transversal.

Entre vigas transversales se disponen placas prefabricadas y el conjunto se solidariza mediante la ejecución de una losa de compresión "in situ" (Foto 23).

En definitiva, el puente "Fernando Reig" de Alcoy y estos otros diseños que se han comentado, son un buen ejemplo de las ventajas que ofrece la prefabricación como sistema de construcción y una demostración de la capacidad que PACADAR tiene para ofrecer estas ventajas a proyectistas y constructores.

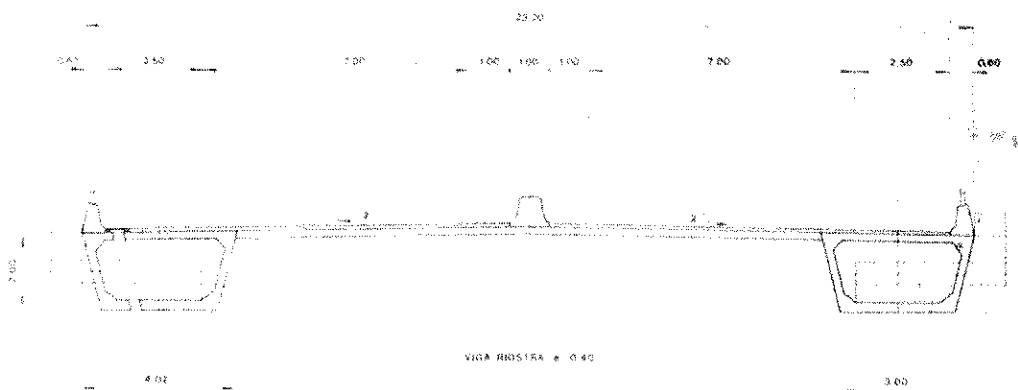


Foto 22. Puente atirantado con doble plano de cables. Alzado. Sección transversal.

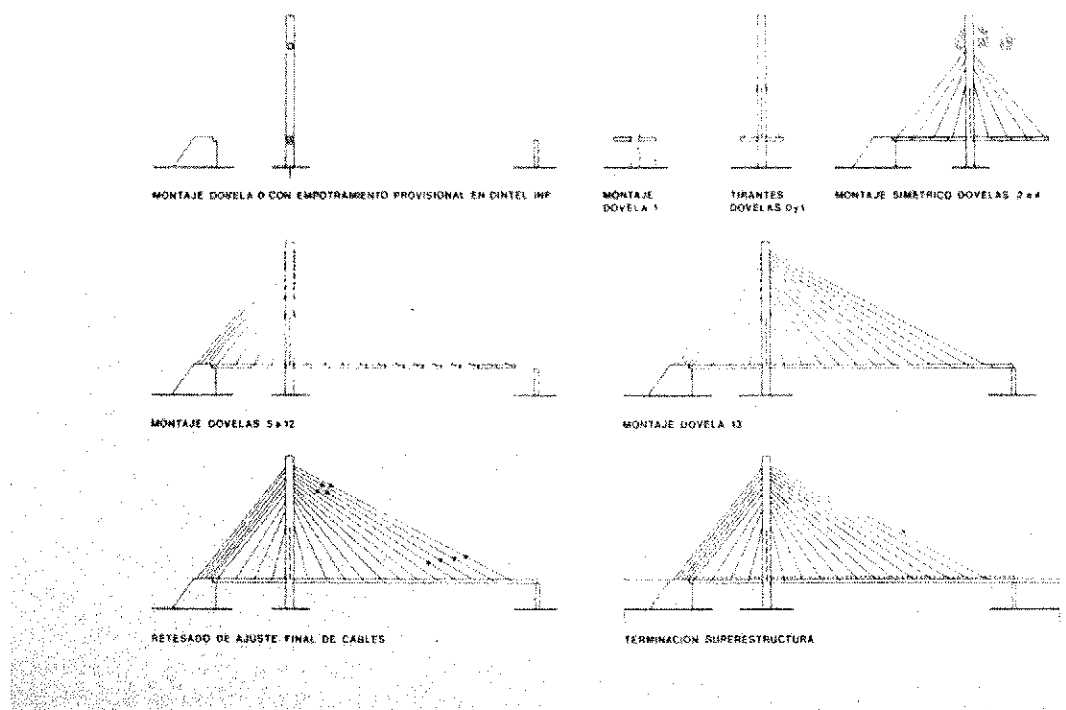


Foto 23. Puente atirantado con doble plano de cables. Alzado. Proceso de construcción.

RESUMEN

Se abordan diversas soluciones para prefabricar tableros de puentes de luces mayores de 45 m. La principal obra descrita, el puente de Alcoy atirantado con pila única y luces de 108 y 132 m, fue prefabricado en elementos longitudinales de menos de 60 t por la Empresa PACADAR, S.A. y montado en un plazo record, alcanzándose los 96 m de tablero en 20 días de trabajo. Se describen aspectos del proyecto y fabricación de elementos de esta obra. También se incluyen proyectos de dos puentes atirantados, con soluciones distintas al anterior, y de un tablero continuo de sección variable y 70 m de luz, prefabricados totalmente.

SUMMARY

We describe several solutions to prefabricate span bridges decks bigger than 45 m. The most important piece of engineering, the Alcoy stayed bridge with only one pier and 108 - 132 m of span was prefabricated with longitudinal elements which weight is less than 60 t by PACADAR's Company and made in a record time reaching the 96 m of deck in 20 days of work. You can find enclosed aspects about the project and fabrication of elements of this piece of engineering. We also include projects of two stayed bridges, with different solutions of the above mentioned and one continuous deck with variable section and 70 m of span totally prefabricated.

* * *

Simposio de la F.I.P., en 1992

Durante los días 11-14 de mayo de 1992 y organizado por la "Sociedad Científica Húngara de la Construcción" y el Grupo Nacional Húngaro de la F.I.P., se va a celebrar un nuevo Simposio de la F.I.P. en Budapest (Hungría) en el "MTESZ Centre", Kossuth tér 6-8.

El Programa técnico del Simposio comprende los siguientes temas:

- Nuevos sistemas constructivos.
- Nuevos métodos de prefabricación.
- Protección del ambiente.
- Rehabilitación.

El programa detallado de las reuniones se publicará en 1990.

Además de las Sesiones Técnicas, habrá una Exposición de materiales, técnicas y equipos utilizados en las construcciones de hormigón, tanto armado como pretensado, que constituirá una verdadera puesta al día de los últimos avances técnicos logrados en estos campos de la construcción.

Se programarán también varias visitas a obras en construcción, plantas de prefabricación y Centros de investigación; y se están organizando diversos actos sociales y viajes post-Simposio de interés técnico y turístico, para participantes y acompañantes.

Los que deseen participar en este Simposio y presentar alguna Comunicación en sus Sesiones Técnicas, deberán anunciarlo al Comité Organizador, para que se les mantenga puntualmente informados sobre todos los acuerdos que se vayan tomando en relación con estas reuniones, dirigiéndose a:

Organizing Committee
ETE-Hungarian Scientific Society for Building
II-1055 BUDAPEST
V. Kossuth 6-8
(Hungría)
Telex: 225-792
Telefax: 361 354 317

Comisión de Prefabricación de la FIP Grupo de Trabajo "Forjados Unidireccionales construidos con viguetas y bovedillas"

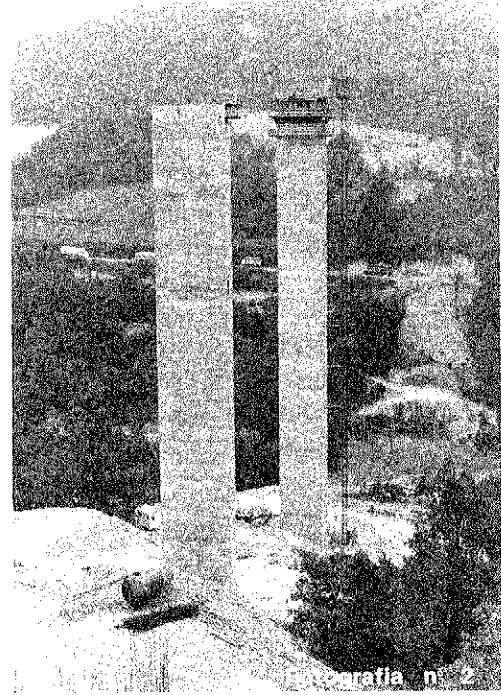
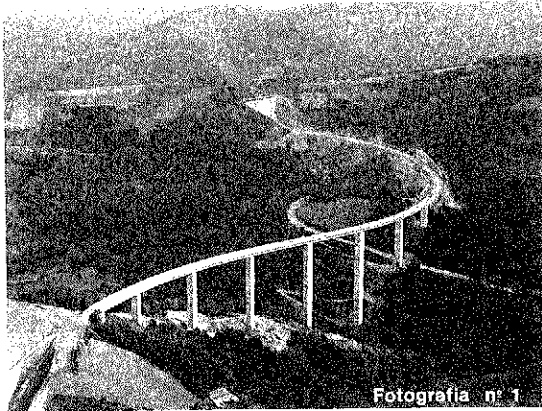
El día 2 de Diciembre de 1988 se celebró en la Escuela de Caminos, Canales y Puertos de la Universidad Politécnica de Madrid una reunión del Grupo de Trabajo "Composite Beam-Block Floor Systems" de la Comisión de Prefabricación de la F.I.P.

Asistieron a la misma, bajo la presidencia del Prof. J. Calavera las siguientes personas:

Mr. Dardare (Francia)

Ing. R.G. Fafie (Holanda)
Prof. M. Catania (Italia)
D. R. Piñeiro (España)
Prof. J. León (España)
D. J. Ley (España)

En dicha reunión se discutió el segundo borrador que sobre el diseño, y construcción de "Forjados unidireccionales construidos con viguetas y bovedillas" está elaborando dicho Grupo de Trabajo.



A.2. Descripción de los viaductos

El primero de ellos, denominado viaducto del Cruzul, tiene una longitud total de 487 m entre juntas de dilatación y una altura sobre el fondo del valle de 103 m, siendo la pila más alta de 96,24 m desde la cara inferior de la zapata hasta la cara superior del macizado de cabeza. (Figura 2) (Fotografía 2).

En la zona del viaducto la carretera tiene un trazado en planta en curva y contracurva de radio 350 m, que se unen mediante clotoides de parámetro 175. El centro de simetría de este trazado en S

coincide sensiblemente con el centro de simetría del puente. El trazado de la carretera en alzado en la zona del viaducto es una alineación recta con pendiente constante del 0,5 por 100. La calzada tiene 7,0 m de ancho e incorpora sendos arcenes de 1,50 m a cada lado. Además, como protección,

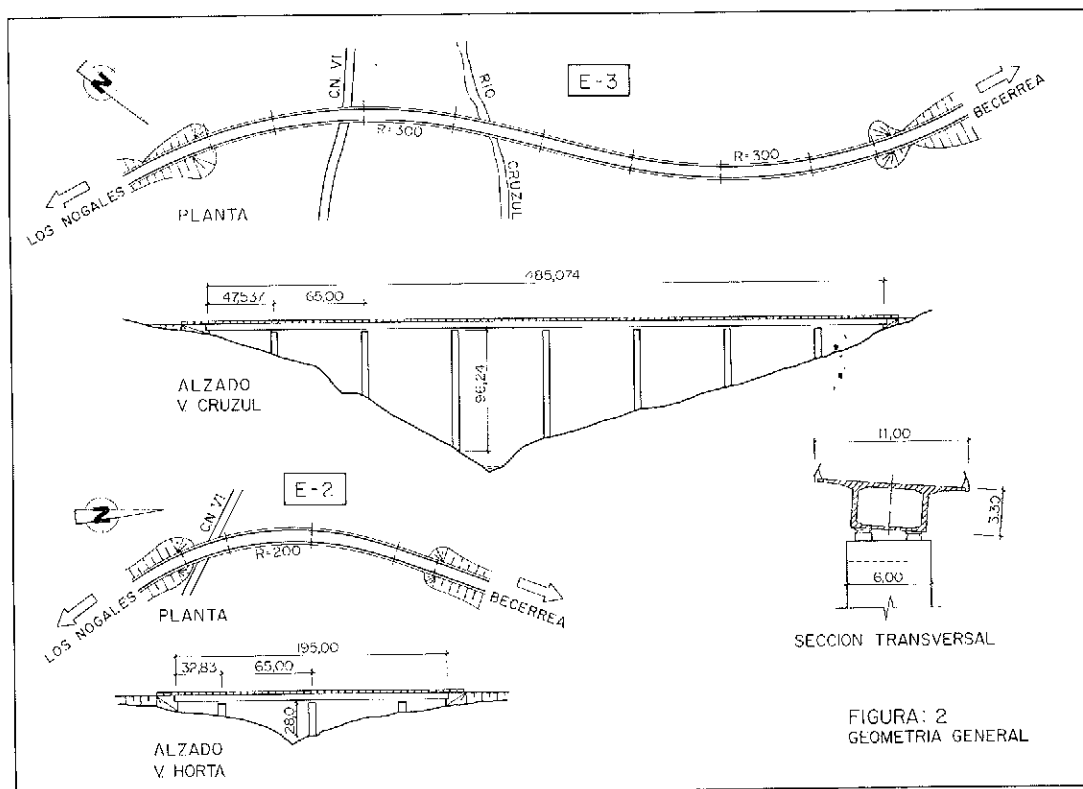


FIGURA: 2
GEOMETRIA GENERAL

en la zona del puente se añaden barreras rígidas de hormigón, de 0,5 m de ancho y 1,0 m de altura. El ancho total de la plataforma resultante es de 11 metros.

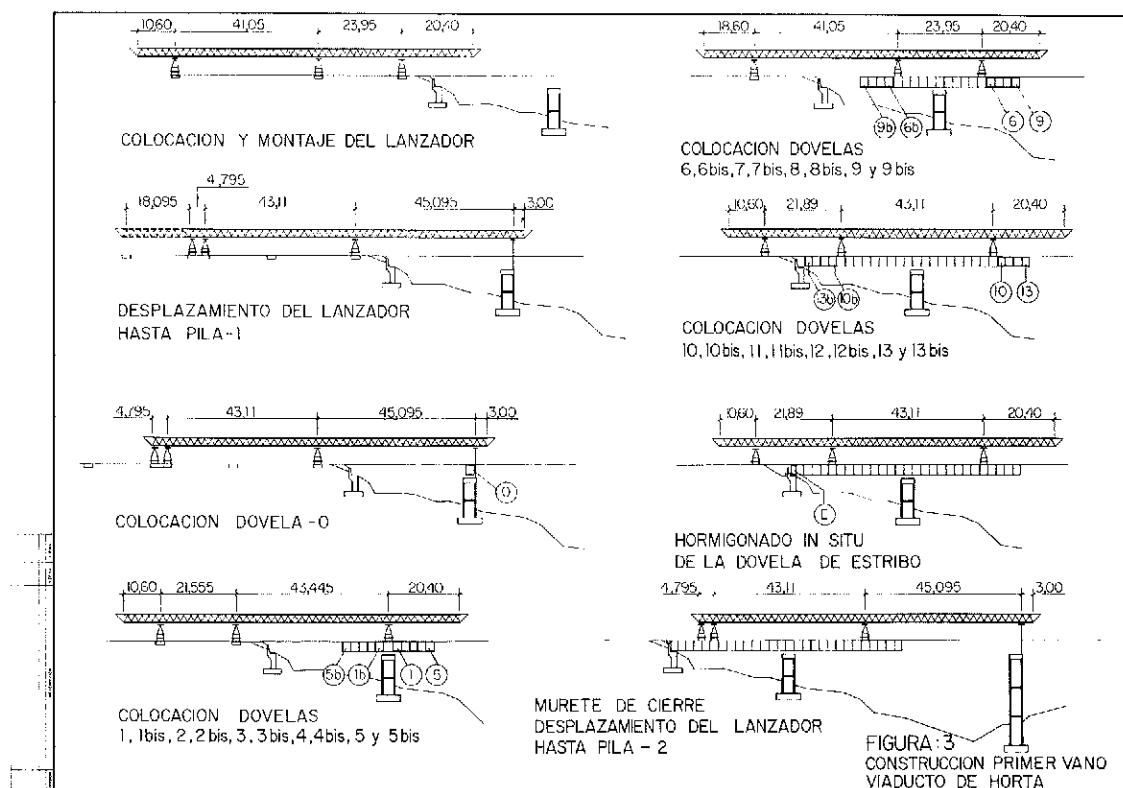
El viaducto tiene 8 vanos, de 65 m de luz los interiores y de 47,5 m los extremos. El tablero se ha concebido como una viga continua sin más juntas de dilatación que las de los estribos. La sección transversal es un cajón monocelular con voladizos. El canto es constante de 3,30 m, con lo que la relación canto luz es prácticamente 1/20. Los voladizos transversales son de 2,80 m y la losa superior tiene una luz transversal de 5,0 m. La relación voladizo/ancho resulta pues de 1/4. El espesor de la losa superior es de 0,25 m y el canto del voladizo en arranque es de 0,55, con una cartela casi simétrica por ambos lados del alma. Las almas tienen 0,50 m de espesor en una longitud de 11 m a cada lado de las pilas y de 0,40 en el resto del vano. La losa inferior es de espesor variable hacia el interior del tablero, pasando de 0,50 m sobre apoyo en pila a 0,2 m a 11 m de distancia, manteniéndose constante en los 43 m centrales de cada vano. La sección transversal incorpora diafragmas de forma triangular y 30 cm de espesor sobre los ejes de apoyo de cada vano, en el interior del cajón.

El viaducto de Horta tiene una longitud total de 197 m entre juntas de dilatación y una altura sobre el fondo del valle de 35 m, siendo la pila más alta de 28 m. En la zona del viaducto, la carretera tiene

un trazado en planta curvo, con radio 200 m y clotoide 120. Dado que la clotoide cierra su curvatura hacia el puente, el mismo se puede considerar con centro de simetría en el centro del puente. El trazado en alzado es una alineación recta, de pendiente del 2 por 100. El viaducto tiene cuatro vanos, de 65 m de luz los centrales y de 32,8 m los extremos. Por lo demás, todas las características del viaducto son iguales a las anteriormente descritas para el viaducto del Cruzul.

El tablero se ha construido por el sistema de voladizos sucesivos, con dovelas prefabricadas que se han colocado en obra con un lanzador de 100 m de longitud. El tablero avanza en su construcción por T, de la pila 1 a la 7. Durante el tiempo que las T están en voladizo, el tablero está unido mediante barras Dywidag a los macizados superiores de las pilas. Esta unión funciona como un empotramiento en esta etapa de la construcción. Posteriormente, cuando se cierra la continuidad de cada centro de vano, se libera esta unión y se deja el tablero simplemente apoyado en las pilas. Al final de la construcción el esquema estructural para el tablero es el de una viga continua de ocho vanos simplemente apoyada. (Figura 3).

Las dovelas tienen una dimensión de 2,395 m en el sentido longitudinal del puente, de manera que en cada voladizo se disponen 13 dovelas, además de la dovela de pila. Entre cada dos voladizos consecutivos queda un espacio de 0,335 m que se hormigona "in situ" a la terminación de los mismos. Las dovelas se ensamblan en obra mediante pre-



tensado longitudinal.

El pretensado longitudinal está compuesto por un pretensado temporal mediante barras Dywidag y un pretensado definitivo con tendones de 11/12 cordones y los tendones de continuidad formados también por 11/12 cordones. Se han previsto vainas vacías en número de dos para el pretensado de voladizos y otras dos para el de continuidad.

En sentido transversal y en sentido vertical el tablero no incorpora pretensado; lleva solamente armadura pasiva. Entre cada dos dovelas no se da continuidad a la armadura pasiva longitudinal.

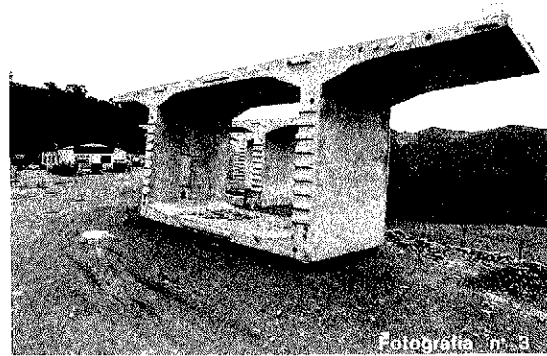
B. PARQUE DE PREFABRICACION DE DOVELAS

En este apartado se describe el parque de prefabricación de dovelas montado a pie de obra. En primer lugar se describe la forma de las dovelas, después el funcionamiento del molde y los controles de geometría de la dovela conjugada. Finalmente se hace referencia a otros aspectos tales como preparación de ferralla, colocación de vainas, empalmes, transporte y acopio de dovelas, etc.

B.1. Descripción de las dovelas

Las dovelas de los puentes de Cruzul y Horta responden a una rebanada de 2,395 m de espesor

(en el sentido longitudinal del puente) con una serie de detalles para su ensamblaje en obra. Así pues, la dovela tiene la misma sección transversal descrita para el puente en el apartado A. En el interior de las almas y en su mitad, las dovelas incorporan dados de anclaje para el pretensado temporal y el definitivo. Estos dados de anclaje se han diseñado sobre un nervio o resalto vertical, de unos 85 cm de ancho y 30 cm de canto, que va de la losa inferior hasta la losa superior, es decir, en toda la altura de la dovela. (Figura 4) (Fotografía 3).



Sobre este nervio o reguesamiento del alma, se anclan los tendones del voladizo, los de continuidad y las barras temporales. Este sistema de anclaje de tendones tiene la ventaja de indepen-

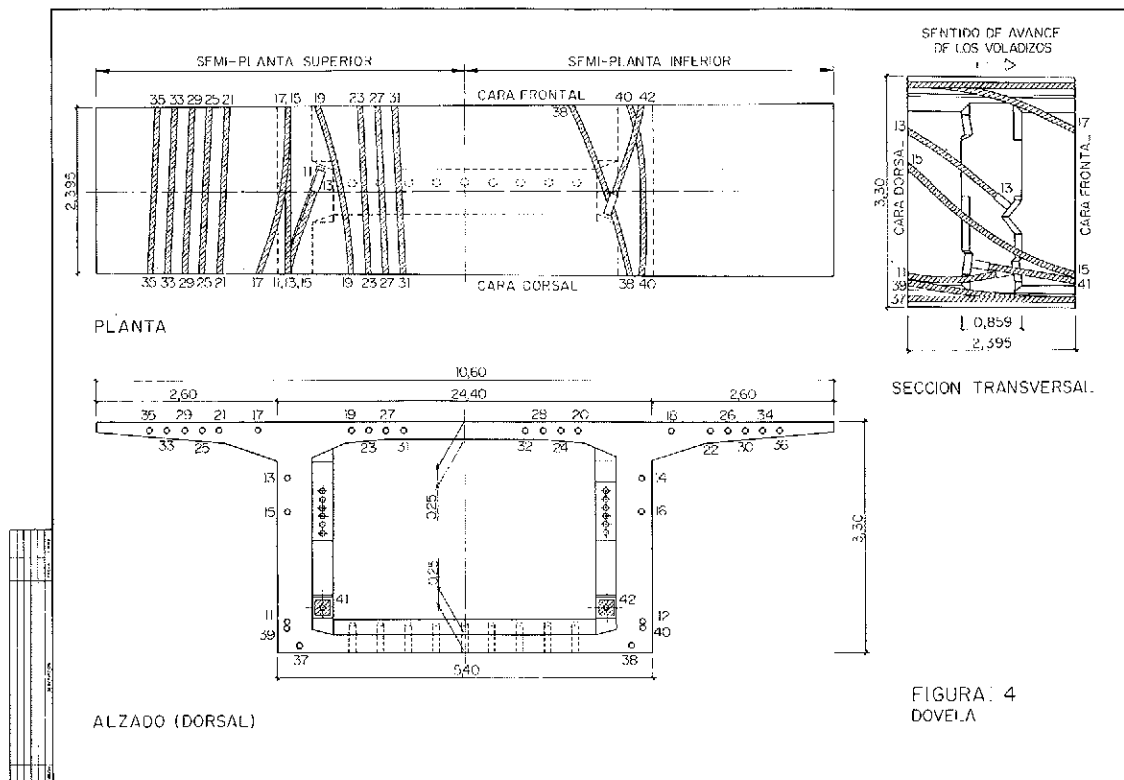


FIGURA 4
DOVELA

dizar parcialmente la colocación de dovelas y el pretensado definitivo, pudiendo avanzar un cierto número de dovelas sólo con pretensado temporal.

Las dovelas incorporan, en su cara de junta, una serie de llaves de cortante, en forma de llaves múltiples, que no llevan armadura pasiva. La misión de estas llaves es resistir las tensiones tangenciales en la junta sin colaboración de la resina epoxi, garantizando de este modo el comportamiento del puente de dovelas frente al esfuerzo cortante. Por otra parte, en la cara de junta entre cada dos dovelas hay que prever la oportuna continuidad de las vainas del pretensado.

B.2. Prefabricación por dovelas conjugadas

La prefabricación se ha llevado a cabo por el sistema de dovelas conjugadas. Este consiste en hormigonar cada dovela utilizando como molde de la cara de junta la dovela anteriormente hormigonada. Para ello se empieza por fabricar la dovela de pila, llamada dovela 0, y a partir de ella, consecutivamente, las dovelas 1 a 13 de cada brazo de cada voladizo. Así, por ejemplo, la cara frontal de la dovela 1 servirá de molde para la cara dorsal de la dovela 2.

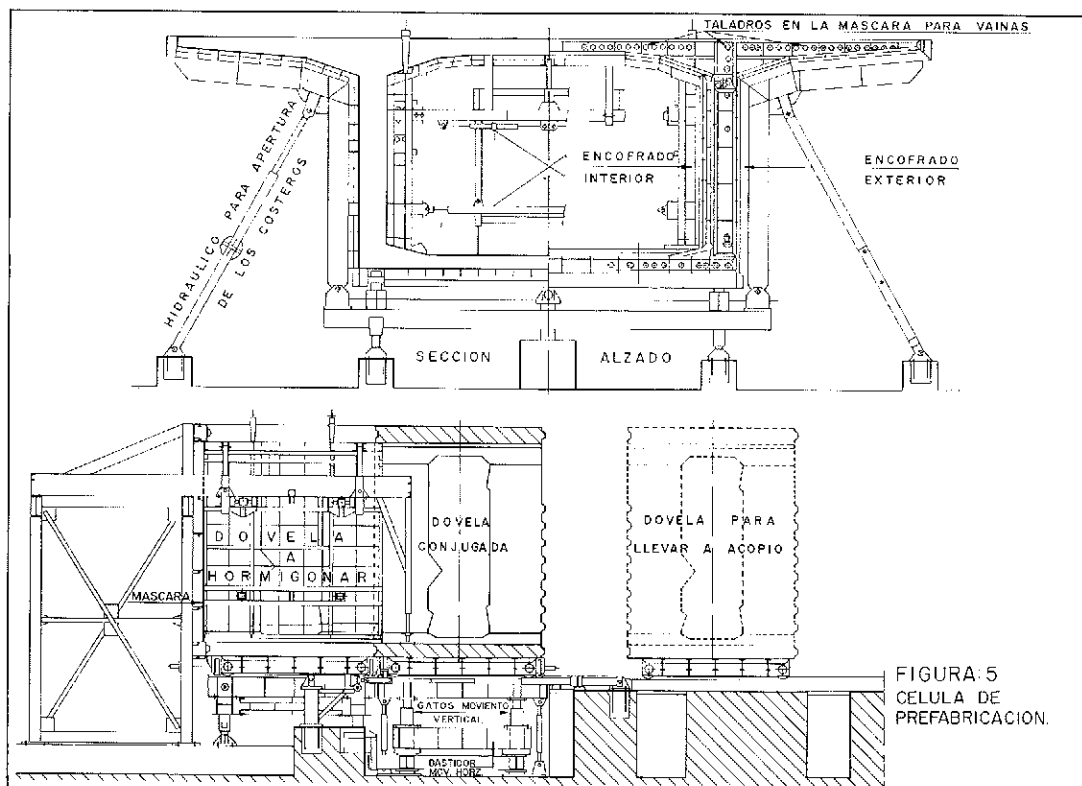
La primera dovela que hay que ejecutar es la dovela 0, que se hormigona dentro del mismo molde exterior que sirve para las demás dovelas. Sola-

mente se cambia el molde interior, que en el caso de las dovelas sobre pila es muy diferente, y la cara dorsal del molde que, al no existir dovela anterior a la 0, hay que realizarla con encofrado.

El molde para fabricación de las dovelas se denomina Célula de prefabricación. Esta Célula de prefabricación consiste en un encofrado al que le falta la cara dorsal. En la Célula de prefabricación se encuentra, en primer lugar, la máscara, que es la cara frontal del molde. En ésta se disponen los agujeros necesarios para el trazado de las vainas del pretensado, y los resaltos que conforman las llaves múltiples para absorber el esfuerzo cortante. Es necesario, a fin de no pasar de un número razonable de agujeros, que los cables tengan un trazado tal que siempre atraviesen las juntas por los mismos sitios. (Figura 5).

La Célula tiene además dos fondos móviles sobre carriles y un solo juego de costeros. Los costeros son abatibles pero fijos en planta y juntamente con la máscara y con uno de los juegos de fondo forman la zona de hormigonado de las dovelas. La cara dorsal del molde no existe. En su lugar, queda cerrado por la cara frontal de la dovela conjugada que es la inmediata anterior.

La dovela conjugada está sobre el segundo fondo móvil del encofrado, que ha sido desplazado desde la posición de hormigonado a la de contra-molde. El fondo de la dovela conjugada queda sobre un bastidor móvil que permite orientar topo-



gráficamente la posición relativa de esta dovela respecto de la que se va a hormigonar. Los movimientos en alzado (giros longitudinales para la pendiente longitudinal y giros transversales para el peralte) se dan mediante cuatro gatos verticales bajo un primer bastidor. Los movimientos en planta (traslaciones longitudinales, traslaciones transversales y giros sobre un eje vertical) se dan mediante dos gatos o husillos horizontales ortogonales a los ejes y un tercer husillo inclinado a 45° que proporcionan el giro bajo un segundo bastidor.

La Célula de prefabricación se completa con el molde interior que está sujeto entre la máscara y la dovela conjugada y que es abatible y replegable para permitir el desencofrado y movimiento de extracción de una dovela, una vez que ésta ha endurecido lo suficiente. Además, el molde incorpora una tercera zona de entrega de dovelas a un pórtico grúa automóvil, para su retirada al acopio.

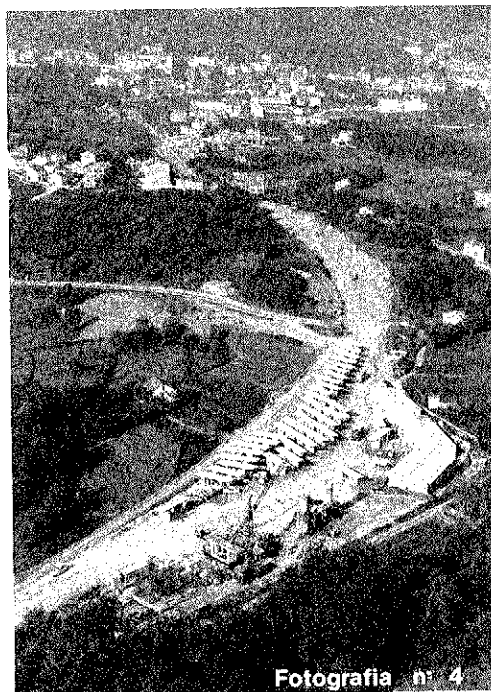
El molde lleva vibradores externos acoplados a los costeros y una central hidráulica para gobernar todos los movimientos descritos y para el cierre de los costeros mediante gatos. Además, durante el hormigonado se utilizan vibradores de aguja adicionales.

La Célula de prefabricación está colocada en el centro del parque. Junto a ella, en el lado dorsal, se encuentra ubicada un área de preparación de la ferralla. La ferralla se prepara totalmente fuera del molde, incluso algunas vainas y los anclajes. Normalmente se tienen dos o tres ferrallas totalmente terminadas y en espera de ser hormigonadas. Cada dovela lleva una ferralla diferente y un trazado distinto de vainas, por lo que la preparación de ferralla se hace siguiendo el mismo orden en que van a ser hormigonadas las dovelas. Para el movimiento de la ferralla se dispone una grúa torre cuya vía va desde el área de ferralla hasta la célula de prefabricación.

También, junto a la célula de prefabricación, pero del lado frontal, se coloca la torre para el control topográfico en parque. Detrás de esta torre se sitúa la planta de elaboración del hormigón. Lateralmente a este conjunto formado por la planta, la célula y el área de ferralla, se dispone la zona de acopio que a medida que se va llenando de dovelas se va extendiendo por toda la traza de la carretera, llegando un momento que, cuando el acopio es máximo, ocupa una gran longitud del trazado. Junto al parque de prefabricación se dispone un taller y un almacén que permite todas las reparaciones necesarias en la propia obra y que sirve también para realizar una serie de andamios y estructuras auxiliares. (Fotografía 4).

B.3. Control geométrico de las dovelas

El parque de prefabricación ha de construir



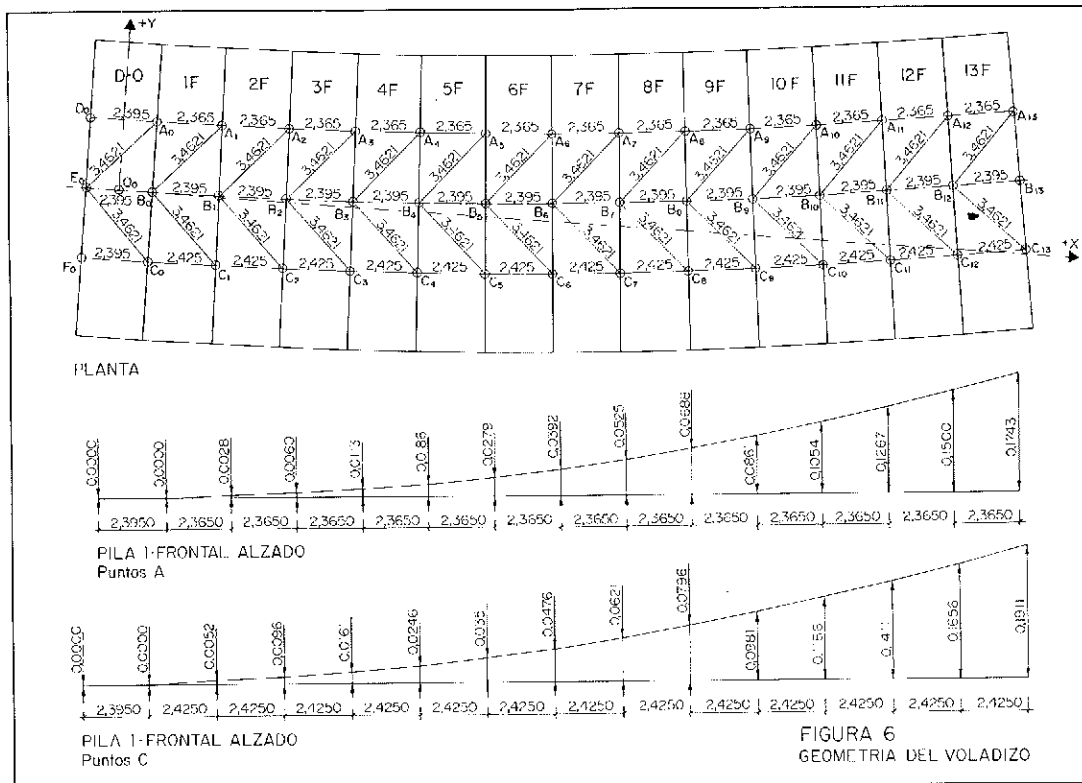
las dovelas de una forma tal que una vez ensambladas en el puente, den la forma prevista para el mismo. Para ello se controla, en la célula de prefabricación, la posición de la dovela conjugada con respecto a la dovela que se va a hormigonar. Esta posición relativa determina la forma en planta, alzado y peralte de la dovela que se va a hormigonar, de tal modo que se va produciendo la forma proyectada para el puente.

El control se hace moviendo la dovela conjugada que actúa de cara dorsal en el molde. El movimiento de esta dovela se realiza por medio de la central hidráulica descrita en el apartado anterior, y las magnitudes que han de tener estos movimientos se determinan con las mediciones que a continuación se describen.

Todas las mediciones se efectúan en la cara superior de las dovelas. Cada dovela lleva seis marcas o puntos de referencia, denominados A', B', C' los de la cara frontal y A, B, C los de la cara dorsal. Los puntos A', B', C' de una dovela coinciden con los A, B, C de la dovela siguiente. Los puntos B' y B están en el eje de la dovela y los puntos A, A' C y C' se eligieron a 2,50 m a cada lado del eje. (Figura 6).

El control topográfico en parque tiene dos partes bien diferenciadas: el control en planta y el control en alzado. Primero hay que hacer el control en alzado, porque los movimientos en alzado producen variaciones en la planta, en tanto que los movimientos en planta no varían las cotas de los puntos de control.

Para el control en alzado se actúa sobre los puntos A', A, y D por una parte y los puntos C', C y F por otra. Los puntos D y F son los equivalentes a los A y C de la dovela que se va a hormigonar,



en la dovela de contramolde. En el control en alzado no se distingue el control del eje longitudinal y el control del peralte sino que se lleva simultáneamente el control de dos ejes, el de la línea superior o línea de puntos A y el de la línea inferior o línea de puntos C. El eje longitudinal es la media de los dos ejes controlados y el peralte la diferencia entre ellos.

Las lecturas topográficas para el control del alzado se realizan mediante un nivel de precisión normal y sobre una mira metálica cuyas características tampoco requieren ser excepcionales. Las precisiones requeridas para estas lecturas de nivel son de 1 mm. El nivel se situó en una torre, un metro más alto que la cara superior de la dovela. Desde esta torre se leen las miras colocadas sobre los puntos A', B', C' de la propia máscara (que han de resultar invariables y horizontales de una lectura a otra), los puntos A, B, C de la cara frontal de la dovela conjugada y los puntos D, E, F de la cara dorsal de la misma dovela conjugada que está actuando como contramolde. Estas seis lecturas de mira han sido previamente determinadas en una calculadora electrónica de mesa, por la teoría geométrica que más adelante se explica, y la diferencia entre las magnitudes que tienen las lecturas reales y teóricas permite establecer cuáles han de ser los movimientos que hay que dar a los gatos que mueven en alzado la dovela de contramolde.

El movimiento en alzado se realiza en una secuencia lógica. Los gatos bajo la dovela de contramolde se han denominado como A, B, C y D (nomenclatura que no tiene nada que ver con la de los puntos de control). Se han elegido primero los gatos C y D como charnela de giro (es decir, se dejan fijos) y se han movido los gatos A y B para llevar a cota la lectura de mira del punto sobre el gato A. El segundo movimiento es un giro sobre el eje A, C (gatos fijos) que, moviendo los gatos B, D lleva a cota el punto sobre el gato B. El último giro se dará sobre los gatos A, B como fijos, llevando simultáneamente a cota los puntos sobre los gatos C y D.

Una vez ajustado el alzado a los datos teóricos, se realizan los movimientos en planta. Estos movimientos son dos traslaciones ortogonales a los ejes de la máscara y un giro de eje vertical. Para comprender mejor estos movimientos hay que tener presente que el puente se ha dividido en dovelas no radiales, sino trapeciales, con el siguiente criterio: Se traza una poligonal en planta uniendo los puntos del eje cada 2,395 m (tamaño de la dovela). Los segmentos de esta poligonal indicarán la línea de puntos B de las dovelas. La división en dovelas del puente se hace cortando por cada punto B mediante una junta ortogonal al segmento anterior y con ángulo variable al segmento siguiente.

Para el control en planta la dovela conjugada tiene que situarse con su punto B frontal exactamente en la normal al punto B' de la máscara y a una distancia de 2,395 m. Es evidente que un punto de un sólido en un plano puede llevarse a unas coordenadas cualesquiera mediante dos traslaciones paralelas a los ejes, y esto es lo primero que se hace para colocar la dovela conjugada en planta. El movimiento de traslación longitudinal se realiza sobre los propios carriles de la célula, al pasar la dovela conjugada de la posición de hormigonado a la de contramolde. El movimiento transversal que compensa los errores del movimiento anterior, se da por desplazamiento del bastidor superior (que soporta los carriles y sobre el que actúa un husillo horizontal) respecto del bastidor inferior que está fijo. El último movimiento se da por la acción de otro husillo mecánico colocado a 45° en planta. Este husillo produce un giro alrededor del punto B, que proporciona el ángulo preestablecido entre la dirección de la junta y el segmento siguiente.

En la práctica, la cuantía de todos estos movimientos se controla realizando una medición en planta entre los puntos A' B' C' de la máscara y los puntos A, B, C de la cara frontal de la dovela conjugada. Estas medidas se hacen mediante una cinta métrica metálica de precisión normal que se coloca sobre las marcas metálicas de la cara superior de las dovelas a través de unos elementos especiales para afinar la medición. Las cinco medidas A'A, A'B, B'B, C'B y C'C permiten una triangulación de la superficie que se desea para la

dovela que se va a hormigonar, y las diferencias entre sus valores reales y teóricos (que han sido calculados para cada dovela por la teoría geométrica que se expone a continuación) permiten ajustar los movimientos que se necesitan en cada caso.

La geometría en alzado del puente (perfil longitudinal y peralte) se puede reflejar por medio de desniveles o diferencias entre las lecturas de mira de cada dos dovelas consecutivas. En efecto; sea $L_{A'}$ la lectura de mira del punto A', y L_A la lectura del punto A. El desnivel A'A será la diferencia $L_A - L_{A'}$ y se designará por $\Delta_{A'A}$. Los cuatro desniveles $\Delta_{A'A}$, $\Delta_{A'D}$, $\Delta_{C'C}$ y $\Delta_{C'F}$ determinan el alzado y peralte relativo entre dos dovelas. Estos desniveles se pueden obtener sin más, de la geometría prevista en alzado y peraltes para el puente. (Figura 7).

Sin embargo, durante el hormigonado de cada dovela la posición de la dovela conjugada se aparta de esta posición teórica, por una serie de razones que van desde los errores en la colocación hasta los movimientos que produce el hormigonado y la vibración en el molde; por ello a la mañana siguiente, una vez endurecida la dovela hormigonada y antes de desencofrar, se vuelven a tomar las seis lecturas de mira que permiten obtener los cuatro desniveles reales que han quedado entre estas dos dovelas. Estos desniveles, o mejor su diferencia con los teóricos, marcarán el error cometido en el hormigonado de la dovela n usando la n-1 como dovela conjugada. Los desniveles reales

LEYENDA

- — — POSICION DE PROYECTO DESPUES DE UNIDAS TODAS LAS DOVELAS REFERIDA A LA POSICION HORIZONTAL DE LA DOVELA 0
- - - - POSICION DE CALCULO EN PARQUE RESPECTO A MASCARA DOVELA A-N
- - - - POSICION RESULTANTE REALMENTE EN PARQUE RESPECTO A MASCARA DOVELA A-N
- — — POSICION RESULTANTE REALMENTE DESPUES DE UNIDAS TODAS LAS DOVELAS REFERIDA A LA POSICION HORIZONTAL DE LA DOVELA 0
- ◀ — — — ANGULO GIRADO POR LAS CARAS FRONTALES DE LAS DOVELAS (MASCARA) COMO CONSECUENCIA DE LOS ERRORES QUE SE COMETEN ENTRE LA POSICION DE CALCULO Y RESULTANTE EN EL PARQUE

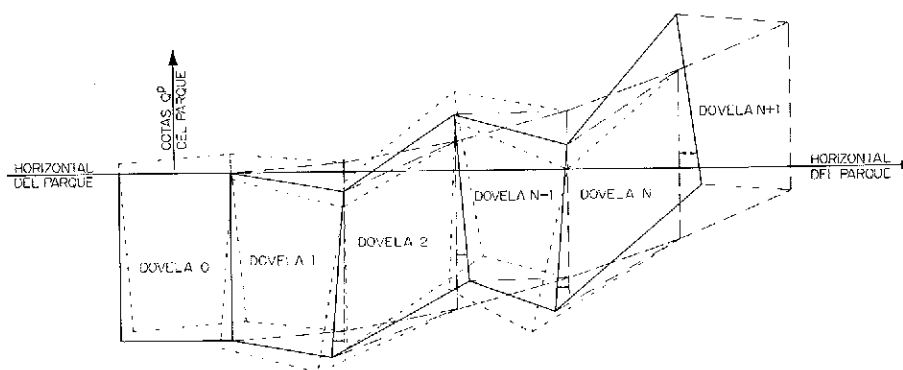
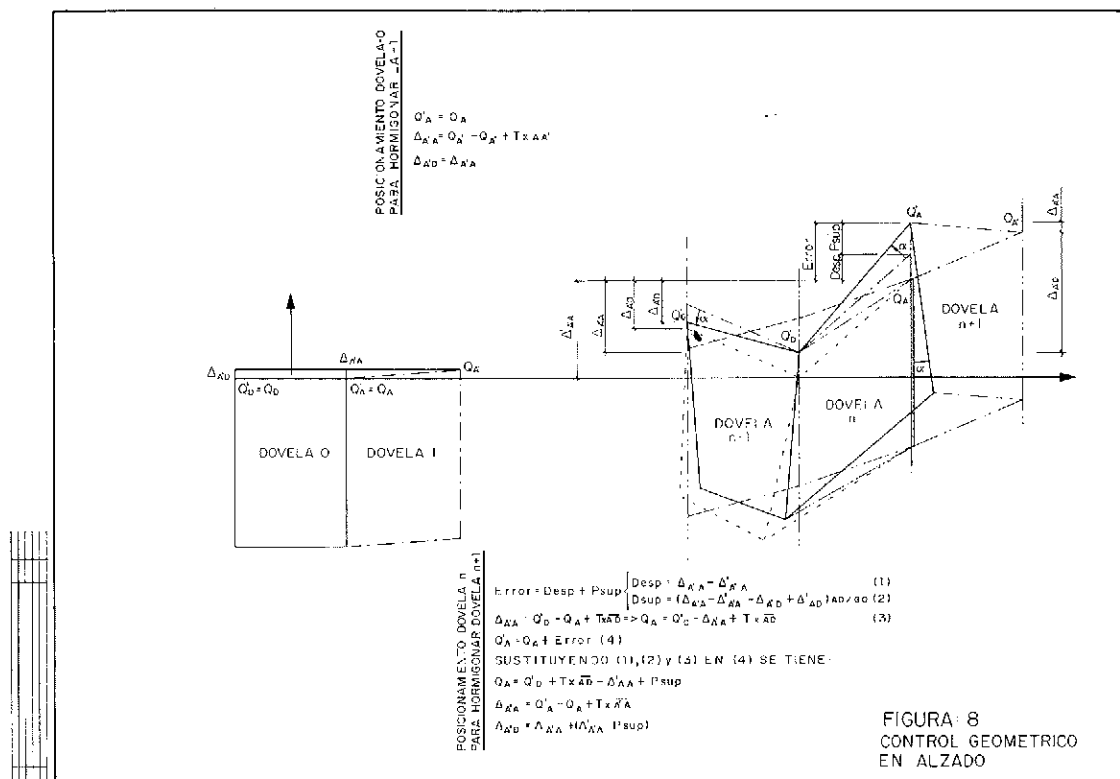


FIGURA 7
GEOMETRIA DE DOVELAS
EN ALZADO

se introducen en el cálculo para saber a dónde irán a parar realmente los puntos A' y C' de la dovela n cuando se monte en el puente. Se obtienen así unas nuevas cotas reales en obra de estos puntos, a partir de las cuales se deducen nuevas coordenadas z de parque, y a partir de ellas nuevos valores de los desniveles teóricos que hay que utilizar para colocar la dovela n cuando actúa de contramolde de la n + 1. De este modo se van absorbiendo los errores de ejecución (no los de cálculo), impidiendo que por acumulación se fabriquen dovelas cuya forma, una vez ensambladas, se alejaría mucho de la forma deseada para el puente. (Figura 8).

las dovelas sean ensambladas en el puente. Tomando en consideración estas coordenadas reales y las correspondientes de A', B' y C', se pueden calcular las cinco medidas que habría que colocar para absorber el error cuando se posiciona la dovela siguiente.

Con esta teoría se han elaborado sendos programas, que se utilizan diariamente para el cálculo del posicionamiento de las dovelas conjugadas. Inicialmente, los programas no iban dotados de control de errores de lectura topográfica y/o manipulación de datos, lo que dió lugar a un grave error que al acumularse comprometió seriamente la geometría



El cálculo de la geometría en planta es análogo, en su idea base, al cálculo en alzado. Se parte de la geometría del puente en planta y se calcula la poligonal y la división en segmentos comentada anteriormente. A partir de esta geometría resulta trivial el cálculo de las cinco magnitudes AA', BA', BC' y CC' para cada dovela.

Por las mismas razones expuestas para el cálculo de la geometría en alzado, la dovela conjugada que actúa de contramolde durante el hormigonado se moverá y una vez endurecida no tendrá la posición que se requería. Por ello, a la mañana siguiente del hormigonado y antes de desencofrar, se tomarán de nuevo las cinco medidas AA', BA', BB', BC' y CC' realmente resultantes. Estas medidas reales permiten calcular a donde irán a parar los puntos A', B' y C' de la dovela n en planta cuando

del peralte del primer voladizo que se fabricó. Posteriormente, analizado y detectado este error, se dotó al programa del oportuno control de errores, con lo cual y a partir de entonces, el funcionamiento ha sido prácticamente perfecto y con muy buenos resultados para la geometría del puente terminado. Conviene resaltar aquí que las condiciones en planta y peralte del viaducto de Horta, pueden considerarse de las más duras que se han abordado por este procedimiento (radio 200 con clotoide de entrada 100 y peralte variable del -2 por 100 al 7 por 100) y que esto unido al alzado siempre parabólicamente variable por la necesidad de contraflechas, convertían la geometría deseada en una prueba de fuego para el procedimiento elegido. En el viaducto de Cruzul, en el que las condiciones no eran tan extremas (radio 350 m y clotoides 175 m), no hubo ni un solo problema con la geometría de las dovelas.

B.4. Otros aspectos de la prefabricación

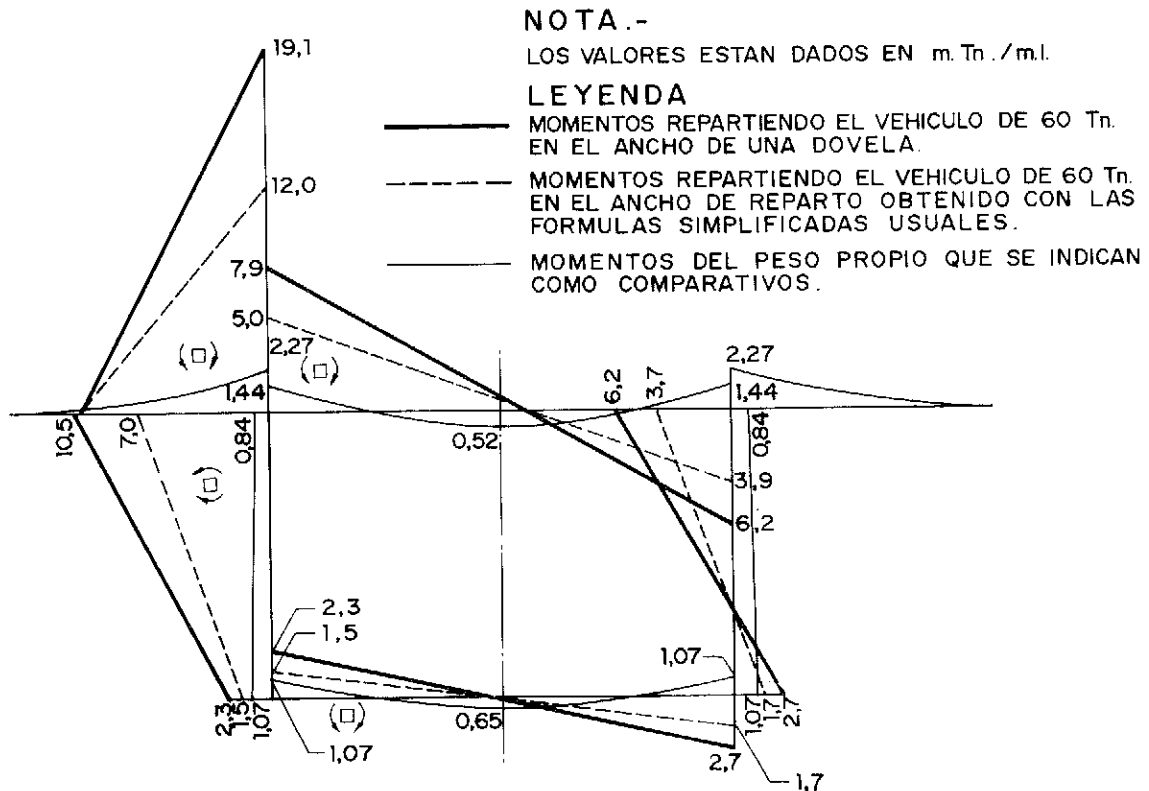
Un elemento esencial en cualquier parque de prefabricados y también en la prefabricación de dovelas, es un hormigón de altas resistencias iniciales, muy trabajable y, en el caso de un tablero de puente pretensado, con resistencias finales bastante elevadas.

El hormigón que se fabricó para los puentes de Cruzul y Horta era un hormigón de 360 kg de cemento P-450-ARI por metro cúbico de hormigón, con un aditivo superfluidificante de la casa Bettor (melment L-10) a razón de 1,5 por 100 en peso del cemento. El tamaño máximo del árido grueso era de 25 mm y se utilizaban 800 kg/m³ de una arena 0-6 bien graduada y 340 y 820 kg/m³ de dos áridos gruesos 6-12 y 12-25 de machaqueo, calizo, con 20 de desgaste de los ángeles. La relación agua cemento era de 0,4 y el cono resultante de 7 cm. La resistencia a 16 horas siempre estuvo por encima de 100 kg/cm² y las resistencias a 7 y 28 días por encima de 300 y 350 kg/cm², respectivamente. Hubo algunos problemas de fisuración por retracción que se combatieron extremando el regado durante el curado. En invierno, con temperaturas de hasta -6°C, se previno la helada cubriendo el molde con lonas e instalando en su interior estu-

fas que mantenían la temperatura por encima de cero durante toda la noche.

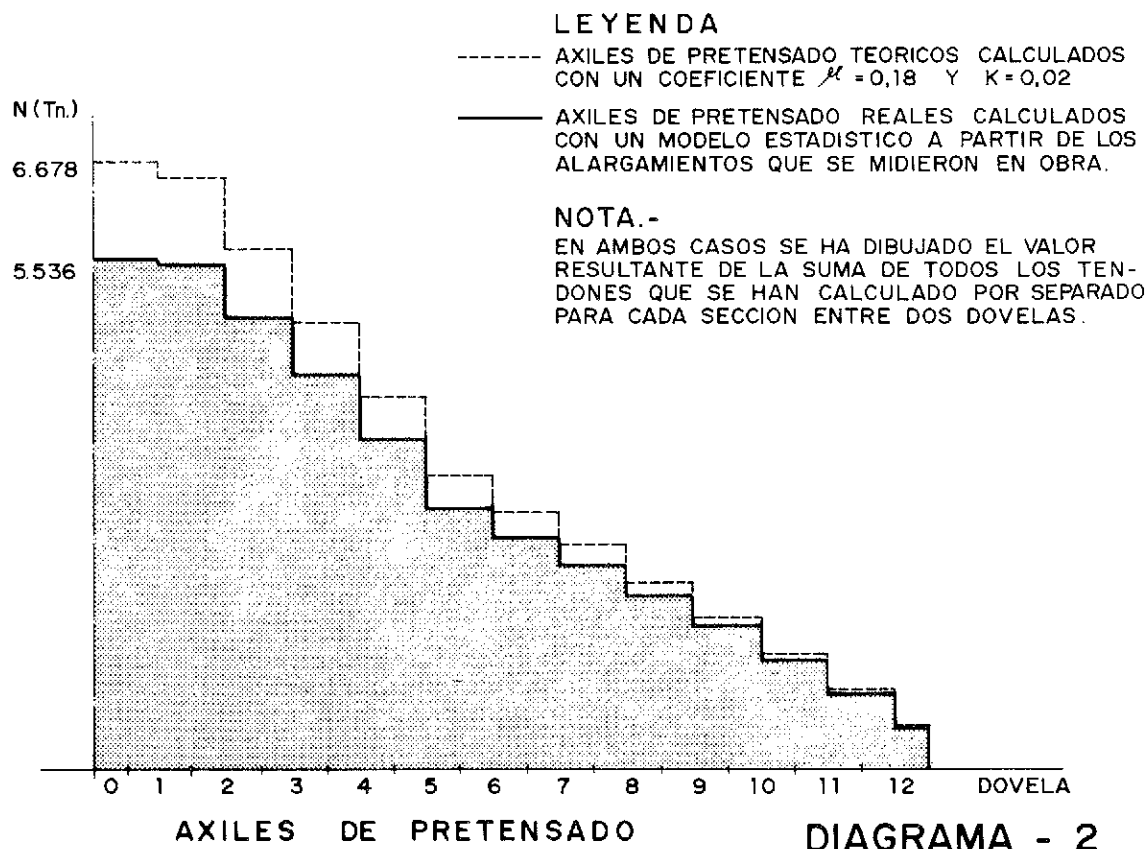
El movimiento de ferralla una vez elaborada, se realizaba mediante una grúa torre que, primero, tomaba el fondo del encofrado que había quedado libre de la dovela anterior que se llevó al acopio y lo elevaba sobre la actual dovela de contramolde para colocarlo en su sitio. Después, tomaba la ferralla y la situaba sobre él. Las ferrallas se colgaban de cuatro puntos coincidentes con los extremos de las almas, con lo que la deformación de las mismas era pequeña. No obstante, se han tenido algunos problemas de ajuste en el interior del encofrado, achacables a estas deformaciones y a la falta de precisión en la elaboración de la ferralla. En el cálculo de la armadura pasiva transversal se ha tomado el ancho de una dovela, 2,395 m, para el reparto de las cargas del tanque. (Diagrama 1).

Una vez colocada la ferralla, posicionada la dovela conjugada y cerrados los costeros de la célula, se procede a terminar "in situ" la colocación de vainas y anclajes, poniendo especial cuidado en las conexiones de las vainas con las de la dovela anterior y con los agujeros de la máscara. Estas conexiones y la flotación de las vainas entre puntos de anclaje, puede dar lugar a un trazado lleno de curvas y ángulos en lugar de un trazado recto.



**MOMENTOS TRANSVERSALES
VEHICULO EXCENTRICO**

DIAGRAMA - 1



La consecuencia de este defecto de fabricación es la elevación del coeficiente de rozamiento K , que refleja las desviaciones no intencionales del trazado de las vainas. En nuestra experiencia, la elevación de este coeficiente puede llegar a varias veces mayor que su valor teórico correspondiente a un puente convencional hormigonado "in situ". (Diagrama 2).

Referente al transporte al acopio y desde éste a la puesta en el puente, hay que distinguir el caso del viaducto del Cruzul del de Horta. En este último y debido a la distancia entre el acopio y el puente, las dovelas se transportaron por carretera mediante un camión góndola que permitió un rápido traslado. Las dovelas se cargaban en parque mediante un pórtico grúa automóvil y se descargaban a pie del puente, por igual procedimiento, con otro pórtico. El transporte por carretera no supuso ningún problema, dado que se había tenido en cuenta tal eventualidad al diseñar el peso y tamaño de las dovelas. El transporte de éstas no suponía transporte especial (galibo 3,3 m más la elevación de la góndola, ancho 2,4 m y largo 10,6 m; con un peso de unas 45 t). La idea del transporte por carretera se ha manejado después en varias ocasiones, llegándose a la conclusión de que el límite económico está aproximadamente en trasladar un número de dovelas no superior a 80 a una distancia no superior a unos 250 km. (Estima-

ción basada en un coste de 3,5 pts/t x km y en un coste de transporte y montaje de parque de unos 6 millones de pesetas año 1987).

En el caso del viaducto del Cruzul el transporte, tanto desde la célula al acopio como del acopio a pie de puente, se realiza con pórticos grúa automóviles, dada la poca distancia existente. Para ello se disponen dos de estos pórticos trabajando simultáneamente.

El acopio de las dovelas puede realizarse en uno o varios pisos, dependiendo de los medios y superficie de que se disponga. En este caso, dado que se disponía de la propia explanación de la carretera como superficie de acopio, y dado que los pórticos grúas disponibles no podían colocar una dovela sobre otra, se acopió en un solo piso. El acopio se hizo sobre tabloncillos que se colocaban bajo las almas de las dovelas, a fin de no hacer trabajar a la losa inferior de la estructura y permitir libremente los movimientos de retracción y térmicos. De hecho, ocurrió un incidente al acopiar una dovela recién extraída de la célula (48 h) y que por inadvertencia se apoyó en una roca que sobresalía de la superficie de los tabloncillos dispuestos. Todo el peso de la dovela gravitó sobre el centro aproximadamente de la losa inferior produciendo la rotura de la misma. A fin de no repetir las dovelas siguientes, se decidió repararla; para lo cual se demolió la losa inferior, cortando en diente de

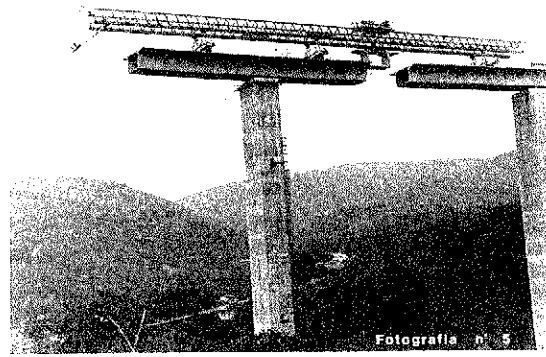
sierra los límites de la demolición, y se llevó de nuevo al interior de la célula. Se colocó la correspondiente dovela de contramolde, y se hormigonó de nuevo la losa inferior con un hormigón aditivado contra la retracción. El resultado de esta reparación fue plenamente satisfactorio.

C. PUESTA EN OBRA DE LAS DOVELAS

En este apartado se describe la puesta en obra de las dovelas. En primer lugar se tratan los elementos de sujeción y orientación de los voladizos sobre la pila durante la construcción. Seguidamente se hace referencia al lanzamiento de dovelas, incluyendo: la descripción del lanzador, el lanzamiento y orientación de la dovela de pila y el lanzamiento de las demás dovelas, con empleo de resinas epoxi, pretensado temporal y definitivo. Finalmente se tratan otros aspectos de la puesta en obra, tales como la operación de cierre en clave y la inyección de los conductos del postesado. (Véase fotografía 5).

C.1. Sujeción y orientación de los voladizos

La unión del tablero a las pilas durante el avance en voladizo, es una unión pretensada que da lugar a un empotramiento del tablero con la pila. La dovela 0 se coloca sobre la pila a través de cuatro gatos de movimiento horizontal (25 t/ud.) y vertical (200 t/ud.) que permiten la orientación. Una vez colocadas dos pares de dovelas más, se



orienta el conjunto y se cambia el apoyo de los cuatro gatos descritos a otros cuatro de mayor fuerza (500 t/ud.) y que se sitúan debajo de las almas de las dovelas 1 frontal y 1 dorsal, respectivamente. (Figura 9).

El tablero avanzará en voladizo, apoyado sobre estos cuatro gatos, hasta que se establezca la continuidad con el voladizo anterior. Durante este tiempo se producen desequilibrios entre el brazo frontal y el dorsal, debidos a la colocación sucesiva de dovelas frontales antes de sus homólogas dorsales, a las reacciones desequilibradas de la viga de lanzamiento, a las diferencias de peso de un brazo y otro, al viento y a las sobrecargas de obra. Todos estos desequilibrios dan lugar a un momento volcador sobre los dos gatos frontales, produciéndose el vuelco cuando este momento es

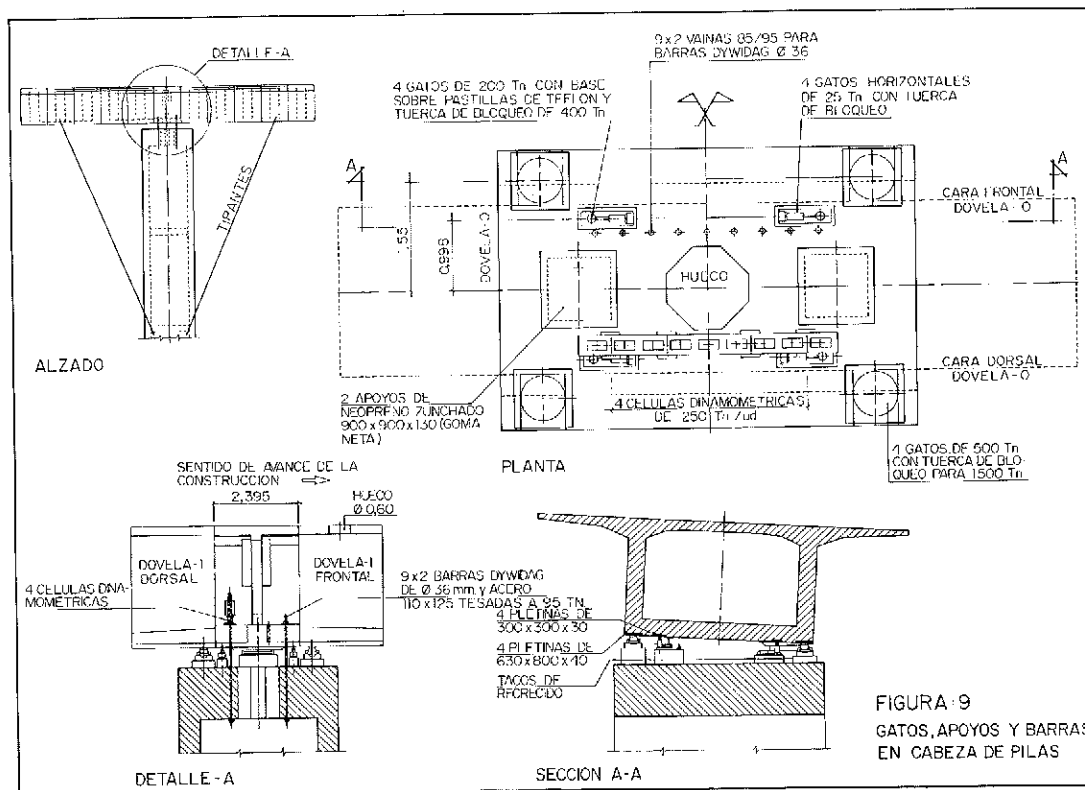


FIGURA 9
GATOS, APOYOS Y BARRAS
EN CABEZA DE PILAS

capaz de desviar la resultante vertical fuera del área delimitada por los cuatro gatos de apoyo.

Para tener suficiente momento estabilizador se han dispuesto nueve barras Dywidag tesadas a 95 t/ud a cada lado de la dovela de pila. De este modo se tienen 1.700 t de reacción vertical, además de las 1.300 del peso propio del tablero con el lanzador encima. El momento estabilizador pasa así de 2.000 m.t a 4.650 m.t, que aunque es mayor de los 4.000 m.t de momento volcador, da un coeficiente de seguridad inferior al requerido por la normativa vigente. Para tener este coeficiente de seguridad se dispone un segundo grupo de nueve barras Dywidag que actúan como tirantes pasivos, entre la dovela 4 y el fuste de la pila. Se puede decir así que las barras que van de la dovela 0 a la pila garantizan el equilibrio en estado límite de utilización y los tirantes de la dovela 4 proporcionan el coeficiente de seguridad en estado límite último.

La unión pretensada entre la dovela 0 y la cabeza de la pila por una parte, y los tirantes que van desde la dovela 4 al fuste de la pila por otra, producen una serie de esfuerzos que hay que tener en cuenta para el dimensionamiento de las dovelas y de las pilas. La introducción de dos filas de 850 t en la solera de la dovela 0, requiere una losa inferior con un espesor de 50 cm y notablemente reforzada mediante armadura pasiva a punzonamiento. Por otra parte, el cortante entre la dovela 0, en la que se introducen las barras, y las dovelas 1, que son las que apoyan en los gatos, requiere un axil horizontal que permita resistir dicho cortante. Este axil lo proporciona el propio pretensado longitudinal del puente, que va aumentando al ir avanzando el voladizo; por ello la introducción del pretensado en la unión tablero-pila se hace progresivamente según unas fases establecidas de tal modo que el cortante no sea nunca mayor que el tercio del pretensado longitudinal.

La sujeción al vuelco en estado límite último requiere el dimensionamiento de las dovelas 4 para la transmisión del axil de tracción de los tirantes, desde la losa al resto del tablero. Este tiro requiere una viga transversal en la losa inferior fuertemente armada, el reforzamiento de la armadura de cortante en las almas de dicha dovela, no sólo por el cortante sino también por el "cuelgue" de dicho tiro, y la comprobación del propio voladizo en estado límite último.

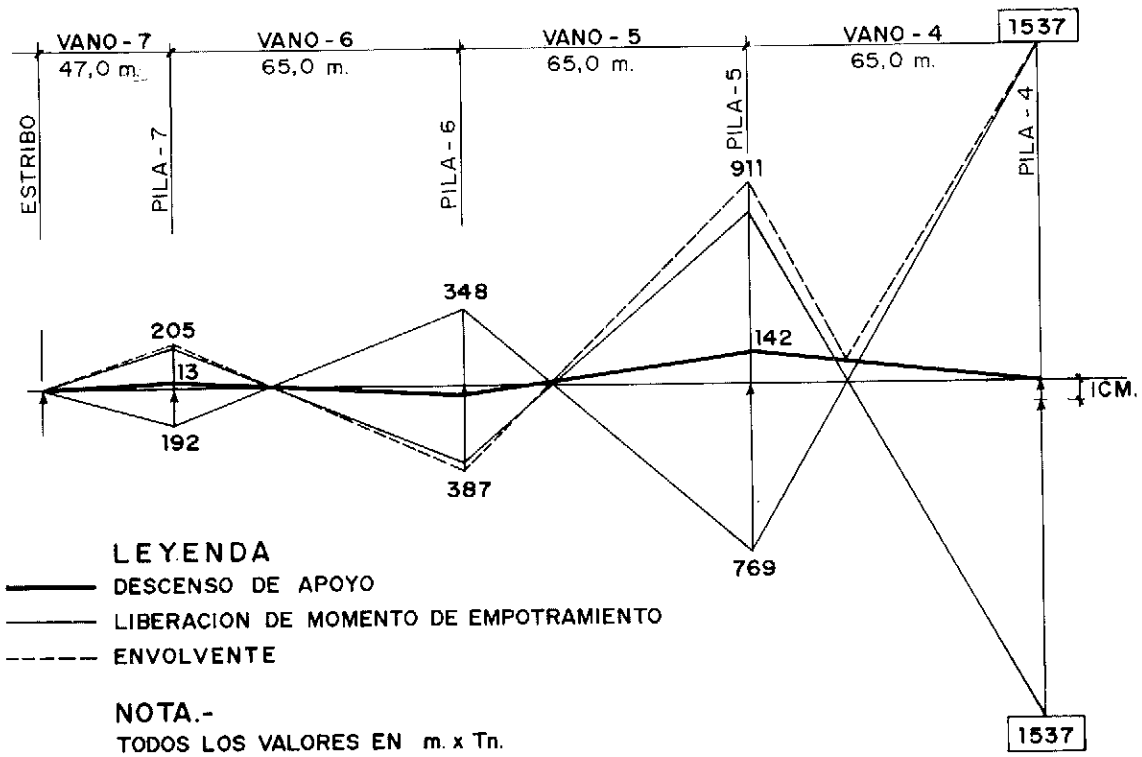
La liberación de la unión empotrada del tablero a la pila produce un momento sobre el tablero que hay que tomar en cuenta en el cálculo del mismo. Cuando se establece la continuidad en el centro de un vano, la T no está perfectamente equilibrada sino que, como queda dicho, tiene un cierto momento de desequilibrio. Este momento es trasladado, por la unión temporal tablero-pila, a la pila. Cuando se libera esta unión el momento pasa

al tablero que ya tiene continuidad con los brazos anteriores, de manera que se introduce un momento M, en el último apoyo de una viga de n vanos, que afectará a lo ya construido.

Además de los gatos de apoyo y de las barras de sujeción, la cabeza de pila incorpora los aparatos de apoyo definitivos del tablero. Estos aparatos se disponen en número de dos bajo el eje transversal del tablero, precisamente debajo del diafragma de la dovela 0. Durante la construcción quedan unos centímetros libres entre ellos y el tablero. Cuando el voladizo se ha concluido y se ha dado continuidad con el vano anterior, se rellena este espacio libre con un mortero superfluidificado y se bajan los gatos sobre los que descansaba el tablero durante la construcción. De este modo el tablero queda apoyado en los apoyos definitivos. Este descenso desde los gatos a los apoyos definitivos tiene también su repercusión en el cálculo y dimensionamiento del tablero. Cada vez que se realiza la operación se produce un descenso de aproximadamente un centímetro, por la compresibilidad del neopreno, y este descenso es como un asiento diferencial del último apoyo de una viga continua de n vanos. (Diagrama 3).

Los apoyos funcionan como rótulas que permiten libremente el giro en el sentido longitudinal. En cuanto a su funcionamiento horizontal son diferentes según las pilas. Hay que tener en cuenta que, una vez cerrados todos los voladizos, el puente no tiene juntas en toda su longitud; el punto fijo para retracción, fluencia y temperatura es la pila 4. Los movimientos en las demás pilas se absorben de modo diferente dada su altura variable. Así, en las pilas más altas (la pila 4 y la pila 3), la flexibilidad de éstas es suficiente para absorber los movimientos y se han dispuesto sendas rótulas metálicas. En las pilas 2, 5 y 6 se han colocado dos neoprenos de 900 x 900 y alturas variables (110, 180 y 200 mm de goma neta) para igualar las elasticidades conjuntas de pila más neopreno. En las pilas 1 y 7 y en los estribos se han colocado apoyos de neopreno-teflón unidireccionales. En las pilas, el tamaño de estos apoyos es de 900 x 900 x 263 con placa de 1.100 x 1.300 y en los estribos es de 500 x 600 x 150 con placa de 600 x 1.400. El frenado se reparte entre las pilas 2, 3, 4, 5, 6 y el viento transversal se ha repartido mediante un emparrillado, teniendo en cuenta los efectos de segundo orden.

El puente en planta es curvo, en forma de S, con su centro de simetría prácticamente coincidente con el punto fijo (pila 4). Había que elegir la incompatibilidad de deformaciones (véase artículo sobre el puente de Arosa, Hormigón y Acero nº 157) orientando los apoyos deslizantes al polo o bien tangencialmente; por las mismas razones dadas en el artículo citado se eligió la orientación tangencial de los apoyos deslizantes guiados unidireccionalmente.



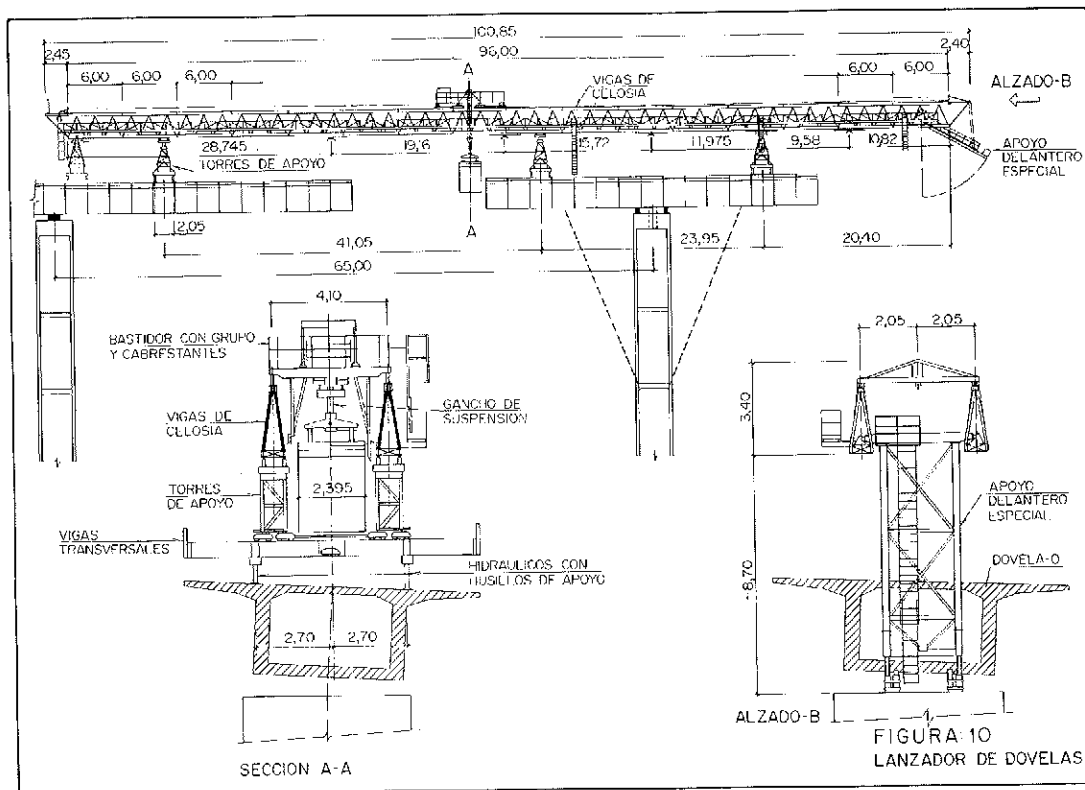
**MOMENTOS DE LIBERACION DEL EMPOTRAMIENTO
 ENTRE EL TABLERO Y LA PILA**

DIAGRAMA - 3

C.2. Lanzador metálico de dovelas

El lanzador de dovelas utilizado en los puentes de Cruzul y Horta es una estructura metálica cuya parte esencial está constituida por dos vigas de celosía, paralelas, de unos 100 m de longitud. Cada

viga, de 2,6 m de canto, tiene dos planos convergentes en el cordón superior y un doble cordón inferior. Esta estructura metálica de celosía se fabricó y empleó originalmente como lanzador de vigas pretensadas perfabricadas y ha sido transformada ahora para lanzar dovelas. (Figura 10).



Los cordones superiores de las vigas de celosía son dos I de 300 mm cada uno y se usan como carriles de un bastidor sobre ruedas que transporta el grupo electrógeno, el cabrestante de traslación y el de elevación del gancho de suspensión. Los cordones inferiores son I de 300 mm y se usan como rodadura del propio lanzador sobre las torres de apoyo que llevan ruedas en su parte superior. La rodadura en este caso está invertida pues el carril va por encima de la rueda. En su conjunto el lanzador tiene tres líneas de apoyo, más un apoyo delantero especial que se emplea para la colocación de la dovela de pila. Las torres dispuestas en número de dos por línea de apoyo, pueden a su vez rodar sobre unas vigas metálicas transversales de alma llena, de 600 mm de canto. Finalmente, estas vigas metálicas descansan sobre cuatro husillos que, en combinación con cuatro hidráulicos, permiten la ubicación de cada línea de apoyo y la situación del lanzador sobre el puente.

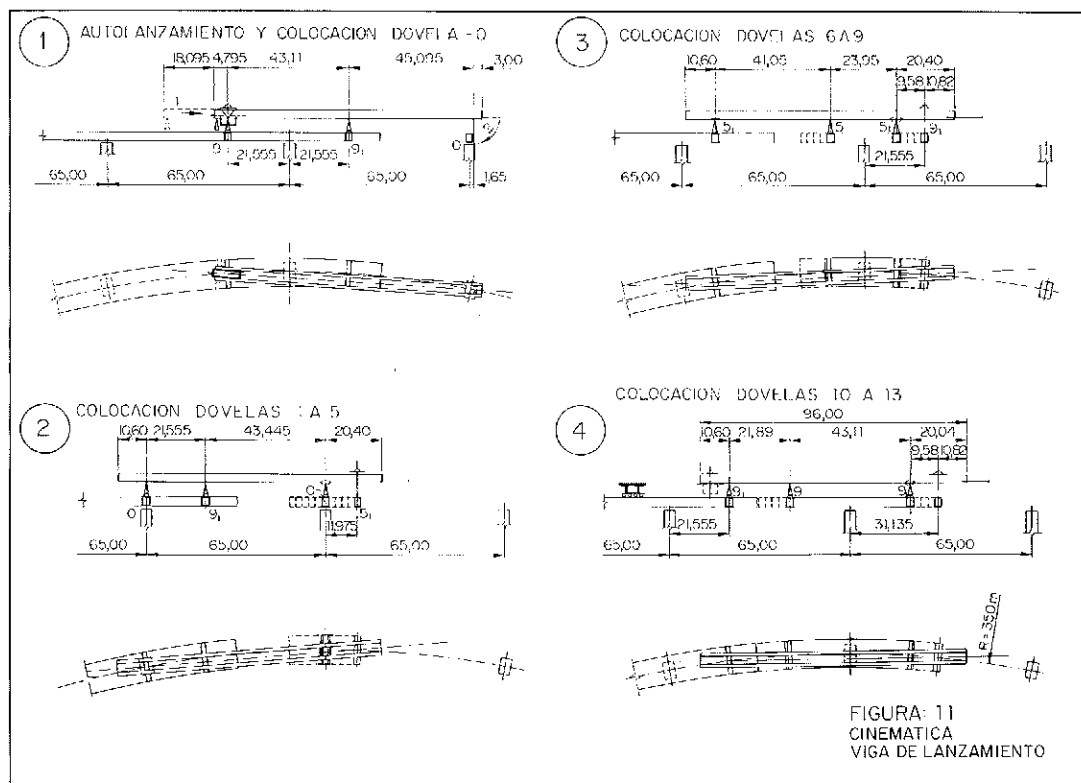
El lanzador tiene dos formas básicas de funcionamiento, basándose en el principio de la acción y la reacción. Por una parte es capaz de avanzar las vigas de celosía, teniendo fijo el gancho de carga en un apoyo; por otra parte es capaz de trasladar el bastidor con el gancho de carga, teniendo fijas las vigas en un apoyo. De este modo puede transportar sus propios apoyos y las diferentes dovelas del puente, incluida la dovela sobre la pila. El conjunto de todas estas posiciones y de todos estos movimientos constitu-

yen la cinemática del lanzador que, a efectos de seguridad, está recogido en un manual de operaciones en el que figuran con todo detalle las operaciones y posiciones permitidas en el manejo del lanzador. (Figura 11).

La cinemática empieza por el autolanzamiento desde un brazo terminado hasta la pila siguiente. Este autolanzamiento es de 45 m de voladizo, con 75 cm de flecha, pues se produce con la línea de apoyos más adelantada sobre la dovela 9 frontal del brazo terminado. Una vez alcanzada la pila, el lanzador coloca su apoyo delantero especial en ella y traslada la dovela 0, posicionándola. Luego, el propio lanzador toma el apoyo que estaba en la dovela 9 y lo lleva sobre la dovela 0.

Con el lanzador apoyado en esta dovela de pila y sus otros dos apoyos en las dovelas 0 y 9 frontal del voladizo anterior, se colocan las dovelas 1 a 5. Las dovelas frontales se colocan con el lanzador trabajando en voladizo, en tanto que las dovelas dorsales se colocan haciendo trabajar al lanzador como viga de dos vanos cargada en su segundo vano. La luz es de 43,44 m en el vano y 20,4 m en el voladizo. Sin embargo, la carga en voladizo no supera los 15,4 m, pues el resto queda ocupado por la mitad del bastidor y el apoyo delantero.

Una vez colocadas las dovelas 5, se cambia la posición de los apoyos llevándolos a las dovelas 5 y también a la 5 frontal del vano anterior. En esta posición se colocan las dovelas 6 a 9. Las frontales trabajando con el voladizo de 20,4 m y las dorsales



en el primer vano de una viga de dos vanos con 41,05 m de luz.

Una vez colocada la dovela 9 se cambia la posición de apoyos llevándolos sobre esas dovelas 9 y sobre la 9 frontal del vano anterior. En esta posición se colocan las dovelas 10 a 13. Las dovelas frontales se colocan una vez más en voladizo de 20,4 m, en tanto que las dorsales se colocan con un vano de 21,89 m.

En cuanto a la interacción del lanzador con la estructura, hay que tener en cuenta, en el cálculo del puente, las reacciones que en las distintas fases de construcción produce el lanzador al apoyarse en él. Estas reacciones, por una parte, requieren un pretensado mayor que si el puente no soportara al lanzador y, por otra, dejan esfuerzos residuales en el tablero.

Para darse cuenta de la importancia de esta interacción entre el lanzador y el puente baste decir que la reacción máxima sobre la dovela 9 frontal es de unas 100 t, lo que produce un momento flector en la dovela 0 de unos 2.000 m.t que viene a ser el quinto del momento total que se produce en fase de construcción.

Por otra parte, debido al cambio de esquema estático, las reacciones de apoyo del lanzador dejan esfuerzos residuales en el tablero. Estas reacciones se ponen cuando el tablero está avanzando en voladizo y se retiran después de haber cerrado el centro del vano estableciendo la continuidad. Resultan por tanto esfuerzos distintos sobre el tablero al poner la reacción y al retirarla; y en consecuencia, queda un esfuerzo residual que hay que tener en cuenta en el cálculo.

C.3. Lanzamiento y orientación de la dovela de pila

El lanzamiento de la dovela 0 presenta algunas particularidades respecto al de las demás dovelas. La dovela 0 ha de colocarse sobre los gatos de la pila tratando de orientarla lo mejor posible para que todo el brazo en voladizo quede en su sitio. La colocación de la dovela 0 no es la única orientación que se realiza ya que el conjunto de cinco dovelas (después de colocadas las dovelas 2) se orienta de nuevo. No obstante, cuanto mejor sea la orientación de la dovela de pila, menores serán los movimientos que se precisen en la reorientación.

La dovela 0 se coloca situando el eje del lanzador sobre el eje de la pila, desplazado en el peralte por el canto. Después se lleva la dovela y se deja sobre los gatos que han sido dispuestos sobre recrecidos de hormigón que los dejan a cota teórica cuando el pistón está a media carrera. La posición en planta se logra haciendo coincidir

marcas realizadas en el centro de las cuatro caras laterales de la dovela, con los ejes teóricos de las pilas que han sido así mismo marcados sobre la coronación y que no coincidirán, en general, con los ejes reales.

La colocación de la dovela 0 es una situación lo más aproximada posible a su situación final lograda sin usar topografía, a base solamente de cinta métrica, plomadas y marcas en las caras de las dovelas y de las pilas. La posición en la que queda la dovela sobre la pila será corregida posteriormente cuando el avance de los voladizos permita una base de medida mayor. El único error de posicionamiento que no se puede corregir es el desplazamiento en el sentido longitudinal del puente; por ello, es en esta posición donde se debe procurar la mayor precisión en la colocación de la dovela 0.

C.4. Lanzamiento y reorientación de las demás dovelas

La dovela que se va a colocar se enfrenta al extremo del voladizo, manteniéndola suspendida del lanzador a una distancia de unos 15 cm en horizontal y un poco más alta que el tablero ya construido, y se procede a dar la resina epoxi. La resina epoxi se da en la cara dorsal de la dovela que se va a colocar, y se extiende con la mano. Se consumen 4 kg/m² aproximadamente, quedando una capa de algo más de 2 mm de espesor recubriendo la cara de la dovela.

En un principio se estudiaron cuatro formulaciones diferentes que tenían las siguientes propiedades. La primera, para emplear en invierno, cubría un rango de -5° a 10°C; la segunda, para emplear en primavera y otoño, cubría de 10° a 20°C, y la tercera, para emplear en verano, cubría un intervalo de 20° a 35°C. Además se tenía una formulación especial que cubría casi todo el intervalo y era de aplicación los días de lluvia.

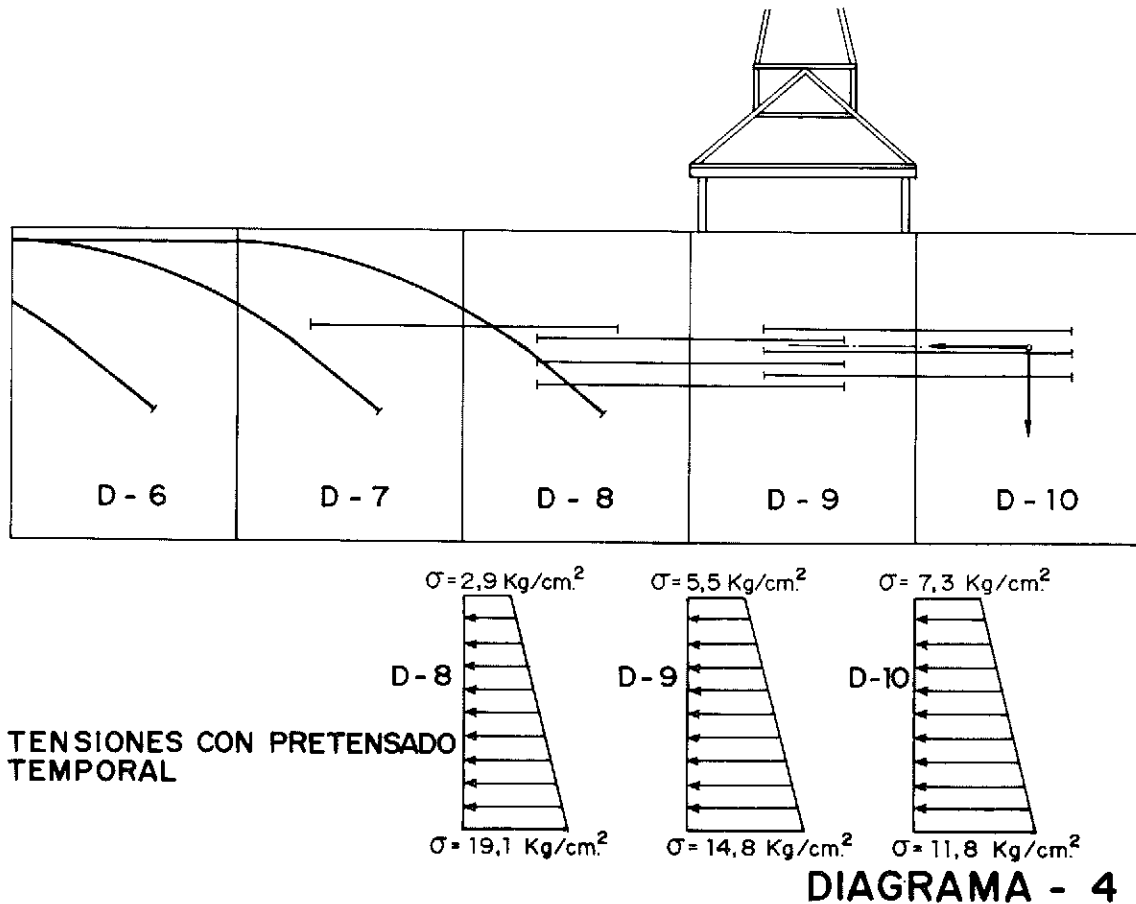
Las propiedades principales de estas tres formulaciones eran: "Pot life" (tiempo en el cual la resina se puede aplicar a la cara de junta): mayor de 20 minutos en todos los casos. "Open time" (tiempo en el cual se pueden unir ambas dovelas y la resina es expulsada de la junta al comprimirla): mayor de 60 minutos en la formulación de invierno y en la intermedia, y mayor de 45 minutos en la de verano. Resistencia a tensión tangencial: 53 kg/cm² en la de invierno, 46 kg/cm² en la intermedia y 42 kg/cm² en la de verano. Resistencia a compresión: 933 kg/cm² en la de invierno, 758 kg/cm² en la intermedia y 778 kg/cm² en la de verano. El punto de termorreblandecimiento está, en los tres casos, por encima de los 45°C.

La naturaleza de las resinas ha sido una base de

resina epoxi, con endurecedores diferentes a base de aminas cicloalifáticas. Estas aminas producen temperaturas altas de termorreblandamiento. La absorción de agua estuvo por debajo del 2 por 100 y la adherencia por encima de 20 kg/cm². La disminución de la adherencia por la aplicación en superficie mojada fue del 30 por 100 en el caso de la resina para lluvia. Esta resina era muy versátil y se podía aplicar en un rango de temperaturas muy amplio, procurando evitar su uso solamente con temperaturas de verano muy altas. Aunque las características de las resinas empleadas eran excelentes, como queda dicho, hay que señalar que las funciones mecánicas de la resina en los puentes de dovelas actuales han quedado muy limitadas y su importancia está más en relación con el sellado de la junta y la estanquidad intervainas durante la inyección.

Una vez dada la resina en la cara de la dovela, se lleva ésta a coincidir con el voladizo y se introducen las barras Dywidag del pretensado temporal. Se utilizaban seis barras entre cada dos dovelas, que se anclaban mediante placa rectangular de 15 cm por 29 cm en los nervios centrales de las dovelas, provistos cada uno de seis agujeros por cada la-

do, de tal manera que se utilizaban tres para las barras que acababan en la dovela y los otros tres para las barras que se iniciaban hacia la dovela siguiente. Las barras se tesian desde su extremo frontal con un gato Dywidag muy ligero, y se soltaban por el extremo dorsal. Para el caso de las dovelas 0 y 2 y las dovelas 4 y 5 se disponían agujeros especiales; en el primer caso por no requerir anclaje en la dovela 0 la dovela 1 dorsal; y en el caso de las dovelas 4 y 5 por su diferente espesor de almas. Las barras Dywidag tienen diámetro 36 mm, con una fuerza de rotura garantizada de 125 t/ud. Las barras se tesian al 75 por 100, es decir, 95 t/ud y tienen su centro de gravedad coincidiendo aproximadamente con la fibra neutra, por lo que la tensión producida es sensiblemente uniforme en toda la sección. La tensión del pretensado temporal, más el peso de una dovela en voladizo, varía de 6,5 a 7,5 kg/cm², valor que es del orden del doble del mínimo recomendado en el "Precast segmental box girder manual" del P.C.I. Esto permite garantizar la expulsión de la resina de la junta, necesaria para que se produzca la transmisión de compresiones del hormigón al hormigón. (Figura 12) (Diagrama 4).



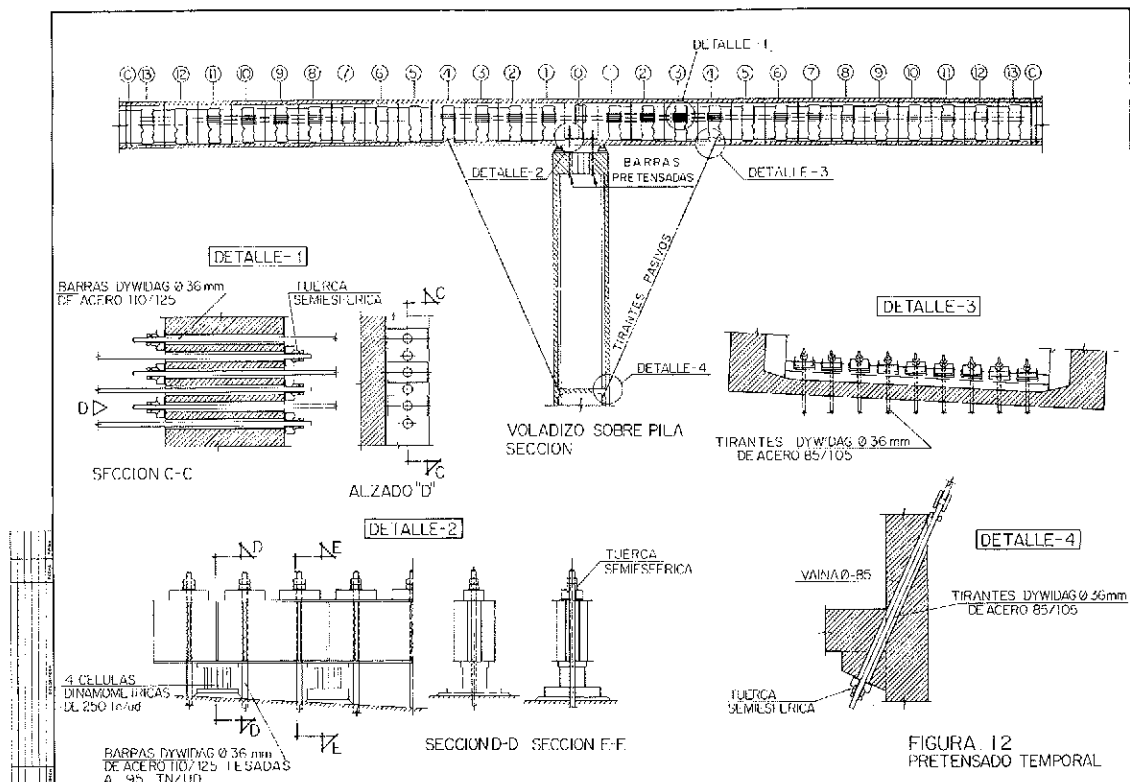


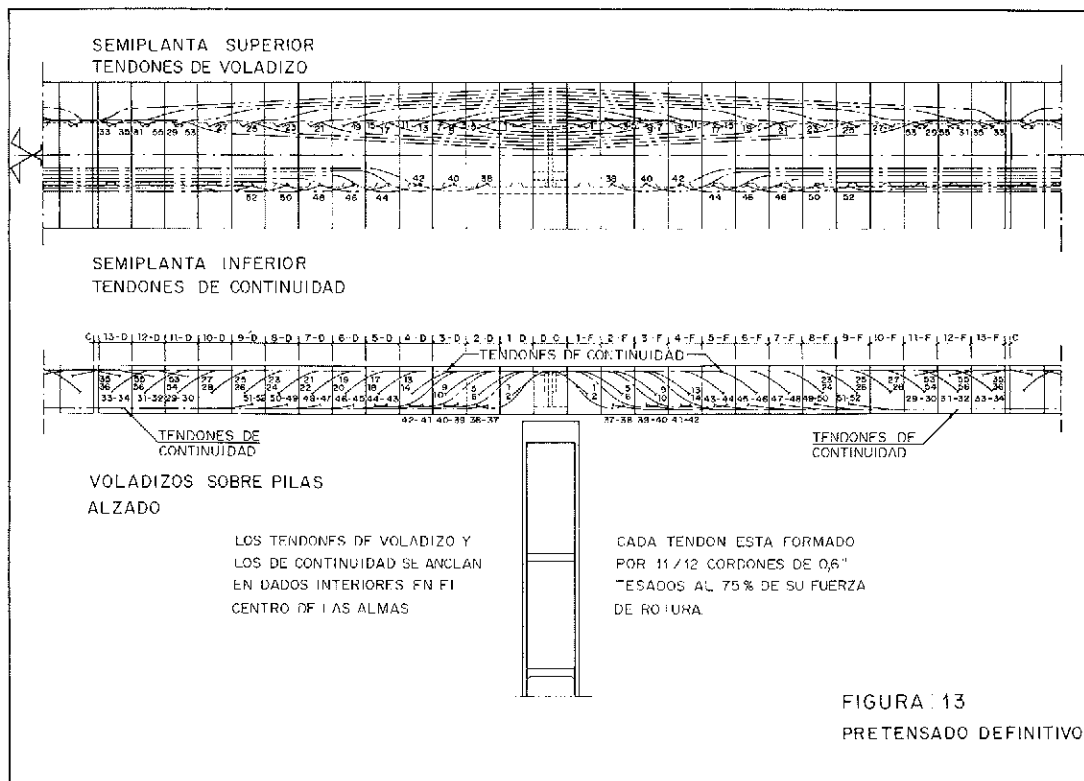
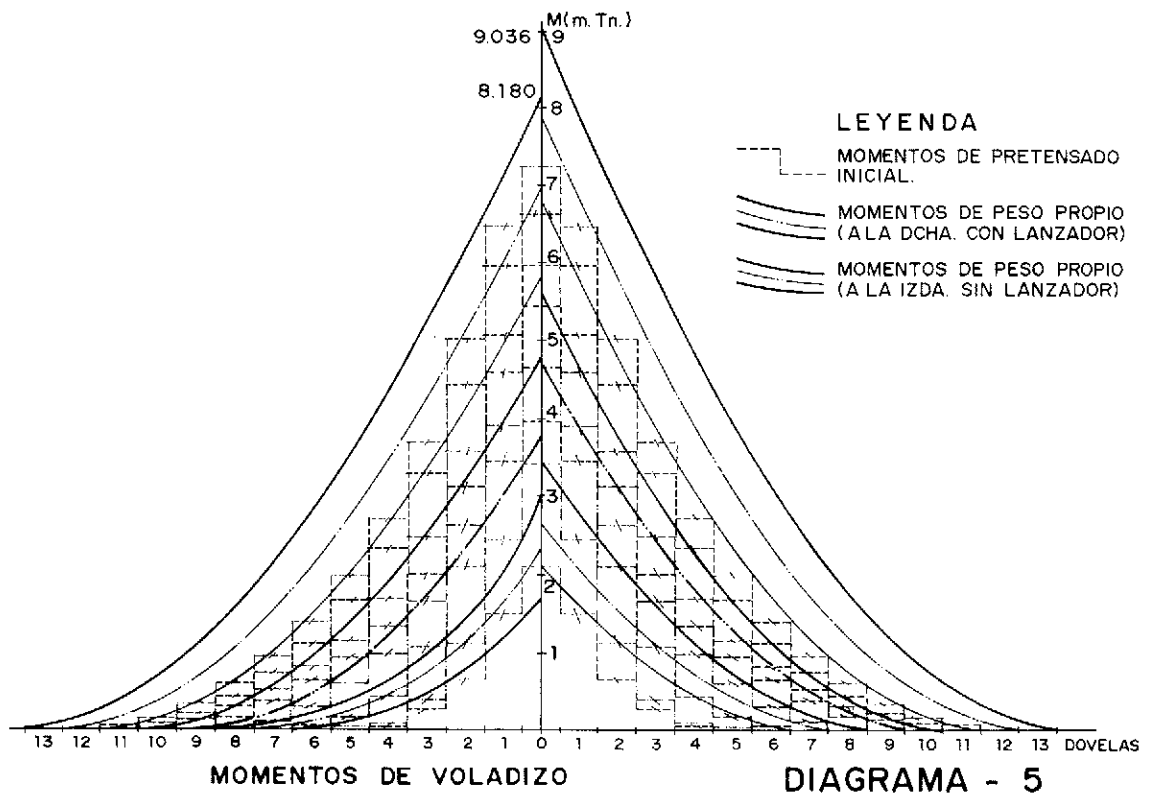
FIGURA 12
PRETENSADO TEMPORAL

El pretensado definitivo iba retrasado dos dovelas respecto de la colocación con barras. Normalmente, se empezaban las operaciones de pretensado definitivo por la tarde y se terminaban por la noche. De este modo se colocan fácilmente cuatro dovelas por día, pudiendo llegarse a seis dovelas e incluso a más. Como consecuencia del desfase entre el pretensado temporal y el definitivo, hay que calcular los voladizos con n dovelas sujetas con pretensado temporal, lo que supone menor número de tendones que de dovelas colocadas. (Diagrama 5).

La operación del pretensado definitivo empieza por el enhebrado de los cordones. El enhebrado se realiza con máquina enhebradora que empuja cada cordón por el interior de las vainas. Para esta operación se coloca una caperuza en el extremo del cordón, para evitar que se destrencen los alambres. Cuando se encontraron dificultades de enhebrado se procedió a soldar a un cordón ya introducido, otros dos, y tirar del primero con cabrestante. Las dificultades de enhebrado van en función del diámetro de las vainas y del trazado del pretensado. El trazado viene condicionado por el método de fabricación de dovelas en un molde único. En efecto, en este molde, en su cara frontal, se han de prever los agujeros para salida de las vainas, y no es posible agujerear este molde indefinidamente. Por ello los tendones atraviesan las juntas en posiciones estándar que obliga a un trazado en planta mediante líneas paralelas. En

alzado, los tendones de avance en voladizo, a razón de dos por cada dovela, discurren por la losa superior hasta dos dovelas antes de aquella en que van a ser anclados. En estas dos últimas dovelas, el tendón se incurva para descender al anclaje que se sitúa a mitad de altura de las almas, en un dado en el interior del cajón. Además de estos tendones estándar de avance en voladizo, las dovelas 2 a 5 incorporan una segunda pareja de tendones que también van por la losa superior pero que descienden a la parte inferior del bloque de anclajes. Estos tendones no sólo refuerzan los de voladizo, sino que, además, reducen el esfuerzo cortante en la zona próxima a los apoyos. En resumen, se puede decir que el trazado característico de los tendones de voladizo es una zona recta en su mayor parte, con sendas zonas de fuerte curvatura en planta y alzado en las dos últimas dovelas para llegar al anclaje. En el caso de los tendones adicionales de las dovelas 2 a 5, estas zonas curvas se extienden a tres dovelas y además la parte recta disminuye notablemente, hasta incluso desaparecer en los más cortos. (Figura 13).

Los tendones de voladizo están constituidos por 11 cordones de 0,6 pulgadas de diámetro, que se tesan a 240 t/ud. Los tendones adicionales de las dovelas 2 a 5 están constituidos por 12 cordones de 0,6 pulgadas de diámetro que se tesan a 260 t/ud. Los cordones se enhebraron utilizando aceites solubles. Las vainas utilizadas fueron de 90 mm y los anclajes y gatos fueron sistema Freyssinet.



El pretensado definitivo se realizó con dos equipos de tesado simultáneo, desde los dos extremos. Para ello se dispuso de dos centrales hidráulicas y dos gatos Freyssinet, con capacidad para el tesado a 260 t/ud. El pretensado se realizó con algunas dificultades de enhebrado y con valores de los alargamientos algo inferiores a los previstos en los cables largos, y algo superiores a los previstos en los cortos.

La reorientación de los voladizos se realizaba en dos fases adicionales a la orientación de la dovela 0 descrita en el apartado anterior. La primera se realizaba después de colocadas las dovelas 2 frontal y 2 dorsal. De este modo se tenía un total de cinco dovelas colocadas, que proporcionaban una base de medida de 12 m de longitud. La segunda reorientación se hacía, cuando era necesaria, al terminar cada T de voladizos, antes del cierre.

Las operaciones de reorientación con cinco dovelas, se dividen en alzado y planta. La reorientación en alzado incluye el peralte y el perfil longitudinal y se hace actuando directamente sobre los 4 gatos de 200 t/ud, de movimiento vertical, que están bajo las dovelas 0. La reorientación en planta se hace actuando sobre los 4 gatos de 25 t/ud, de movimiento horizontal, que acompañan a los anteriores.

Las operaciones de reorientación del voladizo completo, cuando son necesarias, son similares pero para el alzado hay que actuar con los gatos de 500 t/ud que están bajo la dovela 1, y para la planta hay que cambiar el apoyo de todo el tablero, desde los gatos grandes de 500 t/ud a los pequeños de 200 t/ud, trabajando en estos últimos sólo con su tuerca de bloqueo mecánico (400 t/ud), pues su capacidad hidráulica está excedida por el peso propio del tablero (1.200 t). Dada la gran masa que se pone en movimiento y la necesidad de tener los voladizos sin las barras de unión a la cabeza de pila, esta operación implica grandes riesgos y debe, en general, ser evitada, por medio de una buena reorientación sobre cinco dovelas.

La operación de reorientación en alzado consiste en calcular la diferencia que hay entre las cotas reales obtenidas con topografía y las teóricas de los puntos B' frontal y dorsal y del peralte dovela 0 con respecto al previsto. Se obtienen así las magnitudes necesarias de una traslación vertical y dos giros (uno longitudinal y otro transversal) que permiten calcular los movimientos que hay que dar a los cuatro gatos bajo el tablero.

La operación de orientación en planta consiste en calcular la diferencia entre las coordenadas reales obtenidas con topografía y las teóricas de los puntos B' frontal y dorsal. Se obtienen así las magnitudes necesarias para una traslación horizontal transversal y para un giro de eje vertical, que permiten calcular los movimientos que hay que dar a los cuatro gatos horizontales bajo la dovela 0.

Las cotas y coordenadas teóricas de los puntos B' se calculan teniendo en cuenta los datos del control geométrico correspondientes a la prefabricación de las dovelas en parque.

C.5. Operación de cierre en clave

Una vez que se han terminado los voladizos de dos pilas consecutivas, hay que proceder a dar continuidad al vano hormigonando "in situ" una dovela de cierre de 33,5 cm de espesor. En general, la colocación mediante marcas de la dovela 0 y la reorientación con topografía del conjunto de las cinco primeras dovelas, debe ser suficiente para lograr cerrar con error menor de 2 cm en planta y alzado; y menor de 0,5 por 100 de error en peralte. Si no se llegara al cierre dentro de estos límites, cabe realizar una orientación de los voladizos completos en alzado, peralte y planta, como quedó dicho en el apartado anterior. Los movimientos en alzado y peralte no son demasiado difíciles. Los movimientos en planta tienen más dificultad porque hay que cambiar el apoyo del tablero desde los gatos grandes a los pequeños. No obstante, en la construcción de los viaductos de Cruzul y Horta, se han realizado varias veces movimientos en alzado, peralte y planta de los voladizos completos, no habiendo tenido incidentes en ninguna ocasión. Sin embargo, hay que señalar que en todas las ocasiones se tomaron extraordinarias medidas de seguridad y que siempre hubo a pie de obra, dirigiendo la operación, un Ingeniero con titulación y conocimientos suficientes para tomar la responsabilidad de la misma. Los cálculos geométricos para el movimiento de un voladizo completo son semejantes a los descritos para la reorientación cuando se tenían cinco dovelas colocadas.

Una vez reorientado el voladizo, el tablero presentará una coincidencia perfecta en el cierre; mientras que en el extremo libre se habrán dado las coordenadas previstas. Las siguientes operaciones son: el encofrado, ferrallado, colocación de vainas y el hormigonado de la dovela de clave seguido, a las 24 horas, del pretensado de continuidad. El encofrado se realiza mediante un molde metálico muy ligero que se sujeta a ambos extremos de los voladizos. La ferralla y colocación de vainas se hace en unas cinco horas solamente, dada las pequeñas dimensiones de esta dovela de cierre. El hormigonado es también muy corto pues lleva tan sólo unos dos metros cúbicos y medio. En las juntas de hormigonado entre el hormigón fresco y el hormigón de las dovelas extremas, se ha preferido no utilizar resina. Por ello, se tomó la precaución de introducir un pequeño pretensado con barras entre las dovelas 13 de ambos voladizos, hasta tanto se introducía el pretensado definitivo de continuidad. Una secuencia similar se realizó en las dovelas extremas, o dovelas de estribo, hormigonadas "in situ", que se pretensaban a la dovela inmediata contra la cual se hormigonaban sin

intermedio de ninguna resina.

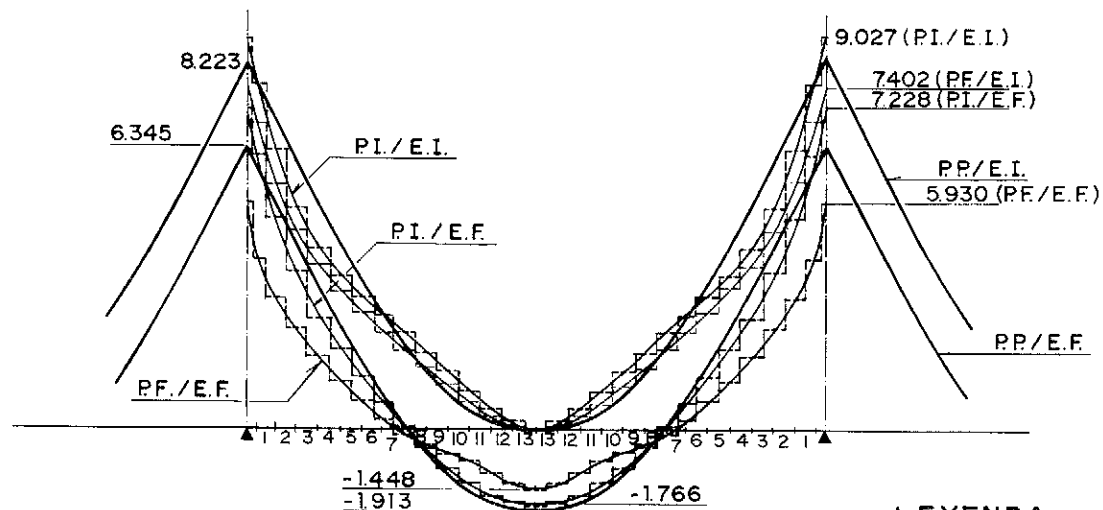
Los tendones de continuidad que permiten el cierre de unos voladizos con otros en el centro de los vanos, tienen un trazado recto y paralelo, en la zona no influida por la llegada al anclaje. Estos tendones van por la losa inferior y dos dovelas antes del anclaje se incurvan ligeramente para anclar en el extremo inferior de los bloques de anclaje. Estos tendones se completan con otros cuatro en la losa superior, cerrando la clave. Los tendones superiores son necesarios para que el pretensado de continuidad propiamente dicho, no produzca tracciones en la fibra superior, en una fase en la que aún no actúan ni el peso propio ni ninguna otra carga sobre esa sección. Los tendones de continuidad superiores están constituidos por 11 cordones de 0,6 pulgadas de diámetro, que se tesan a 240 t/ud; y los inferiores por 12 cordones de 0,6 pulgadas de diámetro que se tesan a 260 t/ud.

Los sucesivos cierres en clave van transformando el esquema estático. Por lo tanto, el tablero del puente ha de calcularse como una estructura evolutiva, con los distintos esquemas por los que va pasando y tomando en consideración la redistribución de esfuerzos debidos a la deformación diferida del hormigón. El cálculo de la redistribución de esfuerzos por la deformación diferida del hormigón, en diferentes esquemas estáticos, se ha realizado por un método simplificado que da una cota pésima de los esfuerzos. Se ha calculado con el puente en esquema estático inicial y esquema estático final, combinando cada uno de ellos con el

pretensado antes y después de pérdidas. Cálculos más exactos mediante programas de ordenador que tomen en cuenta la fluencia y la pérdida de pretensado en el tiempo, no parecen justificados para una estructura de las dimensiones de las aquí tratadas. Cálculos de nivel intermedio, como los preconizados por el citado manual del P.C.I., no producen mucha más exactitud, ni tampoco un ahorro económico importante de pretensado. (Diagrama 6).

C.6. Inyección de las vainas de pretensado

La inyección de las vainas, que se realizó al terminar cada viaducto, se inicia con el lavado de los aceites solubles empleados en el enhebrado, tesado y protección de los tendones. Durante este lavado con agua se detectaron una serie de fugas y algunas interconexiones de vainas. Las fugas se sellaron con resinas epoxi, utilizando un andamio exterior colgado bajo el puente y que rodaba sobre el tablero. Las interconexiones se resolvieron inyectando simultáneamente las vainas conectadas. Para mayor seguridad se aditivó la lechada de inyección con el retardador de fraguado Bettorretard, de la casa Bettor, que permitía reinyecciones hasta 24 horas después del mezclado. En el futuro, los problemas de fugas e interconexiones se deben evitar mediante una gran precisión en la prefabricación y en la aplicación de resinas, o mediante dispositivos a base de gomas tóricas alrededor de las vainas, que den una perfecta estanquidad a la unión de los conductos en las juntas.



COMBINACION DE HIPOTESIS DE PESO PROPIO Y PRETENSADO EN ESQUEMA ESTATICO INICIAL Y FINAL, ANTES Y DESPUES DE PERDIDAS DIFERIDAS.

LEYENDA

- P.P. - PESO PROPIO
- P.I. - PRETENSADO INICIAL
- P.F. - PRETENSADO FINAL
- E.I. - ESTADO INICIAL
- E.F. - ESTADO FINAL

DIAGRAMA - 6

D. OPERACIONES DE TERMINACION

En este apartado se comentan brevemente las operaciones de terminación del puente y algunas conclusiones referentes a rendimientos y otros aspectos.

D.1. Pavimento y barreras

Una de las ventajas del procedimiento de prefabricación de dovelas, a diferencia de la prefabricación de vigas, es que se prefabrica la sección completa del puente. Por ello, una vez colocadas las dovelas, el puente está prácticamente terminado y no queda sino colocar las barreras y el pavimento.

En el caso de los viaductos de Cruzul y Horta, las barreras son tipo New Jersey, es decir, barreras rígidas de hormigón armado. La barrera se prefabricó en el parque, dividiéndola en dos partes: la barrera propiamente dicha y el babero o imposta que cuelga del tablero. La conexión de ambas piezas con el propio tablero se hizo mediante el hormigonado de un cajetín corrido a todo lo largo del puente, en el cual confluyen las armaduras de espera de las tres piezas.

El pavimento del puente se extendió en dos capas de 4 cm, de la cual la primera sirvió para absorber las irregularidades del acabado geométrico de la calzada. En el caso de las primeras dovelas fabricadas para el viaducto de Horta, las irregularidades eran demasiado grandes para absorberlas con el pavimento. Por ello, en el primer vano se dispuso una capa de regularización, de hormigón ligero con Arlita, que dejó la superficie del tablero con la forma prevista.

D.2. Prueba de Carga

En el momento de redactar esta comunicación, sólo se ha realizado la prueba de carga del viaducto de Horta, estando la prueba del viaducto de Cruzul pendiente de la terminación de la colocación de barreras del puente.

La prueba de carga del viaducto de Horta consistió en someter las secciones de apoyo y centro de vano al 75 por 100 del momento de sobrecarga pésimo previsto en los cálculos del proyecto. Se probaron todos los vanos con un tren de cargas que consistió en dos grupos de seis camiones de 28 t, dispuestos en dos filas de tres, en dos vanos consecutivos o alternos.

Los resultados de la prueba fueron excelentes pues no se apreció fisuración alguna ni apertura de ninguna junta. En las flechas se obtuvieron desviaciones menores del 5 por 100, y la recuperación fue prácticamente inmediata y del 100 por 100.

D.3. Rendimientos y Conclusiones

Los dos rendimientos más importantes en la técnica de voladizos con dovelas prefabricadas se refieren a la fabricación de dovelas en el parque y a la colocación en obra de las mismas. En la fabricación en parque se emplearon nueve hombres, incluyendo el manejo del acopio y sin incluir la mano de obra de la ferralla ni la topografía. Estos hombres han fabricado, durante más de un año, trescientas dovelas, a un ritmo constante de una dovela cada día. En la colocación de dovelas se empleaban siete hombres que durante cinco meses colocaron las doscientas dovelas del viaducto del Cruzul, a un ritmo medio de dos dovelas por día de trabajo, si bien en algunos días no se colocaban dovelas y en otras ocasiones se colocaban cuatro al día.

Con estos rendimientos y las cuantías de: hormigón $0,65 \text{ m}^3/\text{m}^2$, armadura activa $30 \text{ kg}/\text{m}^2$, y armadura pasiva $110 \text{ kg}/\text{m}^3$, se obtiene un coste por m^2 , para el tablero, aproximadamente igual al de uno de vigas de 45 m de luz.

La conclusión es que el procedimiento que aquí se describe permite puentes muy económicos para alturas de pilas grandes, para obstáculos naturales que dificulten las cimentaciones y/o las cimbras, y para luces entre 50 y 80 m, pudiéndose llegar hasta los 110 metros o más, dependiendo de los medios de puesta en obra. La velocidad de construcción del tablero es enorme y se pueden conseguir plazos récord en la construcción de puentes, simultaneando la prefabricación de dovelas con la construcción de pilas. Otras ventajas adicionales del método son: permitir la construcción en curva, y poder controlar mejor las deformaciones, elásticas y de fluencia, al colocarse en obra las dovelas con cierta edad (de 15 a 21 días mínimo).

E. PERSONAL QUE HA INTERVENIDO EN PROYECTO Y OBRA

En los estudios del proyecto han participado:

El proyecto del viaducto aparece por primera vez en el concurso de proyecto y obra que convoca el Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo, en la solución presentada por la oficina Técnica de Ferrovial, S.A., dirigida por D. Fermín Velasco. El proyecto de construcción fue redactado por D. Santiago Pérez-Fadón, de la oficina Técnica de la misma empresa, asistido en los cálculos por D. Sebastián Sánchez-Bernal, D. Pedro Uzquiza, D. J. Emilio Herrero y D. Juan Nistal. La delineación ha sido dirigida por D. Pedro Acosta con la especial participación de D. Jesús del Rey.

El diseño y proyecto de las pilas altas del viaducto del Cruzul se hizo en colaboración entre la

Oficina Técnica de Ferrovial y el Departamento de estructuras de la Escuela de Caminos de Santander, con la participación de los profesores Juan José Arenas y Luis Villegas.

La Geotecnia para el estudio de las cimentaciones fue desarrollada por D. Antonio Guerra y D. Enrique Lancha, de Geoestudios, S.A., realizando los sondeos la empresa S.I.T.E., con la participación de D. Julio Retuerto.

El proyecto del lanzador de dovelas fue realizado por Ingeniería, Estudios y Servicios, S.A., con la participación de D. Adolfo Agra y la asesoría del Ing. Germiné, de la empresa italiana Attrezzature Speciali.

El proyecto de la célula de prefabricación fue también realizado por las mismas empresas, con la participación de D. Antonio Alda y D. Santiago Ortega. La teoría geométrica para el control de la forma de las dovelas en parque fue desarrollada por el Prof. Geri, de la Universidad de Pisa.

Además, y en la resolución de algunos problemas de la asistencia técnica a la ejecución de la obra, se ha contado con la asesoría de D. Philippe Castel, de Freyssinet Internacional, de París, y del ingeniero italiano Alessandro Rovera, de Ponti e Viadotti S.P.A., ambos muy experimentados en la técnica de construcción por voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas.

En la ejecución de las obras han participado:

La Demarcación regional de carreteras de Galicia, a cuyo frente está D. Pedro Sánchez-Tamayo; y como director de obra D. Alvaro Landeira.

En la jefatura de obra han estado D. Enrique Ballesteros y D. Luis Miguel Muñoz, ambos de la Delegación Noroeste de Ferrovial, S.A., dirigida por D. Juan Loureda. Como jefe de producción, D. Antonio Bocanegra, y como jefe de topografía D. J.M. Resina.

El pretensado temporal se hizo mediante barras Dywidag, habiendo intervenido: el Ingeniero Urmetzer en algunos diseños de detalles y el Sr. Sistiaga en el suministro de las barras, anclajes y gatos.

En el pretensado definitivo se han utilizado anclajes y gatos de Freyssinet y la puesta en obra la hizo Tecpresa. Por la primera se ha contado con la participación de D. José María Noval. Por la segunda se ha contado con la participación de D. Antonio Gil.

Los apoyos han sido fabricados y suministrados por Centro de Trabajos Técnicos, de D. Juan Ripoll.

Las resinas epoxi han sido estudiadas, ensaya-

das y suministradas por Gairesa, con la especial participación de D. Juan Meizoso y D. Senén Paz.

El control de obra ha sido llevado directamente por la propia Dirección de obra; y en la prueba de carga del viaducto de Horta las mediciones y control fueron realizados por Internac.

REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

Se incluyen, en lo que sigue, algunas referencias bibliográficas de publicaciones usadas para el proyecto de los puentes de Cruzul y Horta.

—Construction and design of prestressed concrete segmental bridges; W. Podolny jr. and J. Muller; Wiley.

—Recommendations for segmental construction in prestressed concrete; Guides to good practice F.I.P.

—Precast segmental box girder manual; P.C.I.

Proposal for a standard for acceptance test and verification of epoxy bonding agents for segmental construction; F.I.P.

—Les joints de voussoirs dans les ponts en béton précontraint; n° 435. Junio 85. Annales de l'Institut Technique du bâtiment et des travaux publics.

—Industrializzazione nell'esecuzione di ponti e viadotti con il sistema costruttivo a conci prefabbricati; Fausto Faustetti, Alessandro Rovera; Atti del congresso cte 1984 sulla industrializzazione edilizia; Firenze 1984.

—Analisi delle perdite di tensione dei cavi di precompressione nell'esecuzione di ponti e viadotti con il sistema costruttivo a conci prefabbricati; Giornate aicap'85; mayo 1985. Riva del Garda.

RESUMEN

En esta comunicación se presenta el proyecto y la construcción de los viaductos de Cruzul y Horta, con dovelas prefabricadas, en voladizos sucesivos.

En primer lugar se hace una descripción general de los viaductos; después se trata el parque de prefabricación de dovelas, con especial mención del control geométrico. En tercer lugar se describe la puesta en obra de las dovelas, con referencia al lanzador metálico, a las resinas empleadas y a las operaciones de orientación de los voladizos. Finalmente se tratan las operaciones de terminación, la prueba de carga, el personal que intervino en proyecto y obra; y algunas referencias bibliográficas usadas en el proyecto de estos puentes.

Intencionadamente se han mezclado en la exposición algunos párrafos referentes al cálculo de la

estructura, en aquellos apartados relacionados con dichos cálculos. Se ha preferido hacerlo así, en lugar de dedicar un apartado independiente al cálculo, para poner de manifiesto la relación que hay entre el proceso constructivo y el cálculo estructural, en los modernos métodos de construcción de grandes puentes.

SUMMARY

This report presents the project and construction of the Cruzul and Horta Viaducts with prefabricated segments in balanced cantilever.

First, a general description is given of the viaducts; then the segments prefabrications depot

is covered, with special reference to geometrical control. Thirdly the placing on site of the segments is described, with reference to the metal launcher, the resins used and operations of orientation of projections. Lastly the operations of completion, load test, the personnel involved in the design and on site and some bibliographical references used in the design of these bridges are dealt with.

In the exposition, some paragraphs relating to the calculations of the structure have been intentionally placed in the sections related with these calculations. This has been preferred to devoting an independent section to the calculation, to show the relation existing between the construction process and structural calculation in modern construction methods of large bridges.

* * *

SEMINARIOS TORROJA Tecnología de la Construcción y de sus Materiales

El Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento, del CSIC, organiza a lo largo de 1989 seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del Sector.

Estos Seminarios se celebran en la Sala de Conferencias del Instituto, situado en la calle Serrano Galvache s/n (acceso por Arturo Soria frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos

horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

En el primer ciclo, correspondiente al invierno de 1989, se han celebrado cinco seminarios cuyos ponentes han sido D. Manuel Elices, D. Vicente Sánchez Galvez, D. Rafael Blázquez, D. Manuel Pastor y D^a Carmen Andrade.

Los seminarios programados para el segundo ciclo, correspondiente a la primavera de 1989, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
06 Abril	Juan Monjo	Errores sistemáticos en el diseño constructivo de fachadas.
20 Abril	Alfonso del Río	Análisis de Estructuras Reforzadas.
04 Mayo	Javier Manterola	Problemática actual en el Proyecto de Puentes.
18 Mayo	Julián Salas	Tecnologías para viviendas de interés social en Latinoamérica. El programa CYTED 5 ^o Centenario.
01 Junio	Demetrio Gaspar	Corrosión química del hormigón. Elección de materiales.
15 Junio	José M. Gállico	La Permeabilidad del hormigón en relación con su durabilidad.

Elevación de vigas en los accesos al puente de Cochrane (U.S.A.)

Juan Bautista Ripoll
 Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos.
 Ramón Martí Ayxelá.
 Ing. de Caminos, Canales y Puertos.

INTRODUCCION

El puente se encuentra en construcción y cruza el río Cochrane, junto a la ciudad de Mobile, al Sur del Estado de Alabama, en U.S.A.

Tiene un tramo central atirantado y dos rampas de acceso. Su longitud total es de 2.250 m.

El tramo central se construirá con tirantes de tipo STRONGHOLD desarrollados por CTT en España.

En la presenta comunicación nos ocuparemos de los accesos que se construirán con elementos prefabricados y postesados en el suelo y que se elevarán a su posición final mediante gatos hidráulicos también fabricados en España por CTT.

LOS ACCESOS AL PUENTE

Tienen 15 vanos por su lado Oeste y otros 15 por el Este, con luces de 58 m (195') en la mayoría de los tramos. (Fig. 1).

La sección transversal de las vigas está formada por dos cajones independientes y paralelos, que tienen una anchura de calzada de 12,9 m. (42' 4"). (Fig. 2).

La planta es curva en parte del trazado, lo que obliga a fabricar vigas con curvatura en planta.

Se ha previsto que la mayor parte de las vigas cajón que constituyen los accesos se hormigonon debajo de su posición definitiva en el puente. Tendrán 55 m cada una dejando una junta longitudi-

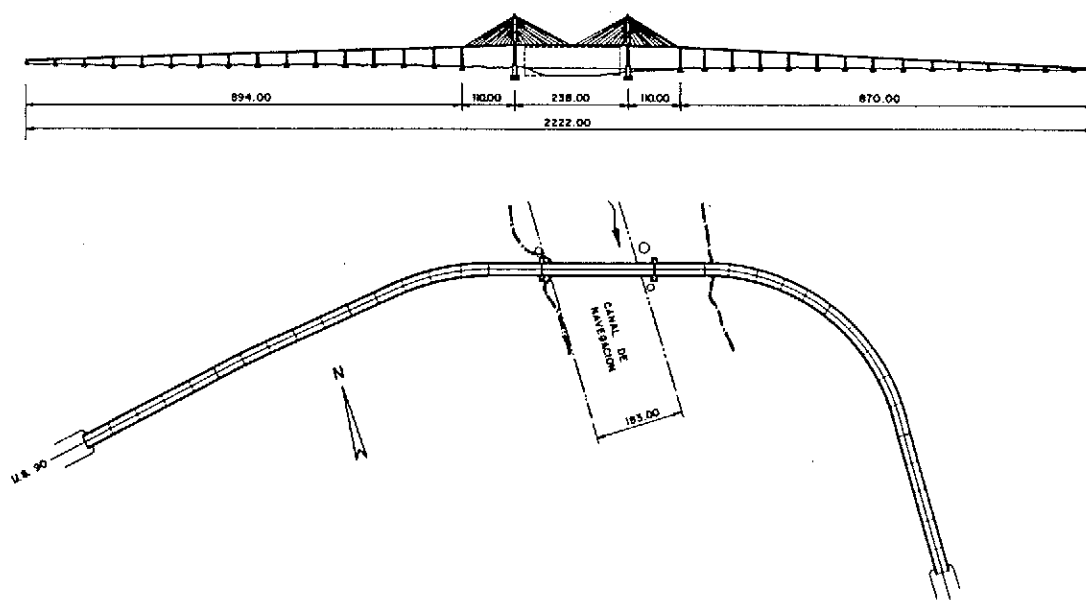


Fig. 1. Planta y Alzado generales

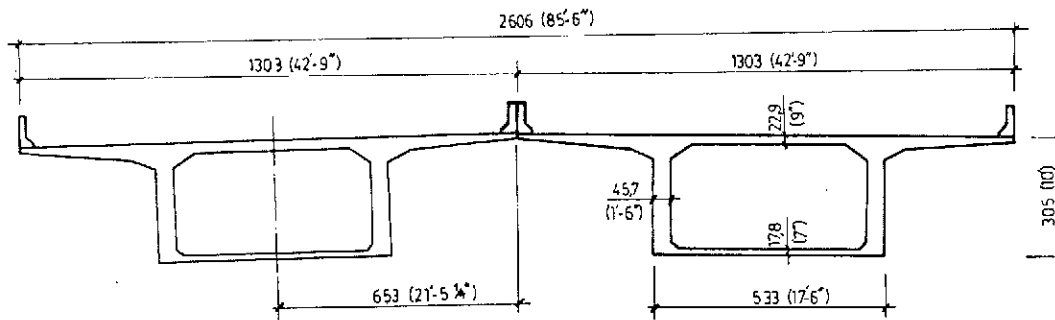


Fig. 2. Sección transversal - Acceso puente Cochrane -

nal entre ellas y se dispondrá un cabecero prefabricado situado encima de los pilares, que posteriormente se conectará con las vigas elevadas.

Unicamente se hormigonarán in situ los vanos extremos de ambos accesos y un par de vanos más, debido a la necesidad de mantener servicios y pasos inferiores.

El número de elementos prefabricados será pues de 52 vigas, de sección en cajón, que se elevarán a alturas que alcanzan los 30 m. El peso de cada viga es del orden de 1000 t.

Todas las vigas prefabricadas, así como las hormigonadas "in situ" llevan cables postesados STRONGHOLD, con torones de 0,6" en número variable, según los tipos de anclaje.

Al ser hormigonadas las vigas entre las pilas del puente, podrán ser elevadas con gatos hidráulicos a su posición de servicio y cosidas a los elementos que coronan las pilas, sin que tengan que desplazarse horizontalmente. Para la conexión a la dovela de pila se dejará una junta que se hormigonará posteriormente.

Siendo el peso por viga de 1000 t y al ser elevadas por cuatro puntos, las cuatro reacciones serán diferentes, debido a la curvatura en planta.

Se estima que la máxima reacción sobre un gato puede alcanzar las 400 t y eso fija la capacidad de los gatos.

Por otra parte, el suelo es horizontal, pero los accesos del puente tienen un gradiente, como indica la fig. 1, lo que obligará a inclinar la viga durante su elevación para dejarla en su posición correcta.

El proceso seguido es en consecuencia:

- Eleva la viga y situarla en posición con los gatos, ajustando su pendiente al trazado.
- Fijación provisional de las vigas a la estructura metálica de soporte.
- Relleno de la junta entre la viga y la dovela de pila.
- Cosido con pretensado de ambos elementos.
- Relajación de la sujeción temporal y retirada

de los gatos, pasándolos al tramo siguiente.

Las operaciones de elevación se iniciarán en los extremos, desplazándose hacia el centro del puente.

Unos detalles ilustrativos de cómo operan los gatos y se realiza la elevación aparecen en las figs. 3 y 4.

REACCIONES EN LA PILA

Durante la elevación se aplica una fuerza excéntrica a la pila que debe equilibrarse para evitar flexiones. Por ello, se utilizan las vigas adyacentes, lo mismo la que está elevada que la del suelo y, mediante barras de alta resistencia se contrapesa el esfuerzo transmitido por los gatos. Además, la pieza prefabricada que se apoya en la pila está cosida temporalmente a ésta, también con barras de alta resistencia. Con lo anterior se evita el tener que anclar al terreno y se usan los propios elementos del puente para compensar esfuerzos.

OPERACION DE ELEVACION

En primer lugar, se coloca sobre la pila la dovela prefabricada y se cose a ella con barras postesadas tipo Dywidag.

Después, se coloca en posición la estructura metálica y los cuatro gatos que deben realizar la operación.

Dadas las fuerzas de elevación necesarias, se estimó en 27 torones de 0,7" Dyform la composición de cada tendón. La carga de rotura del torón es de 38 t y la del cable 1.026 t, lo que da un coeficiente de seguridad de $k \approx 2,5$.

Los gatos son del tipo Stronghold G-800 debidamente modificados (fig. 5) para la misión que deben cumplir y con espacio interior suficiente para alojar los 27 torones de 0,7". Van provistos además, de doble agarre para cuñas especiales capaces de un alto número de utilizaciones.

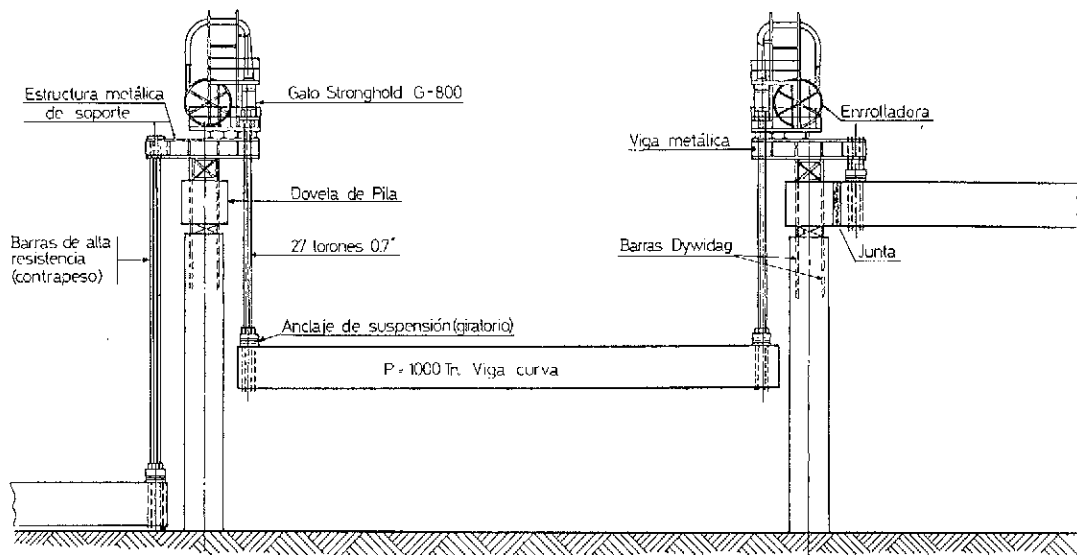


Fig. 3. Puente de Cochrane. Proceso de elevación de las vigas cajón con Gatos STRONGHOLD de 800 t. Peso viga 1000 t. N° de vigas: 52.

Teniendo en cuenta que la altura a la que hay que elevar las vigas es variable, los cables elevadores necesitarán también longitudes diferentes en cada caso. Por ello y para evitar extenderlos por el suelo durante el proceso de elevación, se previeron unas enrolladoras (fig. 4) al lado de cada gato

y a medida que la viga sube, el cable se va enrollando en un tambor y no sufre deterioro.

Terminada la elevación de una viga, los gatos y cables, con sus enrolladoras, pasan al tramo siguiente.

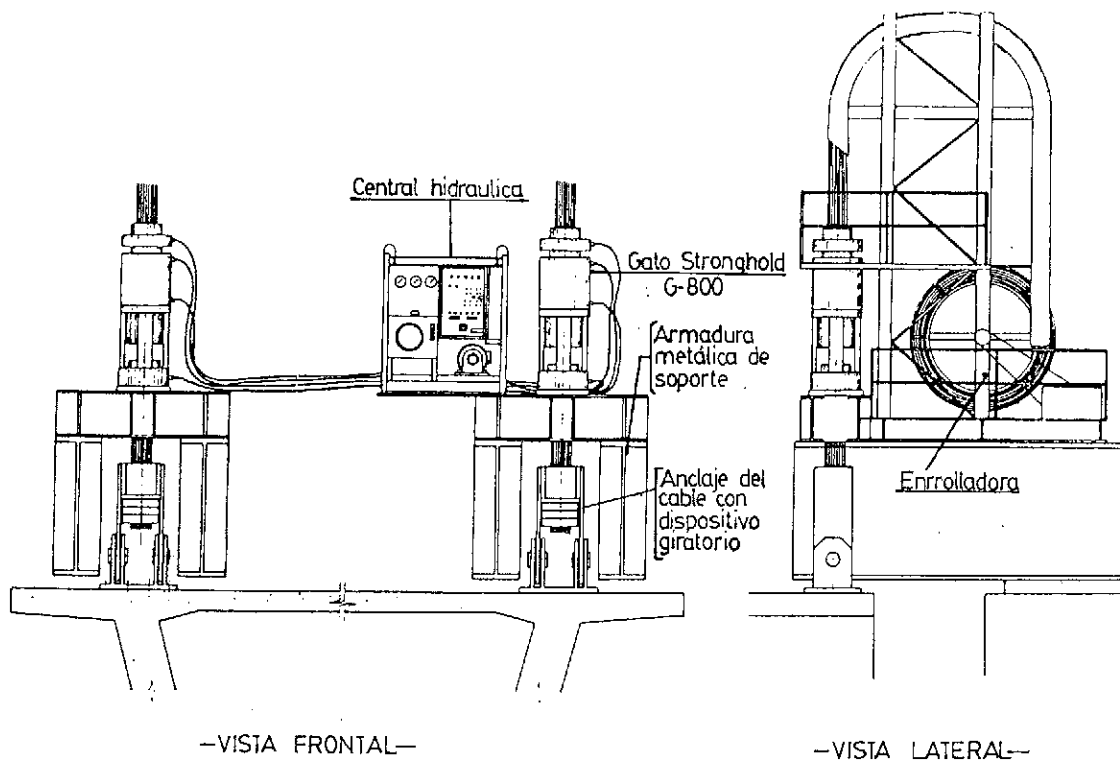


Fig. 4. Detalle del emplazamiento de los gatos

SUJECION TEMPORAL DE LA VIGA

Cuando la viga llega a su posición definitiva, se sujeta al armazón metálico mediante barras roscadas, para lo cual se han previsto los elementos necesarios. Se relajan entonces los cables, y los gatos con sus accesorios pueden trasladarse al vano siguiente.

El relleno de la junta y su cosido se hace con la sujeción temporal.

UNION DE LA VIGA AL CABLE Y ELEVACION DEL CONJUNTO

Para elevar la viga se fijan cuatro puntos de suspensión, 2 en cada extremo. Un gato está enfilado en cada uno de los cuatro cables elevadores.

La unión del cable a la viga se hace mediante un pasador que une el anclaje inferior del cable a una placa cosida a la viga (fig. 6). De este modo, las rotaciones de eje horizontal para ajustarse a la pendiente o a los errores de elevación entre extremos, no se traducen en flexiones de los torones y los cables quedan siempre rectos.

Por otra parte, el sistema de pasador permite un desmontaje rápido para liberar la viga del cable.

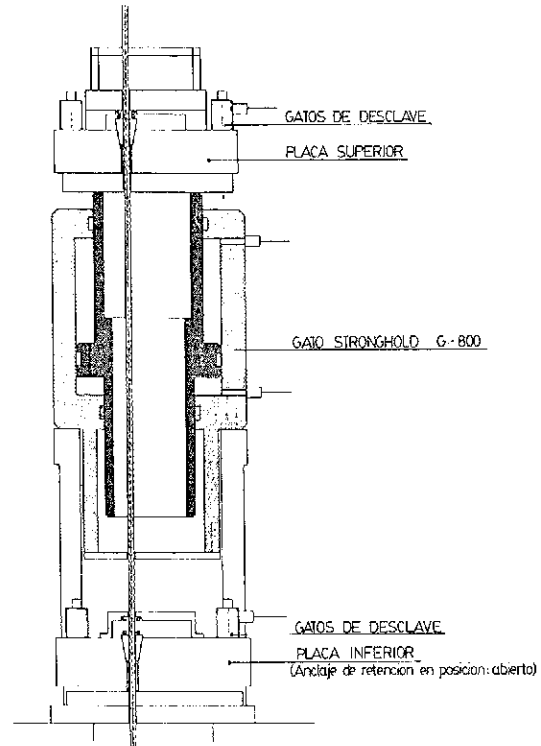


Fig. 5. Detalle del gato Stronghold G-800 y accesorios (Posición elevación)

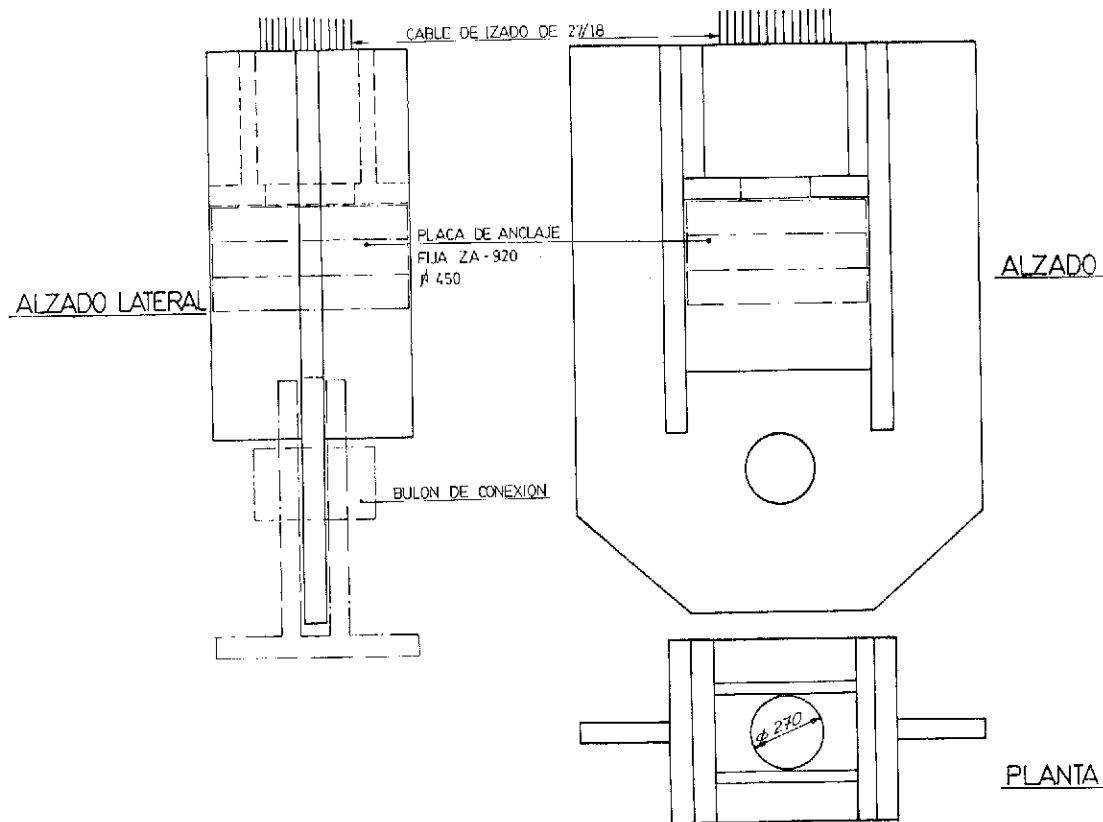


Fig. 6. Anclaje fijo ZA-920. Solución con placa única.

Los gatos están situados excéntricamente con respecto al eje de la pila y necesitan un contrapeso en el extremo opuesto. Las barras que equilibran el esfuerzo excéntrico de los gatos se anclan en la viga adyacente y están en tensión hasta que, colocados los gatos y sus cables, se van descargando gradualmente y se transfiere su esfuerzo a los cables. Las barras pueden desmontarse y retirarse a partir de ese momento.

EQUIPO NECESARIO PARA LA ELEVACION

Consiste en cuatro gatos Stronghold G-800 colocados en las esquinas de la viga y alineados con las almas de ésta.

Los dos gatos de una pila están accionados por una central. Son pues necesarias dos centrales hidráulicas (figs. 7, 8 y 9).

Las centrales y los gatos son accionados desde una consola central (fig. 10) por un solo operador que dispone frente a él de toda la información necesaria para realizar la operación de elevación a control remoto.

La consola se sitúa en el suelo, entre los pilares, pero las centrales están en lo alto de las pilas, junto a los gatos.

El proceso operativo de los gatos es sencillo. Cuando el gato se extiende y tira del cable, el anclaje de retención está abierto (Fig. 5) y al retroceder, el anclaje de base retiene al cable.

Los gatos llevan adosados los siguientes aparatos de medida:

- Transductores de presión.
- Transductores de carrera.

Hay dos centrales, una por pila. Cada central tiene un motor que acciona dos bombas hidráulicas.



Fig. 7.

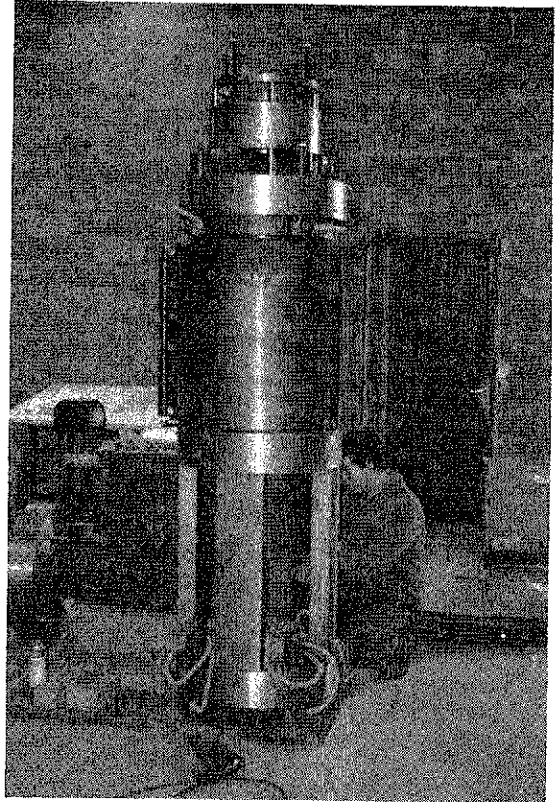


Fig. 8.

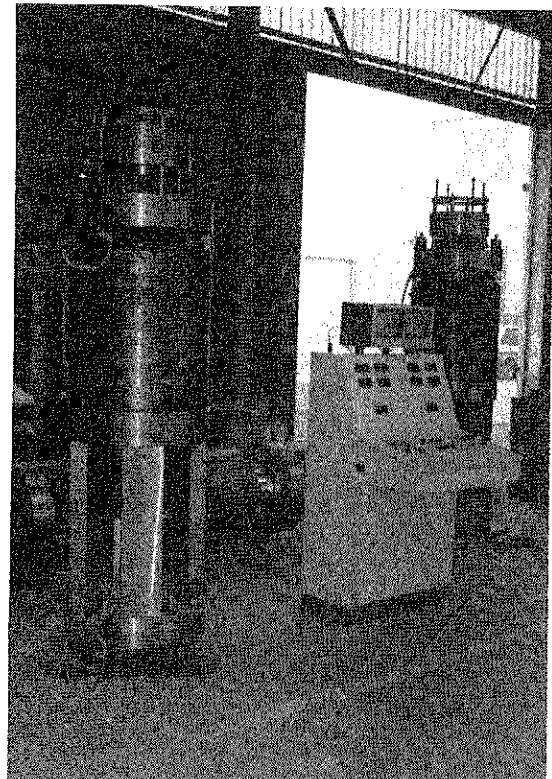


Fig. 9.

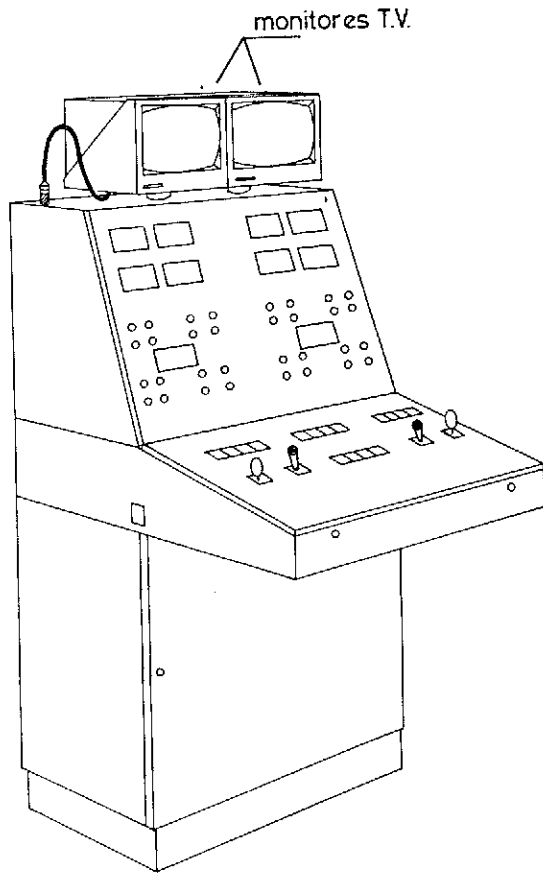


Fig. 10. Consola de mando (Esquema)

cas, lo que garantiza el mismo caudal para todos los gatos. El error máximo previsto es del 3 por 100 y puede corregirse al final de cada embolada.

CONSOLA DE MANDO

Consta de los siguientes elementos:

—Controles:

Cada gato puede ser accionado individualmente o conjuntamente con los otros, utilizando los pulsadores de selección que los conectan al circuito.

Accionando una palanca se logra que todos los gatos conectados suban o bajen simultáneamente. Un control semejante se ejerce con los gatos de desclave de cuñas.

Un botón de emergencia permite parar todos los equipos.

—Monitores:

Para cada gato se indican:

- La fuerza en toneladas.
- La carrera en pulgadas.
- La presión en los minigatos.
- Circuito de TV:

Un circuito de TV muestra la elevación de la viga en sus extremos a la altura de los cuatro puntos de sujeción. La posición de las cámaras de TV permite enfocar conjuntamente los extremos de la viga y el fuste de las pilas, que llevan adosadas unas miras indicadoras de la elevación con respecto al nivel del suelo, lo que permite al operador conocer exactamente la posición de cada uno de los puntos de sujeción.

Detalles del proceso operativo aparecen en las figuras 11 a 15.

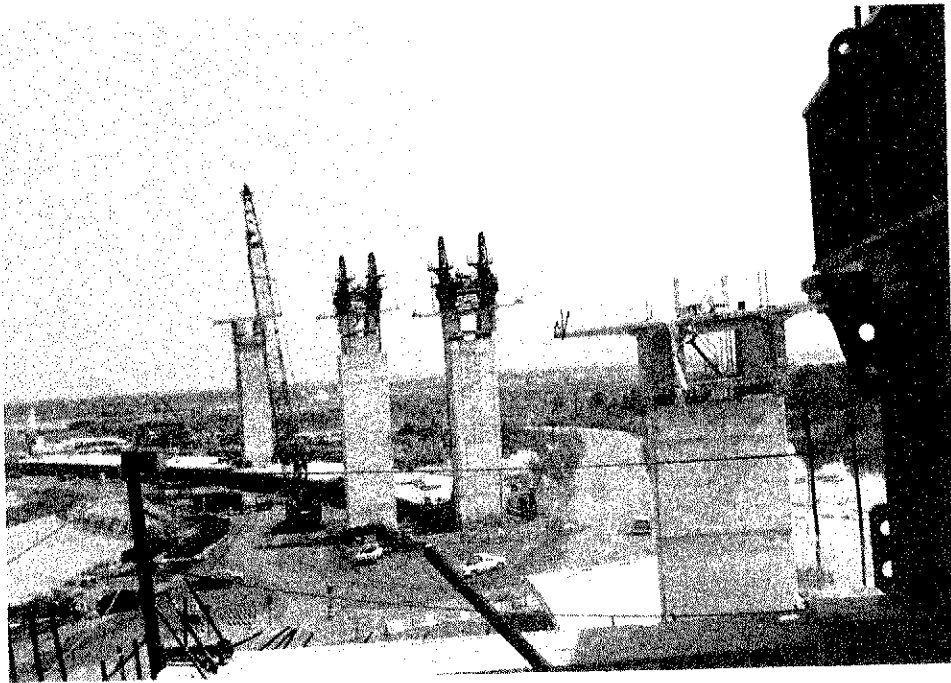


Fig. 11.

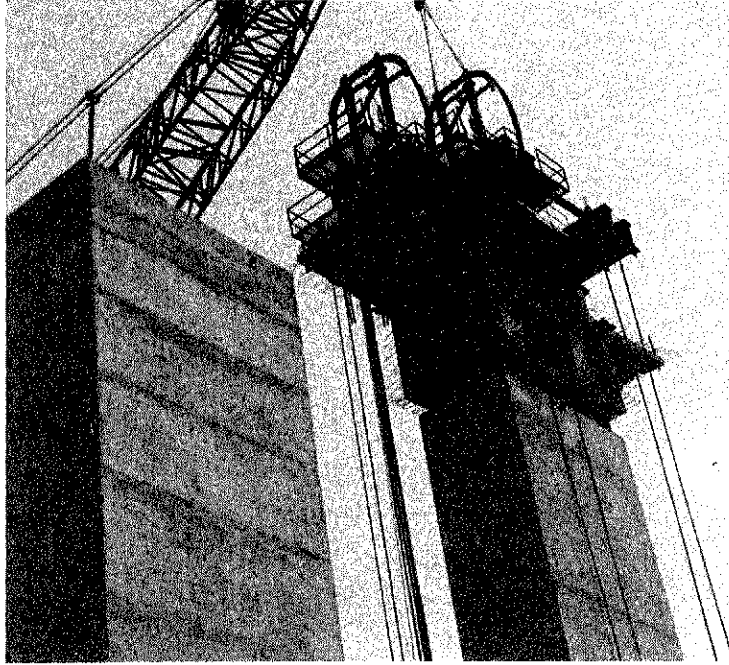


Fig. 12.

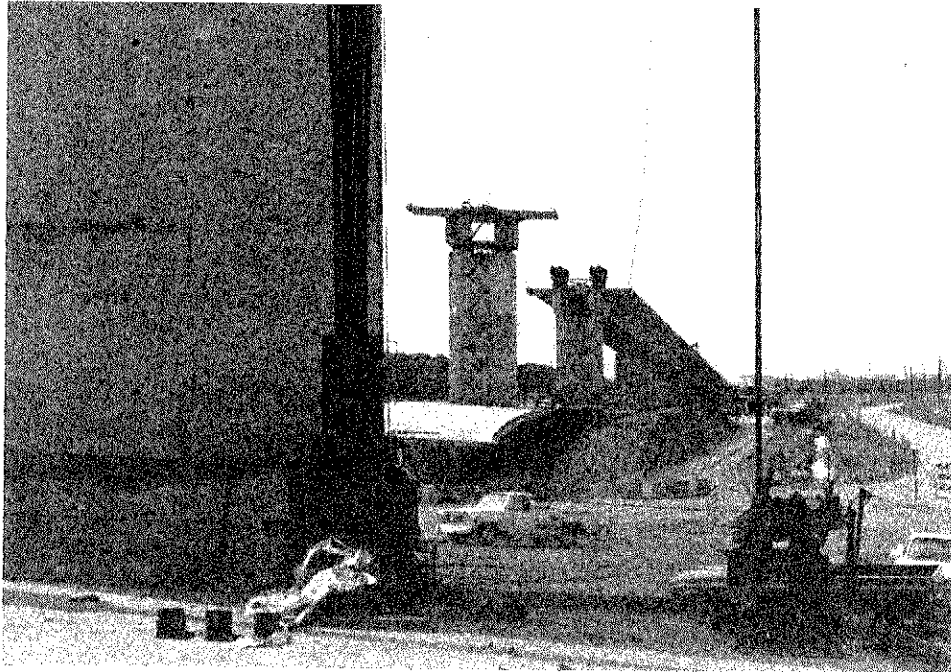


Fig. 13.

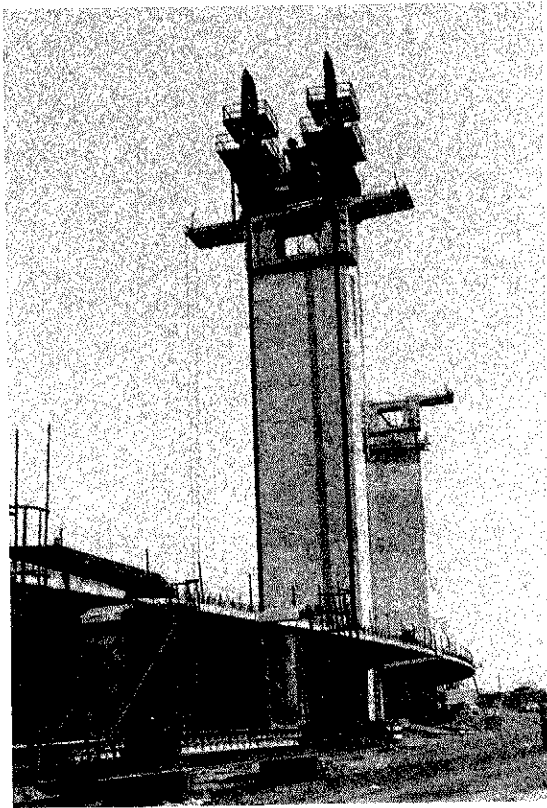


Fig. 14.

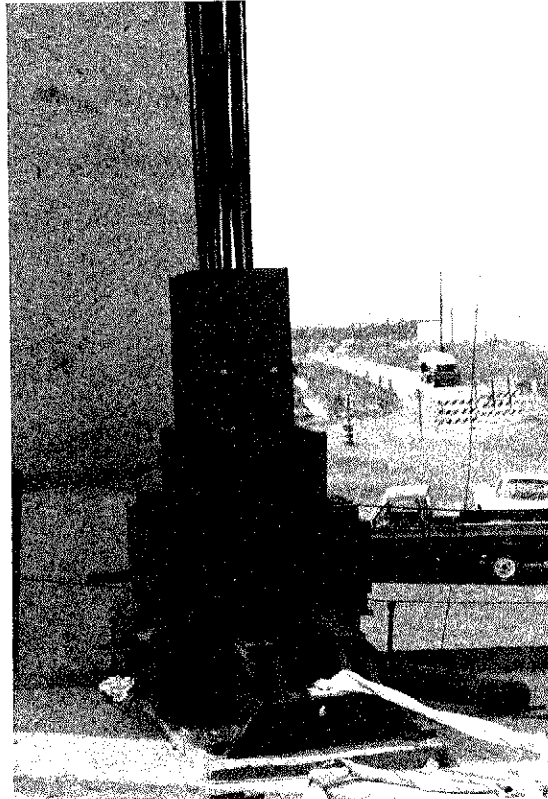


Fig. 15.

RESUMEN

Se hace una descripción detallada del proceso de elevación de los tramos que componen los accesos al puente. Esta descripción descubre, tanto las dificultades como las necesidades que debía afrontar el equipo hidráulico de elevación, que se describe posteriormente.

Cabe señalar el alto grado de control, así como la manejabilidad de dicho equipo.

SUMMARY

This article starts with a detailed description on the lifting procedure concerning the approaches of the bridge. This description shows the difficulties and the necessities involved in such a lifting job. Later we describe the necessary equipment to resolve all types of problems.

It is interesting to point out the high level of control and handling of the described equipment.

* * *

XIª Conferencia sobre Estructuras de Hormigón Pretensado

19-21 de abril 1989

La Sociedad Científica y Técnica Checoslovaca y el Comité Nacional Checoslovaco de la FIP, han organizado, para los días 19 a 21 de abril del presente año 1989, la XIª Conferencia sobre "Estructuras de Hormigón Pretensado".

Las Sesiones se celebrarán en el Palacio de la Cultura, de Praga.

El objetivo fundamental de esta Conferencia es dar a conocer los últimos avances logrados durante los últimos cuatro años en la teoría, cálculo, construcción y mantenimiento de las estructuras pretensadas, especialmente en los campos relativos a los siguientes puntos:

1. Investigación en puentes y estructuras.
2. Teoría de las estructuras.
3. Análisis y cálculo.
4. Ejecución.
5. Elementos de hormigón pretensado.
6. Mantenimiento, rehabilitación, ensayos.

Los que deseen participar en esta Conferencia o presentar alguna Comunicación deberán ponerse en contacto, a la mayor brevedad posible, con:

Mrs. A. Vávrová
 Dùm Techniky
 Gorkého nám. 23
 112 82 PRAHA
 (Checoslovaquia).

Anclajes especiales para el nuevo puente del F.C. sobre el río Duero, en Oporto (Portugal)

Juan Bautista Ripoll
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Juan Ayats Calsat
Director Oficina Técnica de CTT, S.A.

INTRODUCCION

El concepto de anclaje postesado es ya un concepto clásico y digamos que forma parte del léxico constructivo; pero lo que es el anclaje en si, lo mismo que el concepto del tendón, evoluciona y cambia de forma constantemente. Por ejemplo, hace unos años era normal el uso de alambres o barras planas para los tendones; más adelante se pasó al cable de 0,5", posteriormente al de 0,6" y actualmente se empieza a hablar ya de fibra plástica de alta resistencia.

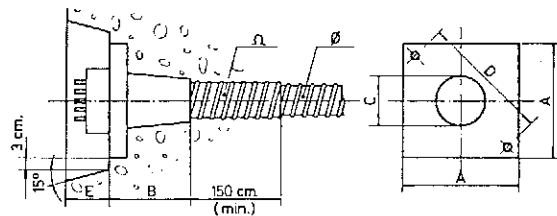
Inicialmente, el anclaje consistía en una placa de reparto que transmitía esfuerzos al hormigón y en un elemento de anclaje que se apoyaba en aquella. Pero la placa de reparto exige una superficie amplia porque toda la carga se transmite a través de ella. Si faltara espacio, el anclaje de superficie ha de transformarse en anclaje de profundidad.

El extremo opuesto del anclaje en superficie, sería el anclaje lineal, que anclaría al tendón en la propia sección de la vaina (un ejemplo típico son los anclajes en roca) y no necesitaría área de reparto (Fig. 1).

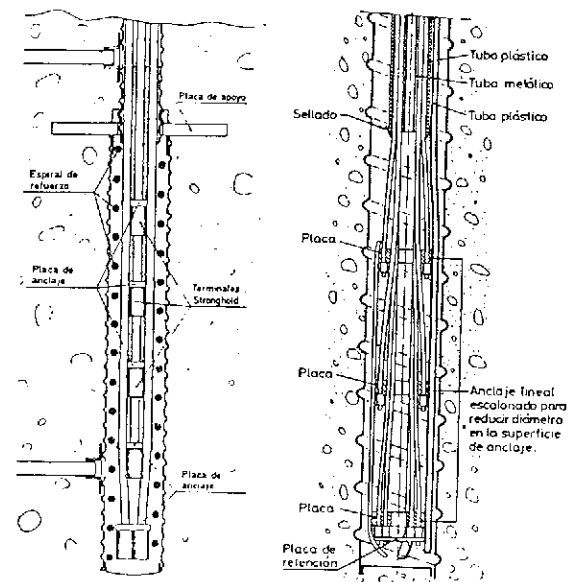
Entre ambos extremos caben interpolaciones cuando no se dispone de una amplia superficie para anclar, pero sí de un mínimo que permita utilizar un anclaje de pisos o niveles.

Así nacieron los anclajes tipo RIB CAST que reduciendo la superficie de apoyo de la culata, transfieren los esfuerzos a dos niveles y distribuyen mejor en profundidad las cargas del tendón (Fig. 4).

El puente del Duero, en Oporto, es un ejemplo



Anclaje superficial para torones



Anclaje lineal para torones

Fig. 1.

en el que ha habido que reducir la superficie de reparto y diseñar un anclaje especial, tal como requiere la esbeltez de la obra.

A continuación se exponen las principales características de los anclajes especiales diseñados para el puente del Duero.

Estos anclajes han sido desarrollados enteramente, desde su fase de diseño, pasando por los cálculos necesarios hasta su posterior fabricación, por la empresa Centro de Trabajos Técnicos, S.A. de Barcelona. Son pues anclajes STRONGHOLD.

Después de una breve descripción de la obra, se exponen las principales causas que han generado los anclajes especiales citados, que se salen del ámbito de lo que podemos denominar anclajes estándar.

Una vez comentada la necesidad de realizar unos anclajes especiales, se pasa a exponer sus características, haciendo hincapié, en lo posible, en cómo se resuelven los problemas planteados por los imperativos del proyecto, cuyo autor es el Profesor Edgar Cardoso.

Finalmente, se describen los ensayos realizados en relación con estos anclajes especiales.

EL PUENTE DEL DUERO

El nuevo puente del ferrocarril sobre el río Duero, en Oporto (Portugal), se inscribe como obra singular dentro del nuevo tramo ferroviario que enlazará la estación de Devenzas, en Vila Nova de Gaia (margen izquierda), con la de Campanha, en Oporto (margen derecha) (Fig. 2).

El tramo, de vía doble, tiene una longitud aproximada de 3.370 m que se dividen en tres tramos menores: Acceso de la margen izquierda (1.509 m), Puente del ferrocarril sobre el río Duero (1.030 m) y Acceso de la margen derecha (831 m). A su vez, el tramo del Puente del ferrocarril (1.030 m) se subdivide en tres partes: Viaducto de la margen izquierda (360 m), Zona Central (500 m) y Viaducto de la margen derecha (170 m), aunque esta última división es puramente formal ya que en realidad el tablero es continuo en toda la longitud del Puente (1.030 m).

Los anclajes especiales desarrollados por Centro de Trabajos Técnicos, S.A. se inscriben en el Puente del ferrocarril, tanto en su Zona Central como en los Viaductos, por lo que fijaremos la descripción en esta parte de la obra.

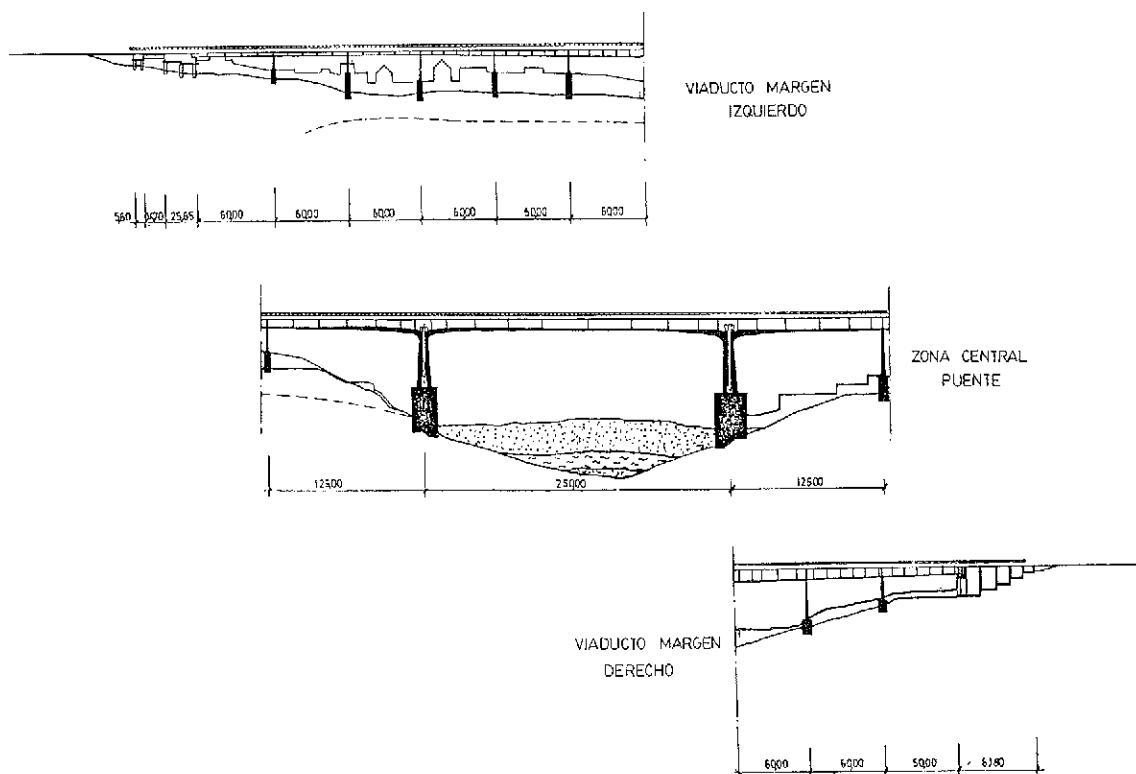


Fig. 2.

La Zona Central (500 m) está constituida por una estructura porticada simétrica, con una luz central de 250 m y luces laterales de 125 m, siendo ésta la parte más singular de la obra bajo el punto de vista estructural. Los Viaductos se constituyen con una luz básica de 60 m (6 vanos en la margen izquierda y 2 vanos más otro de 50 m en la margen derecha).

La construcción se realiza por voladizos sucesivos, arrancando simultáneamente desde las dos pilas, de unos 57 m de altura, mediante cuatro carros de avance.

Construida la dovela sobre pila, de 10 m de longitud, las dos dovelas siguientes de cada vano tienen una longitud de 5 m; siguen, en cada vano, 13 dovelas de 7,5 m de longitud. El cierre del puente tendrá, por lo tanto, una longitud de unos 25 m que se ejecutarán por medio de dos carros más una estructura metálica auxiliar.

El peso de las dovelas es del orden de 100 t y el de los carros de avance es de 145 t.

Los Viaductos se construyen con una viga de lanzamiento de 100 m de longitud.

¿POR QUE UNOS ANCLAJES ESPECIALES?

Dos características básicas del proyecto pueden considerarse como las causas de la génesis de los anclajes especiales, que son los elevados valores, tanto de las acciones debidas al peso propio como de las debidas a las sobrecargas.

Con el fin de minimizar las acciones de peso propio, el proyectista dispuso unos espesores mínimos para las losas superior e inferior así como para las almas de la sección, que define como un cajón bicelular (Fig. 3).

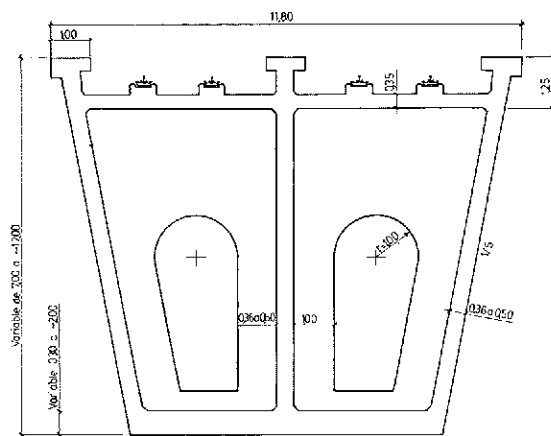
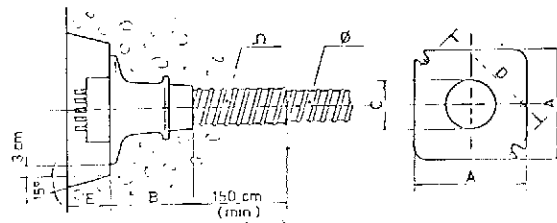


Fig. 3. Perfil transversal (Zona central puente)

Definida la sección, se fijó la fuerza de pretensado inicial en el 65 por 100 de la carga última de los tendones, que para el caso que nos ocupa son de dos tipos: 19 cordones de 0,6" (19/0,6") y 24 cordones de 0,6" (24/0,6"). Resultan unos valores de las fuerzas de pretensado iniciales de 333 t para el tendón de 19/0,6" y 422 t para el tendón de 24/0,6".

Inicialmente, se tanteó una solución con culatas STRONGHOLD del tipo CR cuyas características se muestran en la Fig. 4. En ella se aprecia que el área de reparto se constituye mediante dos zonas de forma geométrica cuadrada, siendo la dimensión A el lado de la mayor. Sin más que considerar los recubrimientos mínimos y a la vista de los espesores de las almas (Fig. 3) se comprende la inviabilidad de este primer intento para el anclaje de 24/0,6". Pero es que además una nueva consideración anulaba también la posibilidad de disponer la culata STRONGHOLD CR-24 para el anclaje de 19/0,6". Se trataba de la armadura pasiva para hacer frente a la flexión y principalmente al esfuerzo cortante. Una característica de la armadura pasiva de cortante es que se dispone con una desviación importante con respecto de la vertical.



TORON 0,6" (t)	19	24
CULATA	CR-24	CR-32
A	310	350
B	320	460
C	150	185
D	363	420
E	120	130

Fig. 4. Culata estándar con refuerzo.

La consideración conjunta del paso de las armaduras pasivas mencionadas más arriba y de los recubrimientos mínimos, nos condujo a la necesidad de pensar en resolver el problema mediante un nuevo diseño de anclaje que, por todo lo expuesto hasta el momento, podría alejarse bastante de la geometría habitual.

LOS ANCLAJES PARA EL PUNTE DEL FERROCARRIL SOBRE EL RIO DUERO

Consecuentemente con los condicionantes ya apuntados y después de estudiar varios diseños, finalmente se llegó a la solución definitiva que se muestra en la Fig. 5.

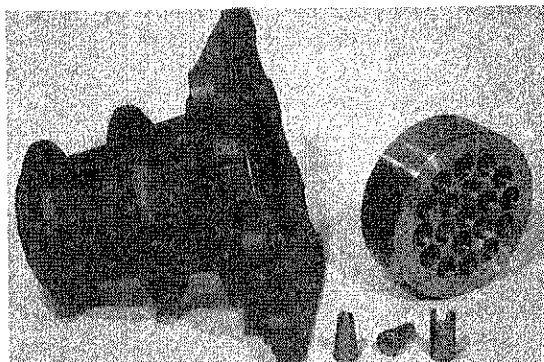


Fig. 5. a) Placa de anclaje, culata especial y cuña del anclaje de 19/0.6"

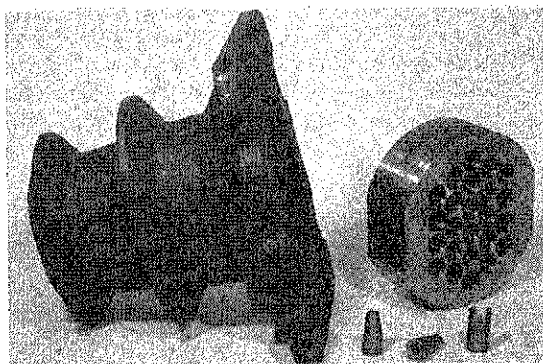


Fig. 5. b) Placa de anclaje, culata especial y cuña del anclaje de 24/0.6"

En ella pueden observarse algunas de las características de estos anclajes, características que enumeramos a continuación:

1. Disposición de la superficie de reparto total en tres niveles (anterior, posterior e intermedio).
2. Abandono de la forma cuadrada para las superficies de reparto.
3. Disposición de 6 muescas laterales en la su-

perficie de reparto anterior, con el fin de permitir el paso de la armadura pasiva.

4. Abandono de la forma circular en la placa del anclaje de 24/0,6", también con el fin de permitir el paso de la armadura pasiva.

Asimismo, Centro de Trabajos Técnicos, S.A. se encargó de proyectar y fabricar todos los útiles de tesado (por ejemplo: los gatos STRONGHOLD, puentes de tesado, etc.), que teniendo en cuenta la forma de los anclajes y el poco espacio disponible para operar, también deben calificarse de especiales.

ENSAYOS

Se han realizado con éxito los ensayos de rendimiento de los dos anclajes (19/0,6" y 24/0,6"). Por su parte, la empresa constructora FERDOURO está ejecutando actualmente un modelo, a escala 1:1, de una de las dovelas, con el fin de prever todos los detalles referentes a la ejecución.

En cuanto a los ensayos de rendimiento diremos que se trata de un ensayo estático para cada uno de los anclajes, y que se realizaron en la bancada que al efecto dispone la empresa Centro de Trabajos Técnicos, S.A. en su factoría de Barcelona (Fig. 6). Estos ensayos se llevaron a cabo ante la presencia de representantes, tanto de la empresa constructora como de la Administración portuguesa.

RESUMEN

En este artículo se recoge el proceso técnico por el cual se decidió diseñar unos anclajes especiales que se adaptaran a las necesidades de la obra.

Posteriormente se describen dichos anclajes, destacando sus principales características.

SUMMARY

This article explains the technical reasons which have led to the design of a special anchorages.

Also we have enclosed a description of these special anchorages, detailing their main features.

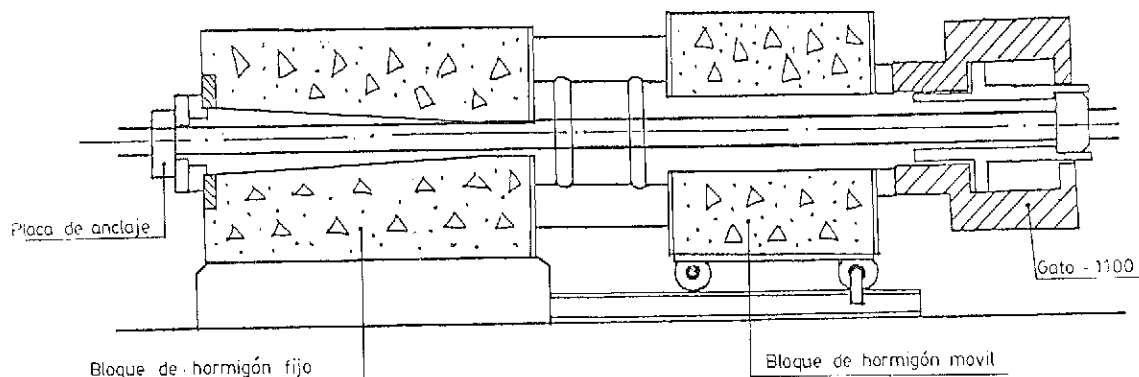


Fig. 6. Esquema de la bancada de ensayo

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

- HUARTE, S.A.—HASA.— Oficina Técnica.—** Avda. General Perón, 40 C - 4.º. 28020 Madrid.
- IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—** Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—** Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).—** Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
- IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.—** Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—** Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPESA).—** General Díaz Porlier, 49-51. 28001 Madrid.
- INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).—** Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
- INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES.—** Velázquez, 11 - 3.º izda. 28001 Madrid.
- INSTITUTO TECNICO DE CONTROL, ALICANTE 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.—** Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.—** Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.—** Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- OBRAS Y CONSTRUCCIONES INDUSTRIALES, S.A. (OCISA).—** Princesa, 3 - 7º. 28008 Madrid.
- PACADAR, S.A.—** Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PRENSOLAND, S.A.—** Calle Industria, s/n. 08529 Sant Martí de Centelles (Barcelona).
- PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.—** Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
- SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.—** Avda. del Triunfo, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS. - DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS.- MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—** Paseo de la Castellana, 67. 28071 Madrid.
- SIKA, S.A.—** Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
- SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).—** Estébanez Calderón, 3 - 1º A. 28020 Madrid.
- TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—** Velázquez, 105. 28006 Madrid.
- TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.—** Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
- TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).—** Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (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.



**asociación técnica
española del prefensado**