

hormigón

y ACERO

n°151

ASOCIACION TÉCNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PÚBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO.

COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

hormigón y acero

n.º 151

2.º trimestre, 1984

CUOTAS ANUALES

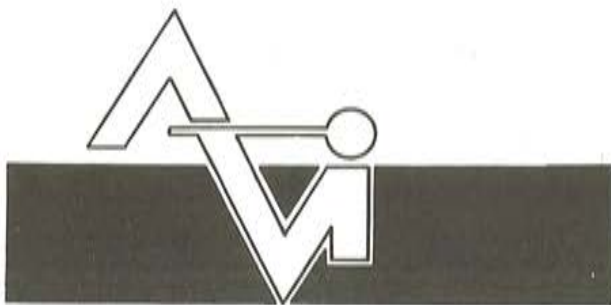
CATEGORIAS	ESPAÑA	EXTRANJERO
Miembros "Personales" (personas naturales)	2.000,- ptas.	40,- dólares
Miembros "Colectivos" (personas jurídicas)	5.000,- ptas.	100,- dólares
Miembros "Protectores" (personas naturales o jurídicas que deseen prestar una ayuda económica especial a la A.T.E.P.)	10.000,- ptas.	200,- dólares

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

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

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - MADRID - 33

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



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

**Comité de Redacción
de la Revista
Hormigón y Acero**

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

hormigón y acero

n. 151

índice

Pág.

- 591-2-177 **Autopista Campomanes-León. Los puentes.** 9
Autoroute Campomanes-León. Les ponts.
Campomanes-León motor road. The bridges.
J. Manterola y L. Fernández Troyano.

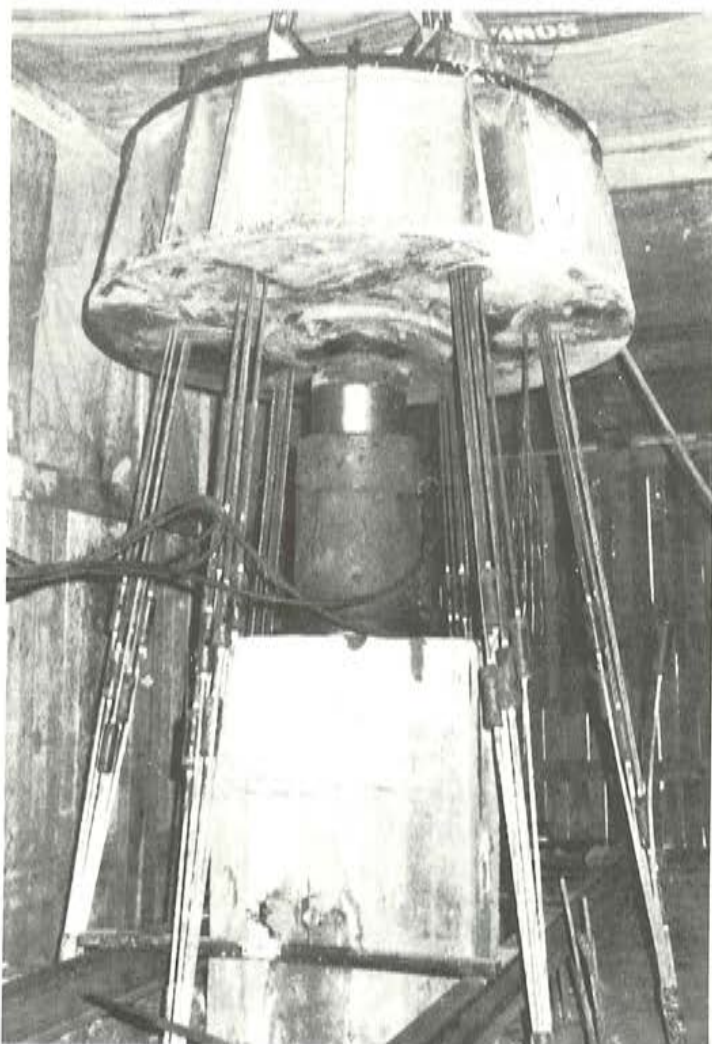
Capítulos:

- 1. Viaducto de Huerna**
Viaduc de Huerna.
The Huerna viaduct.
- 2. Puente "Ingeniero Carlos Fernández Casado" sobre el embalse Barrios de Luna**
Le pont "Ingeniero Carlos Fernández Casado" sur le barrage Barrios de Luna.
"Ingeniero Carlos Fernández Casado" bridge over the Barrios de Luna reservoir.
- 3. Viaducto de Luna III**
Le viaduc Luna III
Luna III viaduct.
- 4. Pasos superiores**
Passages surélevés
Flyovers.
- 5. Pasos inferiores**
Passages inférieurs
Underpasses.

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Prueba de carga
de un pilote.

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

Laboratorio:
MADRID
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

AGROMAN, EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.— Madrid.
ALBISA, S.A.— Algeciras (Cádiz).
AMMON-RA.— Madrid.
ARIDOS LIGEROS, S.A.— Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.— Barcelona.
BIGUETES, S.L.— Elche (Alicante).
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO. INDUSTRIA Y NAVEGACION.— Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.— Mislata (Valencia).
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A. PROCEDIMIENTOS RODIO.— Madrid.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS. CANALES Y PUERTOS.— Madrid.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.— Málaga.
COLEGIO NACIONAL DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.— La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ARAGON. Biblioteca.— Zaragoza.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. Departamento de Laboratorios.— Santa Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CATALUÑA.— Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.— Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.— Bilbao.
COLOCACIONES TECNICAS, S.A.(COTESA).— Barcelona.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR.— Biblioteca.— Sevilla.
CONTROLEX.— Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.— Barcelona.
DITECO, S.L.— Valencia.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A. Villalbilla (Burgos).
ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS, S.A.(EEPSA).— Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento de Construcción.— Madrid.
ENAGA, S.A.— Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.— Barcelona.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.— Sevilla.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS AGRONOMOS. Cátedra de Construcción II.— Córdoba.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.— Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.— Córdoba.
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.— Zumárraga (Guipúzcoa).

EUROESTUDIOS, S.A.— Madrid.
 FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.— Madrid.
 FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
 GIJON E HIJOS, S.A.— Motril (Granada).
 HORMIGONES GERONA, S.A.— Gerona.
 IBERDUERO, S.A. Bilbao.
 IBERDUERO, S.A. Centro de Documentación.— Bilbao.
 IBERTECNICA, S.A.— Madrid.
 INBADELCA, S.A.— Baracaldo (Vizcaya).
 INDUSTRIAS VEYGA, S.A.— Tarrasa (Barcelona).
 INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPESA). Biblioteca.— Madrid.
 INSTITUT CARTOGRAFIC DE CATALUNYA.— Barcelona.
 INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.— Barcelona.
 INSTITUTO NACIONAL DE EMPLEO. Sección Asuntos Generales.— Madrid.
 INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).— Madrid.
 J. CASTRO MATELO, S.A.— Sigueiro (La Coruña).
 LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.— Santa Cruz de Tenerife.
 LABORATORIO DE CARRETERAS Y GEOTECNIA JOSE LUIS ESCARIO.— Madrid.
 LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.— Coslada (Madrid).
 LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.— Madrid.
 LAING IBERICA, S.A.— Madrid.
 LIBRERIA RUBIÑOS.— Madrid.
 LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).— Castellón de la Plana.
 MAHEMA, S.A.— Granollers (Barcelona).
 MECANOGUMBA, S.A.— Mollet del Vallés (Barcelona).
 MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.— Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE EDIFICACION. Sección de Normativa.— Madrid.
 MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.— Madrid.
 NEX TEN, S.A.— Vitoria.
 POSTENSA, S.A.— Bilbao.
 PREBETONG CANARIAS, S.A.— Santa Cruz de Tenerife.
 PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).— Barcelona.
 PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).— Zaragoza.
 PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).— Vitoria.
 PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).— León.
 PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).— Valladolid.
 PREFABRICADOS POUSA, S.A.— Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
 PREFLEX. COMPAÑIA LABORAL, S.A.— Gijón (Asturias).
 PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).— Valladolid.
 REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A. (REISA).— Pinto (Madrid).
 RED NACIONAL DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES (RENFE). División de Documentación.— Madrid.
 SAINCE.— Madrid.
 SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.— Barcelona.
 SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.— Gerona.
 SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.— Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.— Madrid.
 SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.— Zamora.
 SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS (SAMO).— Valencia.

SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.— Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.— Barcelona.
TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).— Tarrasa (Barcelona).
TEJERIAS "LA COVADONGA".— Muriedas de Camargo (Santander).
TOSAM, S.L.— Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPASA).— Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.— Valencia.
VALLEHERMOSO, S.A.— Madrid.
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián.
VIGAS REMARRO.— Motril (Granada).
VIGUETAS MUBEMI.— Torrente (Valencia).

EXTRANJERO

ASOCIACION DE FABRICANTES DE CEMENTO PORTLAND DEL URUGUAY.— Montevideo (Uruguay).
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.— Sao Paulo (Brasil).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.— Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.— Buenos Aires (Argentina).
FACULTAD DE ARQUITECTURA. Universidad de Valparaiso. Valparaiso (Chile).
FACULTAD DE INGENIERIA. Biblioteca. Universidad Central de Venezuela.— Caracas (Venezuela).
FACULTAD DE INGENIERIA. Universidad Nacional de Rosario.— Rosario (Argentina).
INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS. Biblioteca Central.— Sao Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.— Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE. Dirección de Bibliotecas.— Santiago de Chile (Chile).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU. Biblioteca Central.— Lima (Perú).
SCIENCE REFERENCE LIBRARY.— Londres (Inglaterra).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería.— 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).

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, Madrid-33, 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.

Autopista Campomanes - León.

Los puentes

Javier Manterola Armisen Dr. Ing. Caminos
Leonardo Fernández Troyano Dr. Ing. Caminos

INTRODUCCION

A lo largo de sus 80 km de recorrido la autopista Campomanes - León pasa por dos zonas claramente diferenciadas. La Sur, correspondiente al final de la meseta castellana, es llana, sin ríos importantes y con una red viaria de escasa intensidad. Tiene una longitud próxima a 25 km y se extiende desde León hasta la Magdalena.

La zona norte, corresponde a la travesía de la cordillera Cantábrica y sus estribaciones, es muy movida y abrupta, tiene muy pocas aglomeraciones humanas y su red vial es muy reducida.

En un primer planteamiento del trazado de la autopista el número de puentes a disponer en la zona montañosa era muy grande, con altura de pilas entre los 30 y 50 m pero no de gran longitud. En la zona llana de León existían únicamente pasos superiores o inferiores.

Para toda la autopista realizamos dos estudios generales de tipología de puentes.

El primero correspondía a tableros de vigas prefabricadas apoyadas sobre pilas-cabezal. De los tableros se realizó un estudio de optimización para la luz más corriente, en el que variamos el número de vigas, su canto e incluso el material, planteando la solución en hormigón pretensado y en estructura mixta. El fuste de las pilas era único desde el cual volaba hacia los lados una viga cabezal para los casos de alturas importantes y doble fuste y viga cabezal pequeña para los puentes bajos.

El segundo estudio correspondía a tableros de sección cajón realizados por avance en voladizos sucesivos con dovelas prefabricadas.

De este estudio comparativo se sacó la conclusión de que la solución de dovelas prefabricadas, bien perfiladas y ajustadas, era más económica que la solución de tableros de vigas en gasto de materiales; sin embargo los medios que es necesario disponer eran bastante mayores, máxime teniendo en cuenta que la infraestructura de prefabricación del país no ayuda, cosa que sí ocurre con los tableros de vigas pretensadas. Era necesario construir más metros cuadrados de puentes de los que teníamos, para compensar los gastos en instalación y medios.

Este estudio se realizó para el caso de fabricar un puente por cada dirección de la autopista. No se contempló, como sí se ha hecho después, realizar un solo puente para las dos vías de la autopista. De todas maneras esta última solución se convertiría en la más barata si el número de metros cuadrados de puente fuese aún mayor.

Junto con estas comparaciones se realizó la correspondiente a la comparación entre puente y terraplén. De esta última los puentes quedaron mal parados, habida cuenta la falta de compensación de tierras en la autopista que obligaba a la búsqueda de vertederos, y del hecho de que los valles que se atravesaban eran en la mayoría de las ocasiones muy cortos y sin salida por uno de los lados.

Por esta razón el número de puentes a realizar en la zona montañosa se redujo mucho y la decisión en la elección de la solución, que ya parecía clara desde el punto de vista económico, se afirmó mucho más. Se eligió la solución formada por tableros de vigas prefabricadas.

Esta solución se ha aplicado con todo rigor para los pasos inferiores a la autopista. En cambio para los pasos superiores, muy poco numerosos, se adoptó la decisión de realizar puentes "in situ".

Solo se hicieron dos excepciones a esta regla. La primera para el cruce sobre el embalse Barrios de Luna cuya problemática estudiaremos en su momento y la segunda para el tercer cruce de la autopista sobre el río Luna.

Los puentes que vamos a exponer son el resultado del trabajo colectivo de diversos grupos, que utilizando puntos de vista diferentes, han unido sus esfuerzos para llevar a buen fin una obra tan importante como ésta.

Citaremos en primer lugar a la Administración del Estado que dirigida en este caso por Angel Lacleta, José Manuel Suárez, Gregorio Olalla y Ramón del Cuvillo han controlado y aceptado las propuestas presentadas.

La propiedad de la autopista, Aucalsa, que con Ignacio Baselga, Alfonso Gómez Acebo y Jose Luis de la Vega han confiado en que entre todos íbamos a ser capaces de llevar a buen fin esta obra.

A Javier Núñez, de Aucalsa, director general del proyecto de toda la autopista, que además de atender a los múltiples problemas que constantemente se le han presentado en su trabajo directo, nos ha ayudado a hacer el nuestro.

Somos de los que pensamos que una obra, cualquier obra, y en especial ésta, es el resultado de diálogo permanente entre los que construyen y los que diseñan. Por esta razón conviene citar con especial énfasis a los Ingenieros de Huarte y Cía. que han trabajado con nosotros codo a codo, aportando ideas y dando soluciones a la enorme cantidad de problemas que han ido apareciendo a lo largo de la construcción y del diseño de estos puentes. Citaremos en primer lugar y con carácter especial a Jose Manuel López Sainz con el que hemos trabajado juntos en muchas obras y cuya colaboración ha sido siempre inestimable. A Alfonso Aguilar, director de la obra de la Autopista, a José Luis Escudero y Enrique Suárez encargados directamente del puente de Barrios de Luna, a Alfonso García, a Jesús Tauroni y Félix Goiria. Todos ellos inestimables compañeros y amigos.

En cuanto a las empresas colaboradoras, Eptisa, que con Eduardo Pradera, Javier Gómez Puyuelo y Fermín Otaegui se han encargado de realizar los informes geotécnicos y proveer los aparatos de medición y control de la obra y realizar los informes correspondientes de seguimiento.

F y Cea (Freyssinet y C.T.T. empresas agrupadas) que han aportado todo el pretensado de los puentes y especialmente el sistema de atirantamiento del Puente de Barrios de Luna, cuyos anclajes han sido diseñados y puestos a punto por Juan Bautista Ripoll de C.T.T.

Alvisa que con Jose Emilio Gimeno, José Luis Lleida y Lorenzo Muzas han prefabricado, transportado y montado todas las estructuras prefabricadas de la autopista.

Finalmente junto con nosotros, Javier Manterola y Leonardo Fernández Troyano, de la Empresa Carlos Fernández Casado S.A. Oficina de proyectos, que hemos realizado el proyecto y la dirección técnica de las obras, han trabajado Miguel Angel Astiz, Miguel Angel Gil, Amando López Padilla, José Montero, Pablo Díaz Simal, Gregorio Carmona, etc.

En esta relación nos habremos dejado mucha gente que ha trabajado duramente en estos puentes; a todos ellos disculpas desde la convicción firme, de que como decíamos en un principio, una obra de este tipo no es sino el resultado del trabajo de todos juntos.

1. VIADUCTO DE HUERNA

El diseño del puente de Huerna ha experimentado muchas variaciones hasta su construcción definitiva. En principio fue un puente de vigas prefabricadas cuando todos los puentes de la autopista se pensaban realizar de esta manera. Posteriormente, cuando se planteo en toda la autopista la conveniencia de eliminar muchos puentes para sustituirlos por terraplenes, se realizó un diseño de puente contínuo formado por dos vigas cajón independientes. Este diseño fue sustituido por el considerado como definitivo, consistente en concentrar las dos vigas cajón en una sola, con costillas transversales y que será citado al hablar el puente Luna III. Por condiciones que ahora no hacen al caso, el comienzo de esta obra se fue retrasando, lo que dió lugar a la necesidad de plantear una nueva solución de construcción más rápida. Tenía que ser totalmente prefabricada. Figura 1.1.

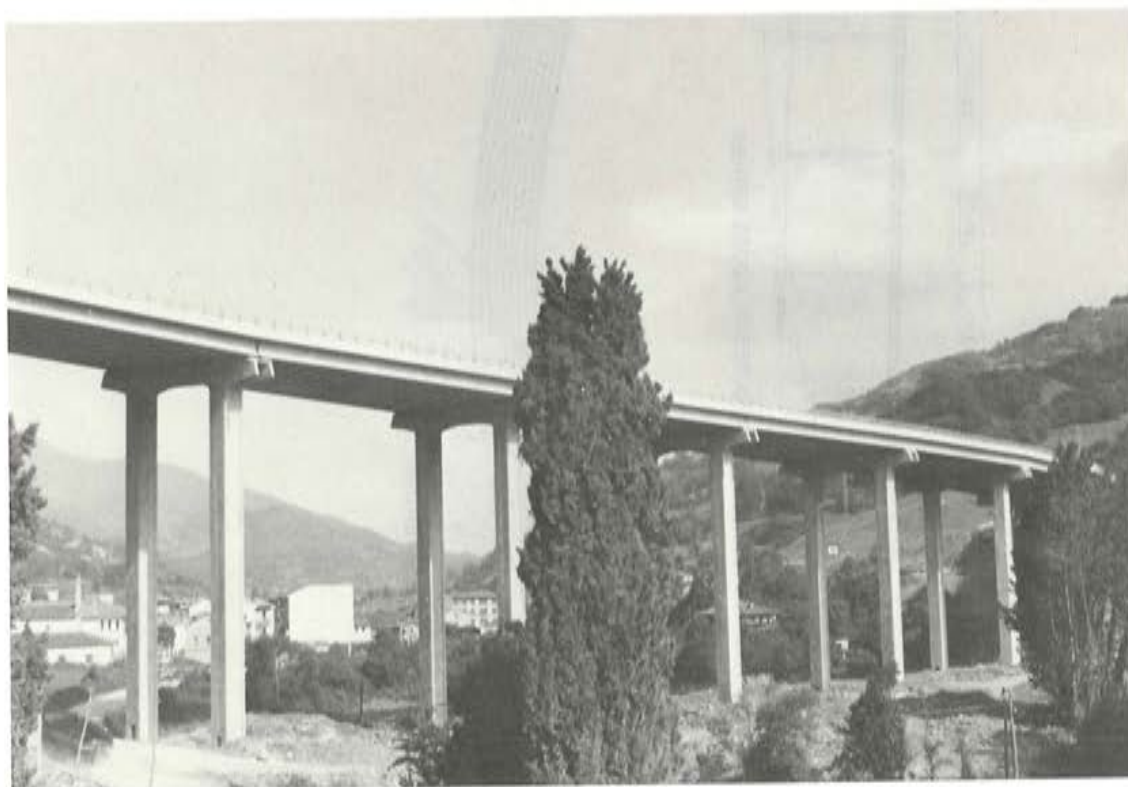
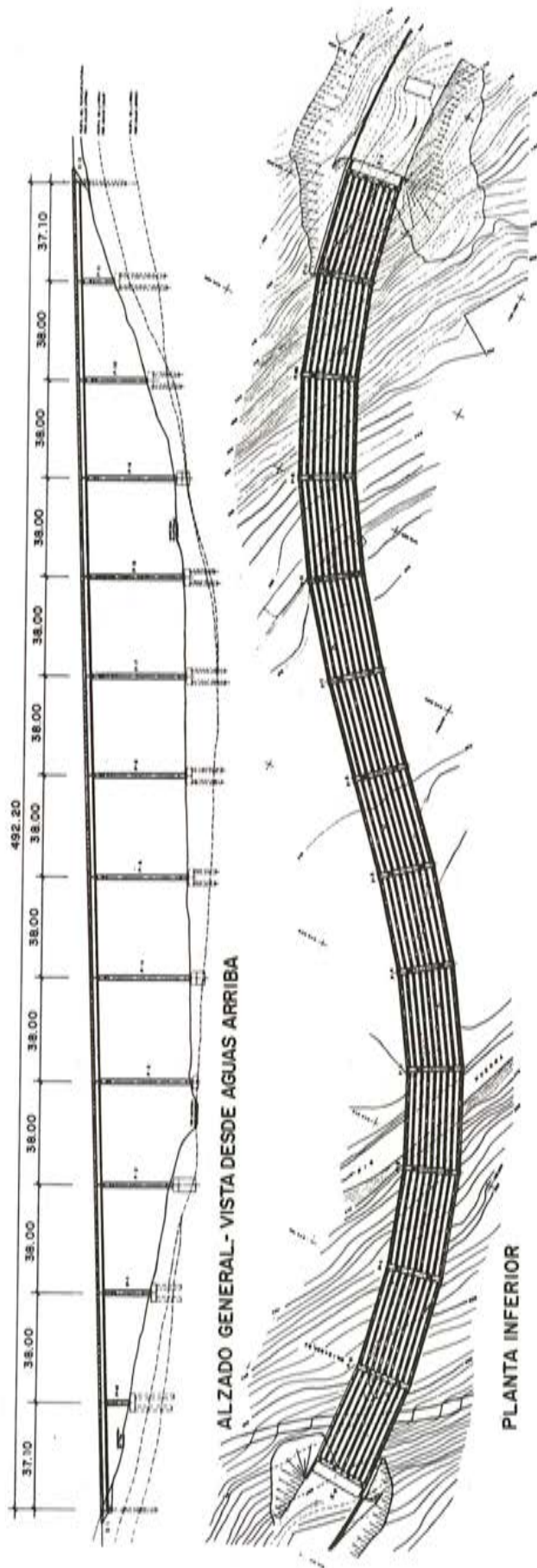
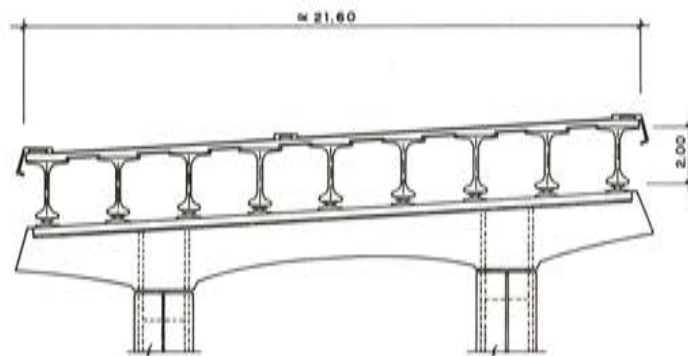


Fig. 1.1



VIADUCTO DE HUERNA

Fig. 1.2.



SECCION TRANSVERSAL DEL DINTEL

Fig. 1.3.

El viaducto tiene 492 m de longitud distribuida en 13 luces de 38 m, 21,6 m de anchura para alojar cinco carriles (en una dirección existe una vía lenta) mediana y aceras. La altura a que se desarrolla sobre el terreno es de 35 m y la cimentación debe ser realizada por pilotes. La cimentación comenzó en el verano del 82, las pilas se empezaron a montar en el mes de Octubre del mismo año y se terminó el montaje total del puente el día 6 de Enero de 1983. Figura 1.2 y figura 1.3.

De cara al diseño, el tablero prefabricado es un problema totalmente resuelto por la tecnología actual. Sin embargo con las pilas y los cabezales, de la envergadura que aquí estamos considerando, no ocurre lo mismo.

En el Congreso de Estocolmo del Verano del 82 se presentaron una solución francesa y otra italiana con pilas prefabricadas construídas por dovelas para dinteles con tablero cajón. Nosotros habíamos empezado planteando la construcción de las pilas de la misma manera, diseñando una pila central de sección cajón desde la que salía una viga cabezal que volaba hacía los dos lados. Pronto nos dimos cuenta que esta solución era equivocada para un puente de nuestras características. La construcción de la pila se convertía en muy lenta para el plazo que queríamos obtener y la viga cabezal demasiado pesada para transportarla y montarla a 35 m de altura con una longitud de 22,4 m.

Nos decidimos por una pila pórtico que ya habíamos ensayado en dimensiones más pequeñas para el puente de Caldas II de la misma autopista.

Cada uno de los fustes es una sección de cajón con paredes de 15 cm que se ensanchan en las esquinas a 30 cm, que es donde se concentran las tensiones para sollicitaciones de flexión-compresión esviada a que están sometidas las pilas. El peso máximo de la pila en estas circunstancias es de 120 Tn, lo que parecía demasiado para construirla en Madrid y transportarla a través del puerto de Pajares al puente. Por esta razón se dividió en dos partes por un corte longitudinal que determina dos secciones en "U" de mucha más fácil construcción y de menos peso. Finalmente y a la vista de que los encargados de transportarla se atrevieron a pasar por el puerto con el peso total, las dos mitades se unieron en factoría por medio de chapas metálicas a la manera de las pilas de este material. Figura 1.4.

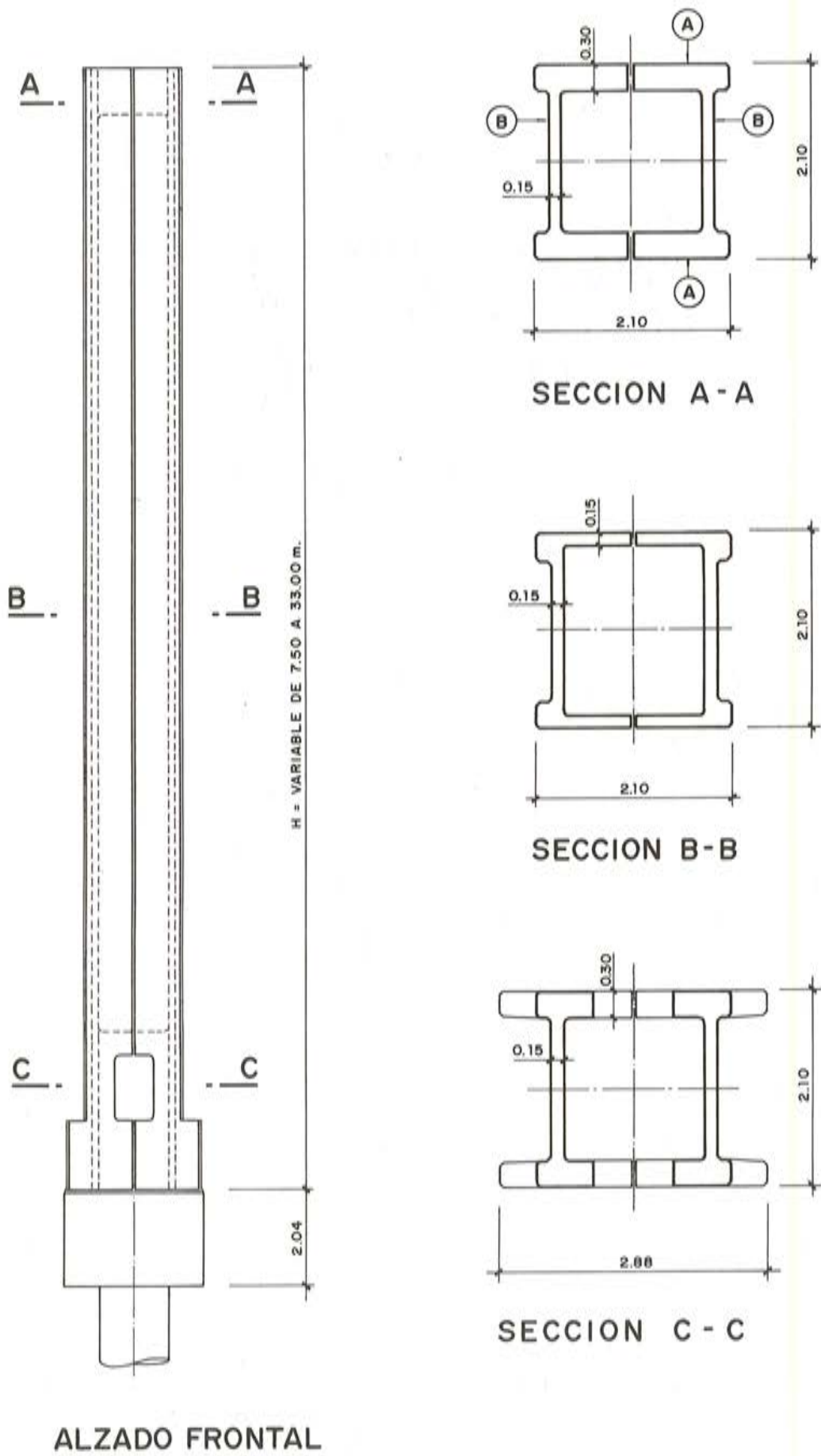


Fig. 1.4.

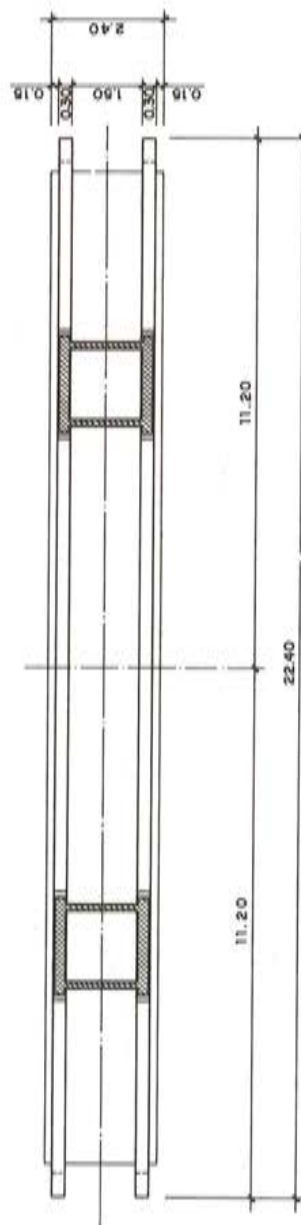
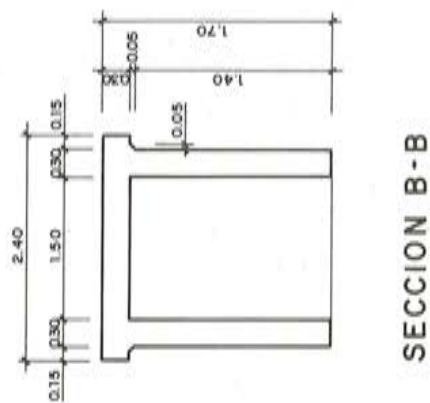
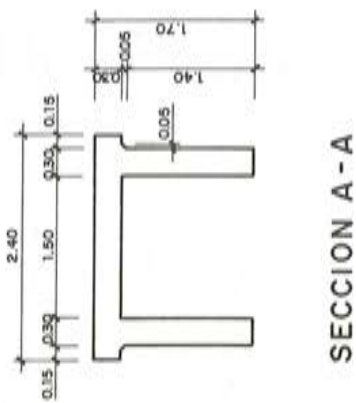
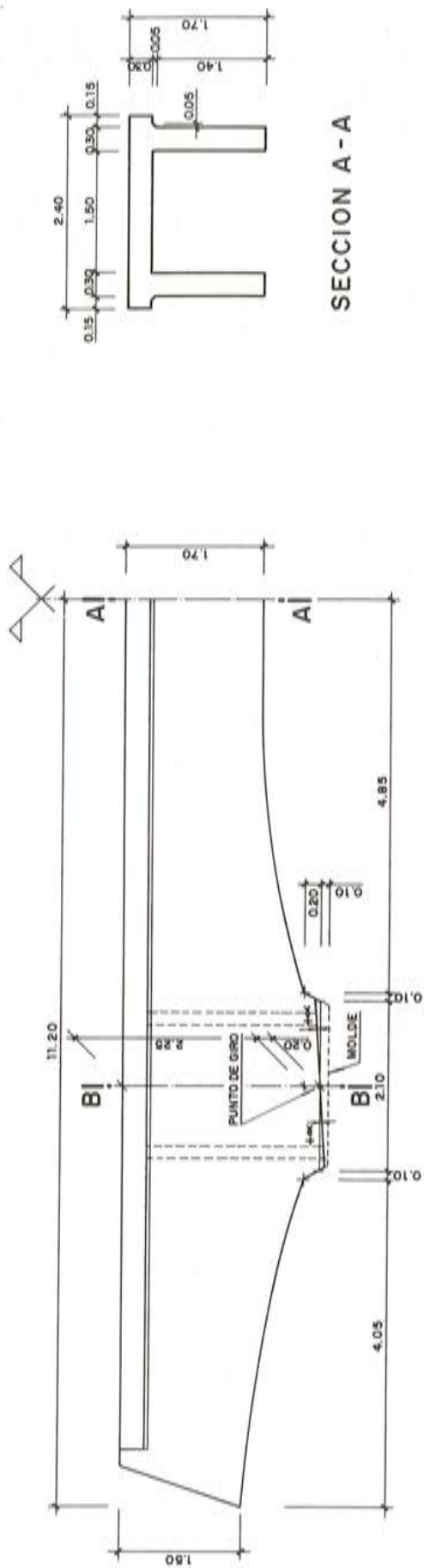


Fig. 1.5.

El diseño del cabezal se realizó con la intención de aligerarlo al máximo. Su sección es una "π" formada por dos tabiques verticales de 0,3 m de espesor unidos entre sí por la losa superior y cuatro tabiques transversales que coinciden con los planos de las pilas. En su diseño está también presente la posibilidad de dividirlo en dos partes iguales autorresistentes por corte longitudinal. El peso total del cabezal es de 100 t. Figura 1.5.

Con esta forma y la de la pila se obtiene una unidad formal total del conjunto pila-cabezal buscada y necesaria para cuando en situación definitiva formen un pórtico. Fig. 1.8 y 1.9.

El puente, en planta, tiene forma de "S" con radios de curvatura extremos de 280 y 300 m. El acoplamiento de un puente de vigas a los trazados curvos suele hacerse por tableros rectangulares y cabezales trapeciales, cada uno diferente para recoger en sus lados extremos paralelos la diferencia de longitud entre uno y otro borde del puente.

En este caso hemos ido a la solución contraria, fabricar el cabezal rectangular y realizar los tableros de vigas trapeciales. Así conseguimos construir todas las vigas del tablero de diferente longitud. Esto que a primera vista puede parecer equivocado, no lo es, pues tal y como se fabrican actualmente en factoría las vigas puede dárselas cualquier longitud sin el más mínimo problema. Por el contrario la viga cabezal mucho menos normalizada es más difícil de variar. En el caso de que las vigas se fabricasen con postensado en lugar de pretensado en banco, el problema sería diferente por la necesidad de ensanchar las almas en los extremos.

El problema que se plantea en el diseño de las pilas es conseguir una conexión fácil entre pila y cabezal y entre pila y cimentación.

La conexión entre pila y dintel se presenta bajo un doble aspecto, geométrico el primero y resistente el segundo. El problema geométrico se refiere a la necesidad del cabezal de situarse en condición de adoptar peraltes cualesquiera variando mínimamente sus condiciones

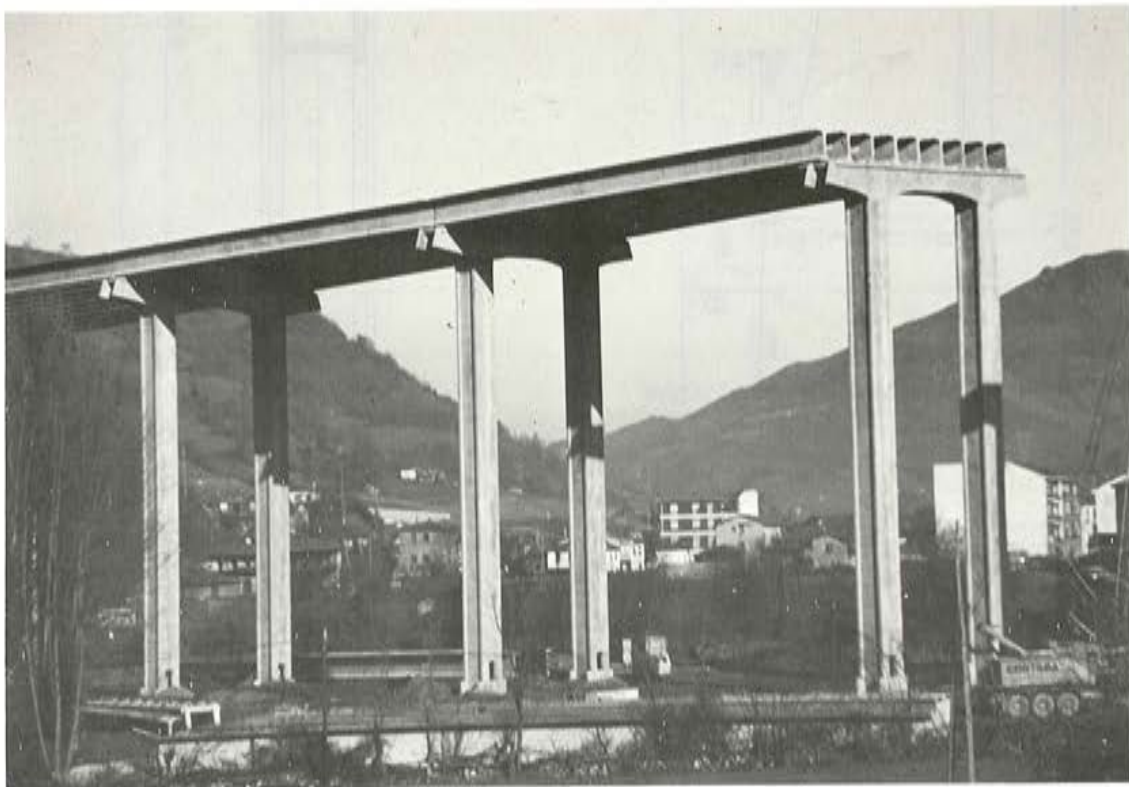


Fig. 1.6.



Fig. 1.7.

Fig. 1.7, 1.8, 1.9.— Montaje de las pilas. Las pilas que vienen por carretera desde 400 km de distancia se levantan por medio de grúas y se fijan provisionalmente a la cimentación después de comprobada su verticalidad. A continuación se monta la viga cabezal que establece su unión con hormigonado in situ. Finalmente se establece el pretensado definitivo que une la base de la pila a la cimentación.



Fig. 1.8.



Fig. 1.9.

geométricas. Para ello adoptamos un tacón trapecial para la unión del cabezal con la pila. Teniendo esta forma y adoptando un molde que circunscriba los peraltes extremos podemos, sin más que variar el fondo, acoplar el cabezal a los peraltes del 6 por 100 que llega a alcanzar el viaducto. Se consigue además con este detalle establecer una transmisión continua entre pila y cabezal muy querida por nosotros. Fig. 1.5.

En cuanto al aspecto resistente, que se refiere a la transmisión de momentos flectores entre pila y dintel para que realmente la pila completa funcione como pórtico, puede realizarse por dos procedimientos, por pretensado vertical o armadura pasiva. El pretensado vertical es fácil pero presenta en este caso un problema en el alojamiento de los anclajes en paredes tan delgadas de pila y dintel. No habría sido difícil realizarlo pero optamos por la solución más fácil de establecer la unión con armadura pasiva. Fig. 1.10.

De las paredes B de la pila, fig. 1.4, salen armaduras pasivas hacia arriba que se alojan en el interior del cabezal que ya viene de fábrica con su encofrado colocado. También viene de fábrica colocada la armadura transversal que une entre sí las dos vigas laterales del cabezal. Fig. 1.10.

Está perfectamente demostrado que las tensiones principales de flexión que caminan por la losa superior del cabezal se van incurvando hacia las almas en las proximidades del empotramiento con la pila. Situadas ya en las almas y compuestas con las tensiones cortantes se incurvan hacia la pila. Su componente vertical, tanto de tracción como de compresión, se transmiten directamente a la pila o son recogidas por la viga riostra que une entre sí las dos vigas del cabezal a través de tensiones tangenciales. Estas vigas transmiten la tracción y compresión del momento en el nudo, a las caras verticales de la pila a través de la armadura de esta última que entra en las vigas riostras del cabezal.

De esta manera el montaje era extraordinariamente simple. Se enhebraba el cabezal en las armaduras salientes de la pila y se realizaba el hormigonado de la riostra con hormigón de muy baja retracción.

En la colocación era importante asegurar que la transmisión de compresiones se produjese además por las caras A de la pila, figura 1.4. Comprobamos al montar la primera viga cabezal que el peso propio del mismo no era capaz de aplastar completamente el mortero dejado al efecto en las caras A y materializar así el contacto perfecto en toda la superficie. Se tantearon diversos tipos de mortero hasta que se encontró uno que fluía adecuadamente bien con el peso propio del cabezal y después se retacaba por los bordes para asegurar que no había quedado ninguna parte vacía.

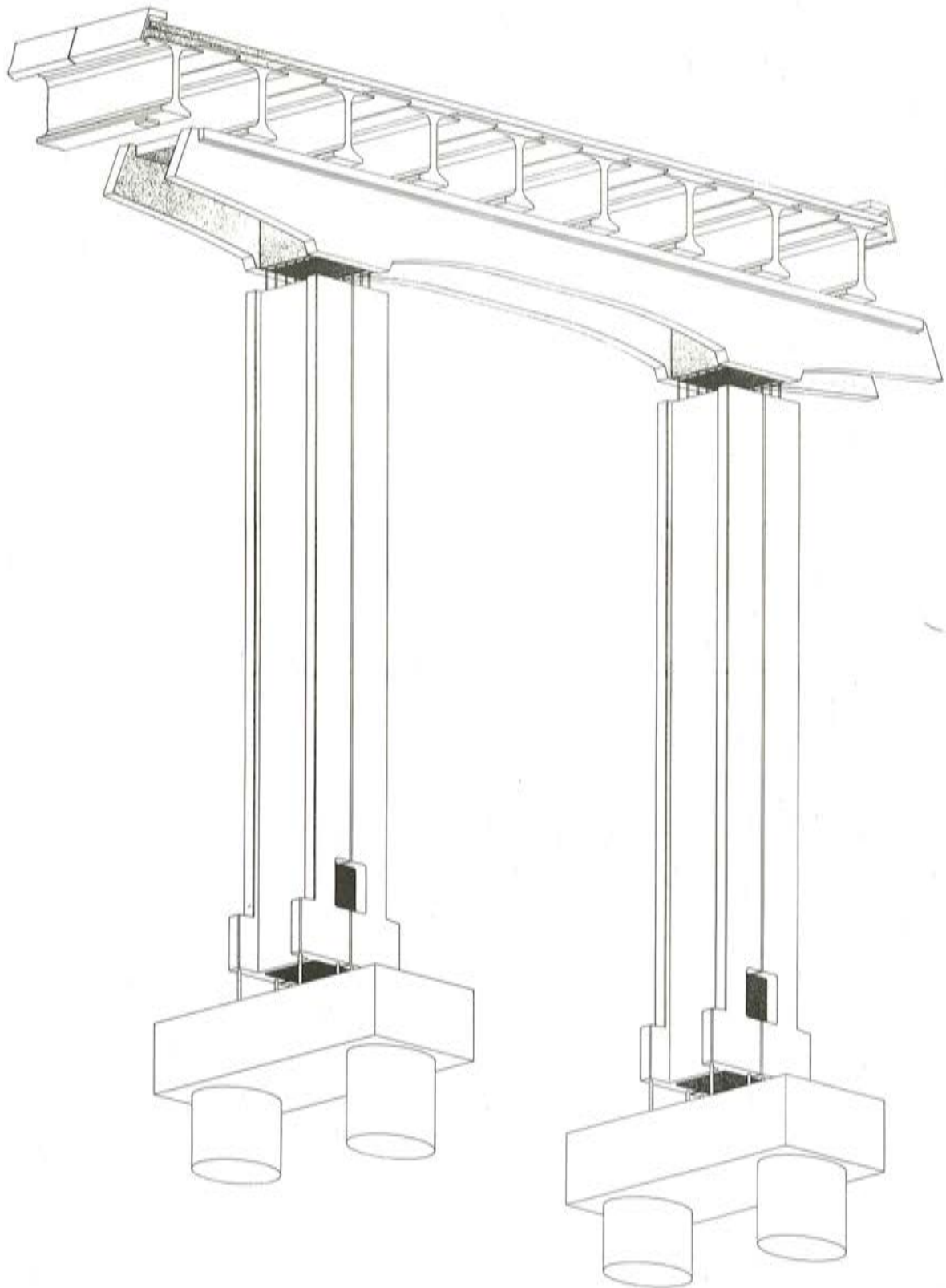
En la figura 1.10: representamos las distintas unidades que constituyen el puente. Los dos pilotes, situados en dirección longitudinal, que recogen las flexiones longitudinales de las pilas debidas al frenado y las deformaciones de temperatura, fluencia y retracción del dintel al que se le da continuidad en la losa superior para eliminar juntas de dilatación y hacer más cómoda la rodadura.

Las dos pilas verticales que se unen por pretensado a la cimentación y por armaduras pasivas a la viga cabezal.

La viga cabezal que se enhebra en la armadura pasiva que sale de la pila y por último el tablero formado por nueve vigas de 2 m de canto que se apoyan en dados dejados al efecto sobre la viga cabezal.

La losa del tablero se realiza in situ y posteriormente se rebordea con una acera prefabricada cuyo peto frontal tiene 1 m de canto.

Los únicos hormigones in situ son los de la losa del tablero y el que rellena las vigas riostras de la pila.



AUTOPISTA CAMPOMANES - LEON
VIADUCTO DE HUERNA

Fig. 1.10.

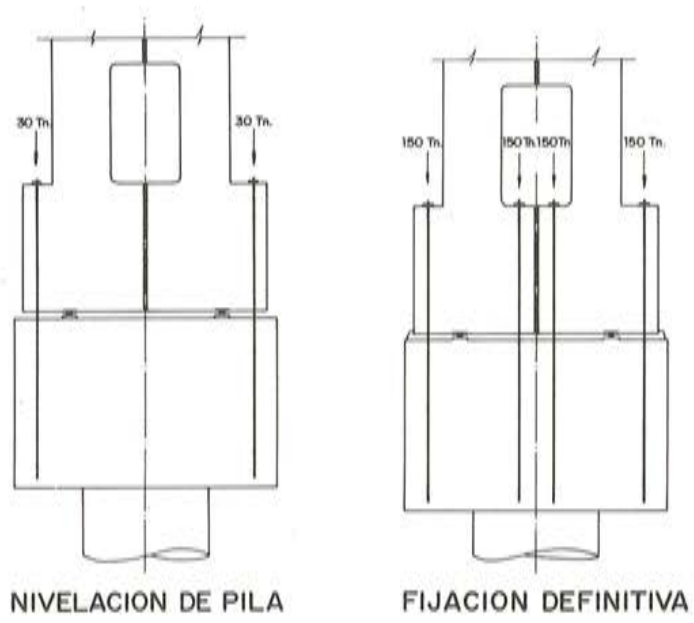


Fig. 1.11.

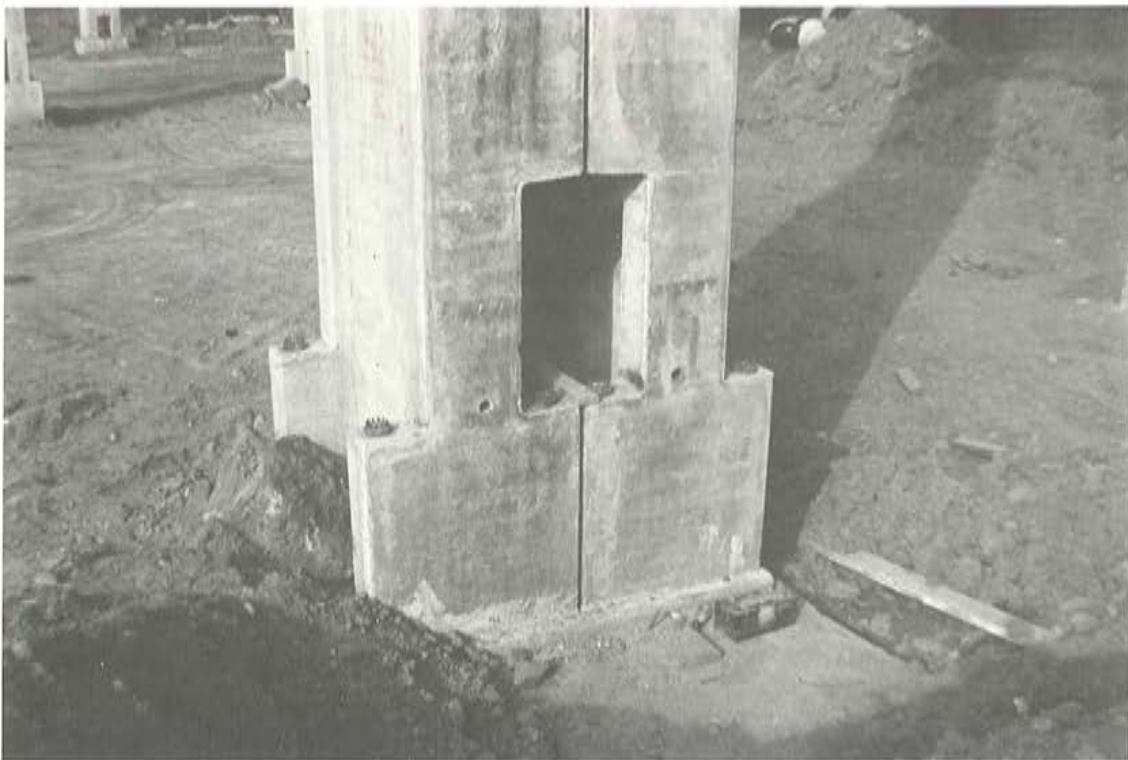


Fig. 2.11.

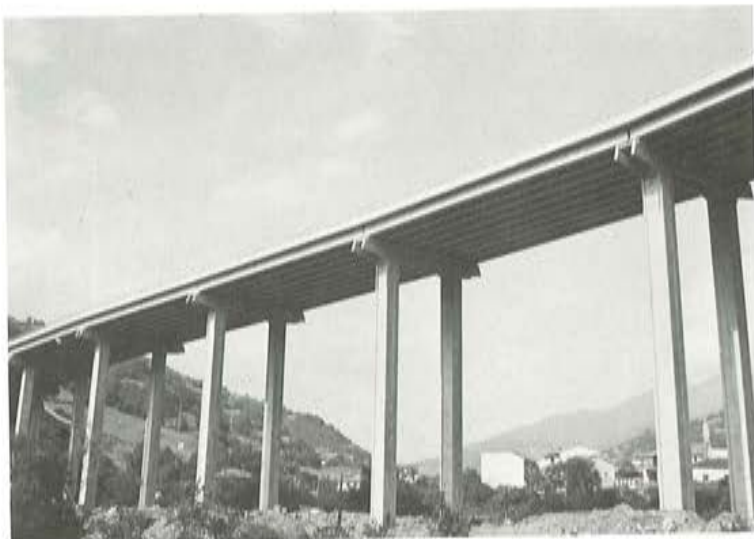


Fig. 1.13.

En cuanto a la unión entre pila y cimiento el problema se presentaba también en el aspecto geométrico y resistente. Figuras 1.11 y 1.12.

El problema geométrico estribaba en el replanteo de la pila y su perfecta verticalidad. Cualquier error de nivelación en la base de la pila se multiplicaba por 15 en desplome lateral de la cabeza.

Con una nivelación cuidada de la cimentación no se podía asegurar la colocación perfecta de la pila ya que la base de la misma se fabricaba a 400 km de distancia. Por eso se adoptó disponer cuatro chapas metálicas donde se concentra la nivelación. La pila se colgaba con grúas y se descendía lentamente sobre las placas metálicas. Se controlaba la nivelación por medio de topografía dirigida a la parte superior de la pila. Si el error en dicho punto era mayor de un centímetro o no había perfecto contacto entre las chapas, se calzaban éstas con láminas metálicas de 10 x 10 y medio milímetro de espesor. Una vez cumplida esta condición se introducía un pretensado vertical de 30 Tn en cuatro barras para asegurar su estabilidad.

A continuación se rellenaba el espacio entre la pila y la cimentación con un mortero sin retracción de gran penetrabilidad y se completaba el pretensado total de la unión.

2. PUENTE INGENIERO CARLOS FERNANDEZ CASADO SOBRE EL EMBALSE BARRIOS DE LUNA

1. Descripción sucinta

El puente ingeniero Carlos Fernández Casado resuelve el cruce de la Autopista Campomanes-León sobre el Pantano de Barrios de Luna en la provincia de León. Figura 2.1.

Es un puente atirantado de hormigón de 440 m de luz, record mundial de puente atirantado tanto en su versión de tablero metálico como de tablero de hormigón, y la mayor luz absoluta del mundo utilizando el hormigón pretensado como elemento resistente. Figura 2.2.

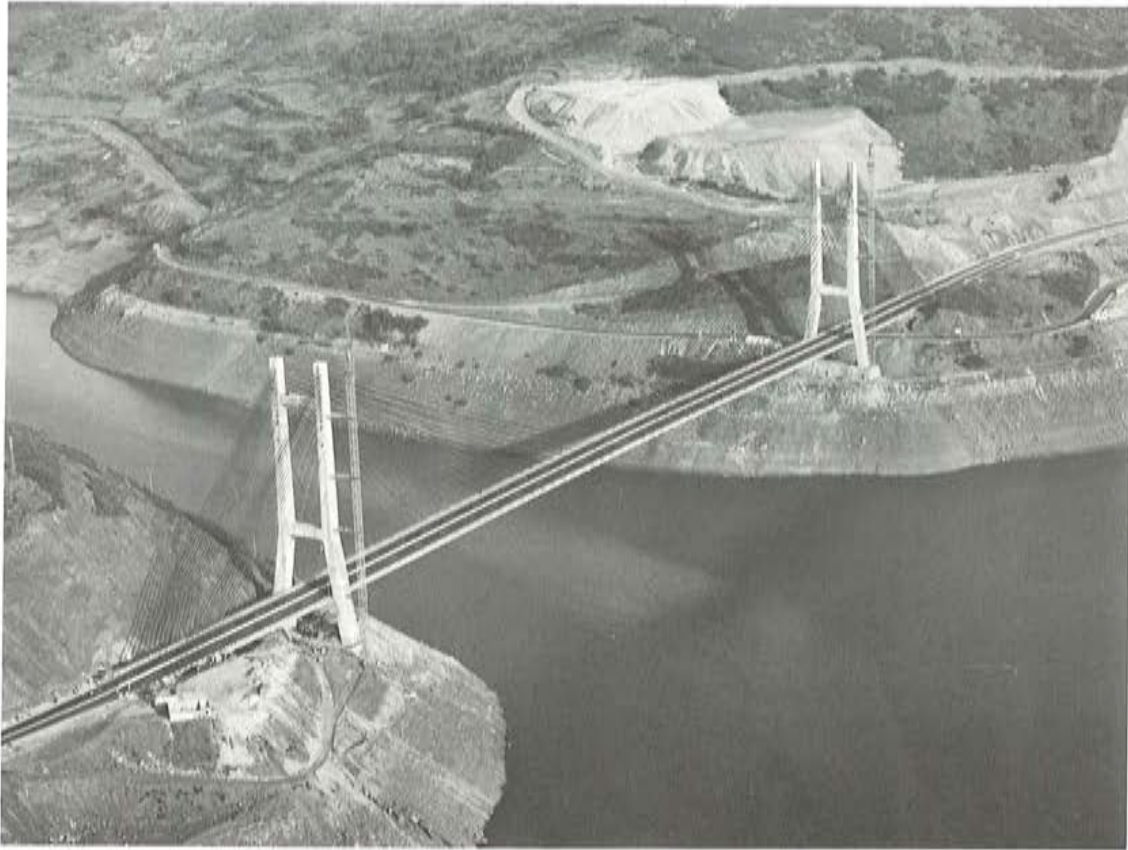


Fig. 2.1.

Se compone de 3 vanos, 66 m + 440 m + 66 m y dos estribos-contrapeso de 34 m de longitud. La anchura del puente es de 22,5 m y las dos torres que lo sostienen tienen una altura de 102,3 y 117,3 m respectivamente.

Los tirantes están formados por un número variable de torones de 0,6" de diámetro, el canto del dintel es de 2,4 m lo que determina una esbeltez de 1/183, y está aligerado interiormente por tres células, determinando espesores de paredes de 0,2 m. El dintel tiene una articulación deslizante intermedia en el centro de la luz.

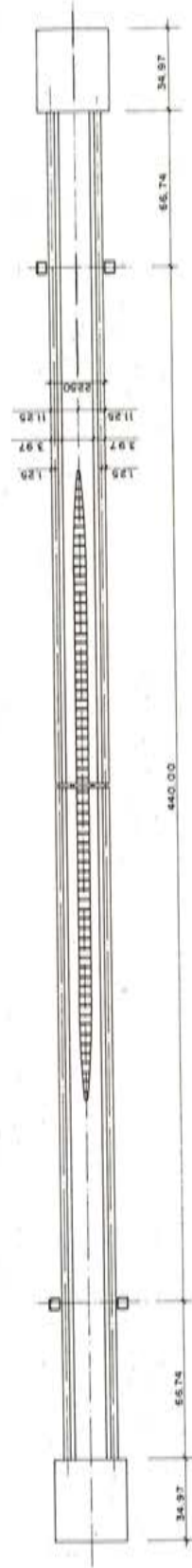
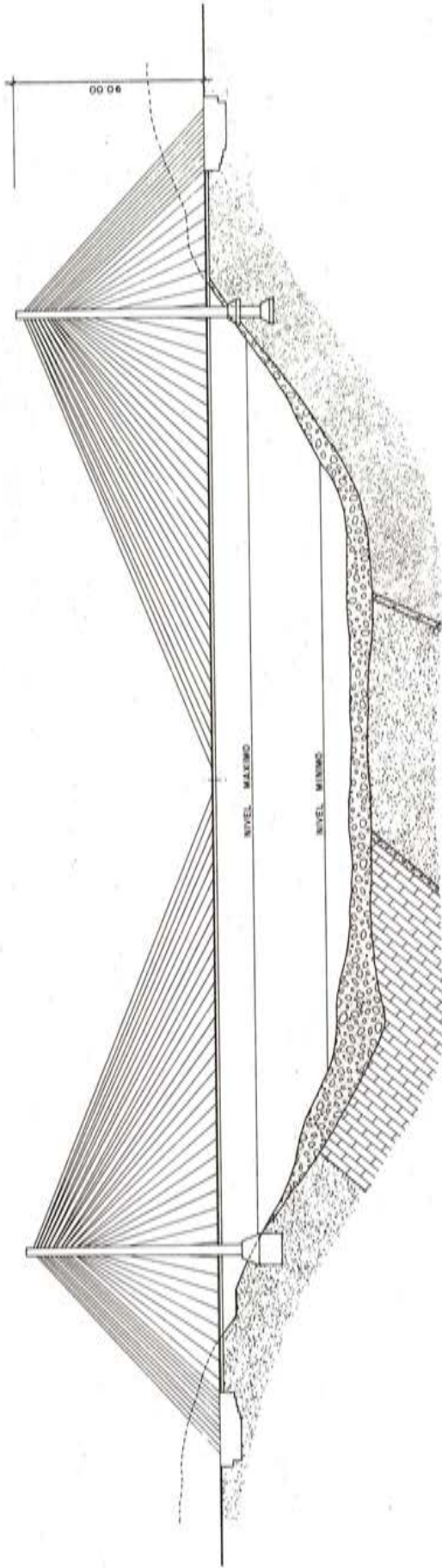
A este puente se le ha bautizado con el nombre de ingeniero Carlos Fernández Casado en homenaje a la labor que ha realizado por la ingeniería española a lo largo de su vida.

2. Estudios preliminares

Antes de llegar a la solución definitiva del puente se han realizado 22 soluciones previas, desde las más pequeñas de 45 m de luz hasta los 440 m de la solución construída. Se han analizado todas las soluciones posibles de cimentación dentro y fuera del pantano y se han realizado tres campañas completas de sondeos.

2.1 Datos iniciales

Dos son los tipos de datos que interesan del emplazamiento del puente para poder realizar la propuesta de soluciones. Los primeros se refieren a las características geométricas del vaso y la variación anual del nivel del agua. Los segundos se refieren a las características geotécnicas del suelo.



SOLUCION 23 (CONSTRUIDA)

Fig. 2.2.

2.1.1 Características geométricas e hidráulicas del vaso.

El perfil del fondo del vaso tiene forma trapacial. Los lados inclinados del trapecio correspondientes a las laderas norte y sur tienen respectivamente 150 metros y 100 m. El fondo del embalse y el nivel del agua varía, según las estadísticas obtenidas de la confederación hidrográfica del Duero, con datos de los 20 últimos años antes de empezar el estudio, desde una profundidad mínima de 15 m obtenida a mediados de Octubre a una profundidad máxima de 48 m que se tiene desde principios de Marzo a primeros de Julio. En los restantes meses el nivel del agua varía de una manera lineal entre dichos niveles.

Según estos datos se podría trabajar dentro del pantano:

- 1 mes con 17 m de agua (Octubre)
- 3 meses con 29 m de agua (Sep. Oct. Nov.).
- 5 meses con 35 m de agua (Agosto, Sept. Oct , Nov., Dic.).
- Todo el año con 48 m de agua.

Estos datos son fundamentales de cara a establecer los procedimientos de cimentación dentro del embalse.

2.1.2 Características geotécnicas.

El viaducto se inserta en un pliegue sinclinal que afecta a las formaciones del Silúrico (San Pedro) y el Devónico (La Vid). La formación S. Pedro está constituida por areniscas ferruginosas y pizarras arcillosas y se extiende en las laderas Norte y Sur. La formación la Vid, que se extiende en el centro-norte del vaso, está formada por calizas y dolomías arenosas con intercalaciones. Esta formación está fuertemente carstificada en su parte inferior.

El contacto entre ambas formaciones está mecanizado a causa de la mayor competencia de las calizas de la Vid.

El fondo y las márgenes del embalse están tapizadas con sedimentos cuaternarios de espesor variable hasta alcanzar valores máximos de cerca de 20 m en el contacto entre el fondo y la ladera Norte.

En la ladera Norte las pizarras están muy alteradas y existen contactos mecanizados. Por el contrario en la ladera Sur la roca es excelente.

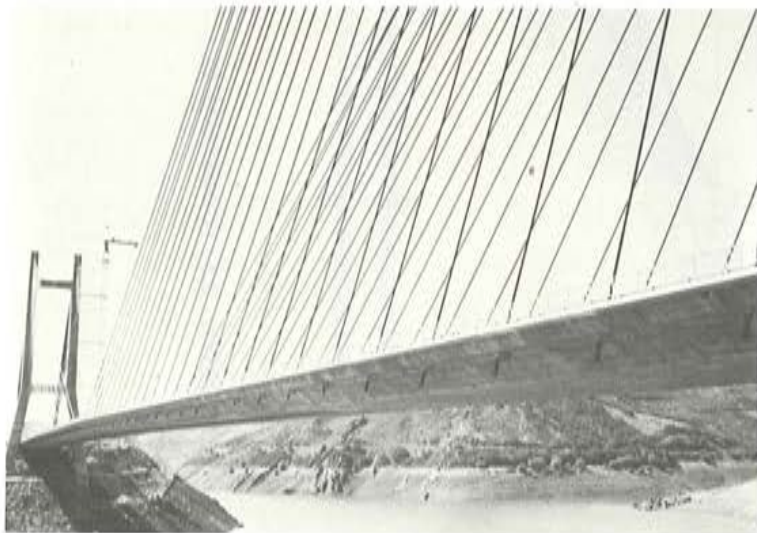


Fig. 2.3.

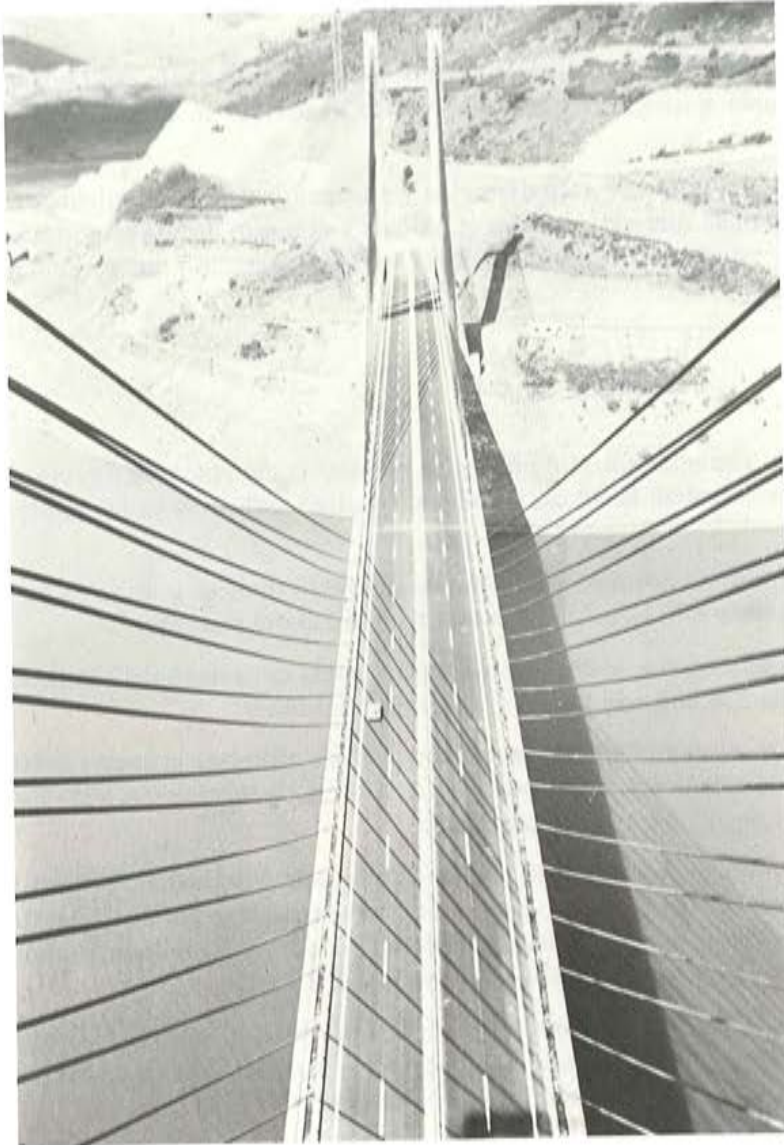


Fig. 2.4. Vista del tablero desde la viga riostra superior de la pila Norte.

2.2 Estudio de las cimentaciones

El estudio de solución para el puente pasaba por el estudio de las posibilidades de cimentar en el seno del pantano y las dos soluciones posibles, cimentación por pilotes y cimentación directa en el fondo se estudiaron con detenimiento.

2.2.1 Cimentación por pilotes.

La ejecución de una cimentación por pilotes resultó imposible o por lo menos nos pareció imposible a nosotros y a todas las casas especializadas en ejecución de pilotes que consultamos. Las razones para ello fueron:

- a) La dificultad de atravesar las capas de aluvial y coluvial con bolos de gran diámetro y profundidad media de 12 m y máxima de 20 m, trabajando desde plataformas flotantes.

tes situadas a cincuenta metros por encima del fondo y con una variación en la altura de agua muy rápida en los meses de primavera y otoño.

- b) La presencia de cavernas cársticas de profundidad y diámetro variable, bajo la capa del aluvial más profunda y que se extienden a lo largo de los 125 m de la formación La Vid.
- c) La necesidad de utilizar pilotes de gran diámetro y encepados y arriostramientos sumergidos, pues la distancia que existe entre el tablero y el punto donde se podía suponer que los pilotes estaban empotrados es de 87 m. Esta operación nos parecía insegura y complicada.

2.2.2 Cimentación directa.

Después de rechazarse la cimentación por pilotes se planteó la cimentación directa. El proyecto de esta cimentación se realizó hasta sus mínimos detalles y consistía en los siguientes:

- a) Realización de un cilindro de hormigón de 14 m de diámetro interior y 48 m de altura que encerraba el recinto a lo largo de toda la profundidad del pantano.
- b) Este recinto de hormigón reposa sobre una corona de suelo congelado de 2 m de espesor que se desarrolla a lo largo de los 20 m de aluvial del fondo.
- c) Ejecución de un pilotaje situado bajo la zapata con el fin de atravesar la zona carstificada. Esto se realizaba solamente en la pila que caía en la formación La Vid. Este pilotaje se realizaba en seco a 68 m de profundidad.

Para la ejecución del recinto de hormigón se plantearon dos procedimientos. Utilizar la solución clásica de fabricar una corona desde un puerto artificial a realizar en las orillas del pantano, llevarla por flotación hasta su emplazamiento definitivo e ir construyendo el recinto conforme se va sumergiendo. Esta solución salía extremadamente cara.

Realizar un esqueleto metálico formado por una estructura espacial –figura 2.5– que se construía por dovelas que se sumergían desde una plataforma metálica. Este esqueleto se recubría con tejido muy fino que sirviese de encofrado al hormigón.

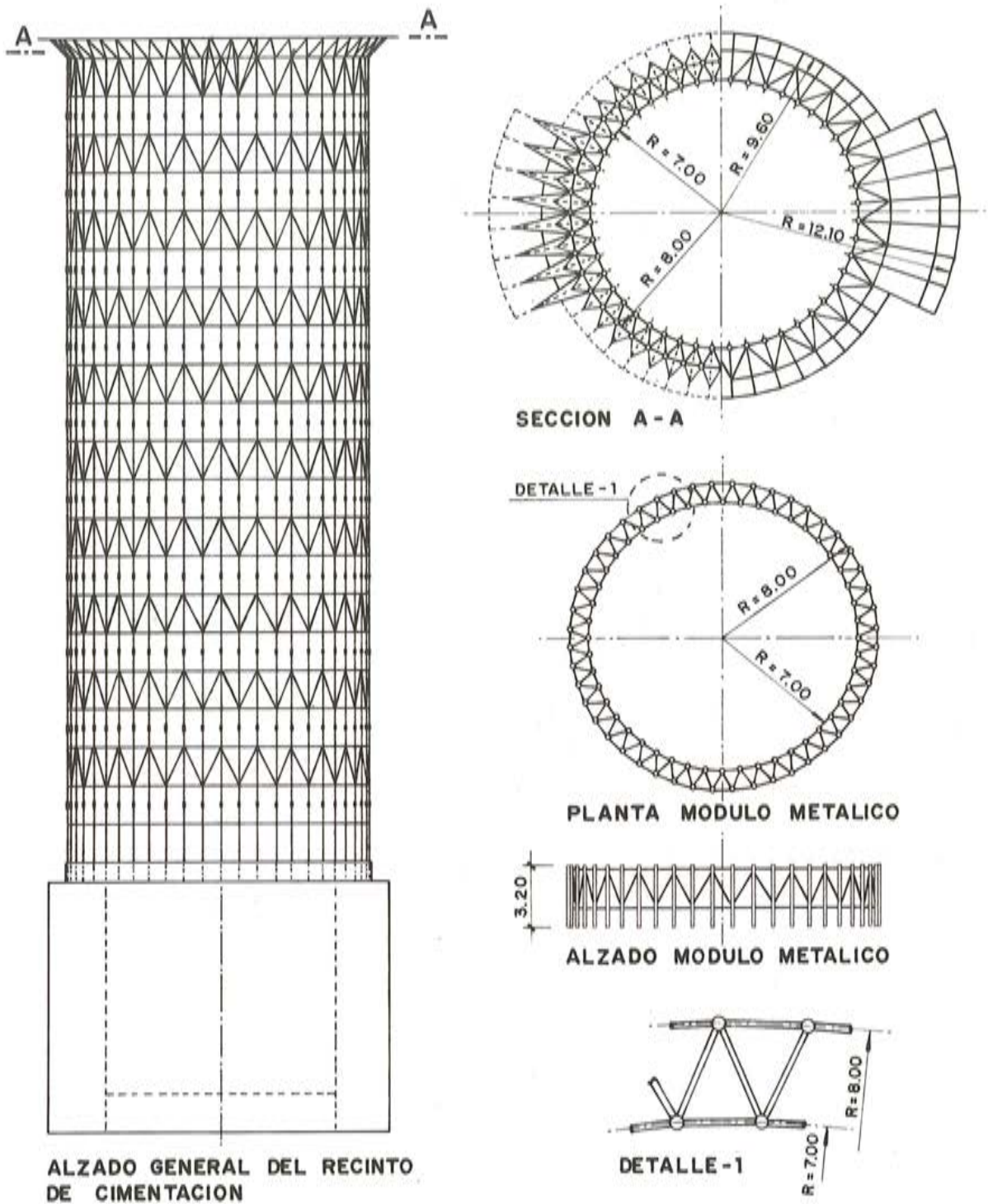
El recinto metálico estaba formado por tubos verticales y de arriostramiento. Los tubos verticales tenían varias funciones:

- a) Constituir el esqueleto portante del recinto.
- b) Servir de guía a pilotes metálicos que introducidos en su interior servían para realizar un primer anclaje del recinto al fondo.
- c) Realizar por ellos una inyección inicial del aluvial .
- d) Servir de guía a las sondas de congelación del aluvial.

Esta solución se rechazó a última hora por las dificultades que entrañaba, el riesgo que presentaba y sobre todo que el coste ascendía a cantidades enormes.

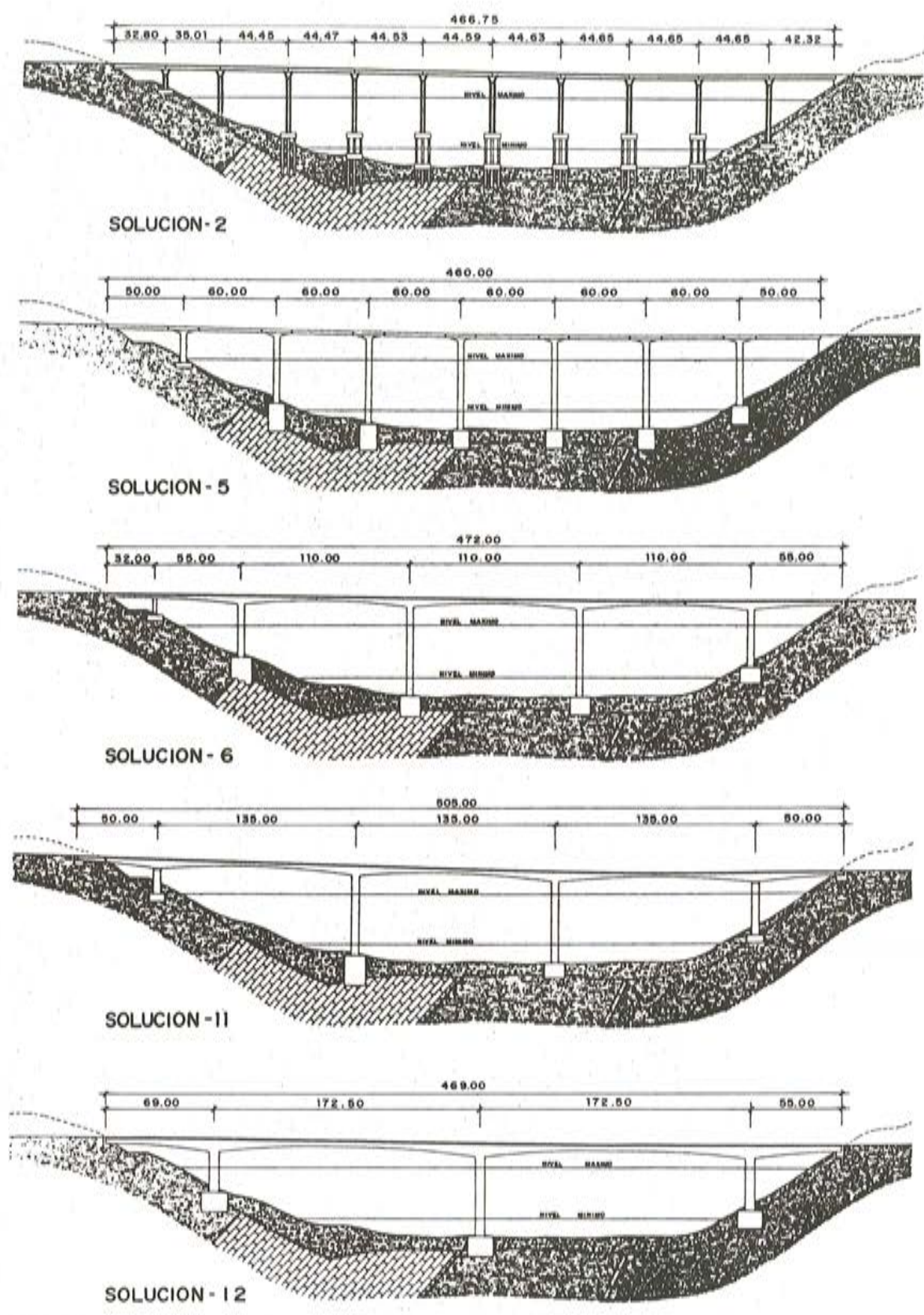
2.3 Estudio de puente

Es claro que conforme se iban estudiando las posibles soluciones de cimentación se iba acompañando de las correspondientes soluciones de puente. Figura 2.6.



SOLUCION DE CIMENTACION EN EL PANTANO

Fig. 2.5.



ESTUDIO DE SOLUCIONES PREVIAS

Fig. 2.6.

Todas las soluciones de luces pequeñas, vigas prefabricadas de 40 m de luz, se plantearon cuando se pensó era posible realizar una solución de cimentación por pilotes.

La cimentación por pilotes se llevaba hasta una determinada altura y a partir de allí se deslizaba la pila cuando el nivel del embalse estaba más bajo. Esta operación que no se llegó a estudiar en profundidad presentaba un riesgo importante por el hecho de que si el agua cubría los pilotes antes de empezar el deslizamiento era necesario esperar hasta el año siguiente para empezar las pilas.

Las soluciones de vigas se extendieron hasta 60 metros de luz con la adición de cabezales de 20 m de envergadura situados sobre las pilas y utilizando las mismas vigas prefabricadas. Solución 5.

Aun cuando la cimentación por pilotes permite en cualquier puente no acudir a luces grandes pues es lo mismo poner los pilotes juntos o dispersados en un conjunto de pilas, siempre que se cumplan las condiciones de estabilidad de la cimentación, la utilización del método de cimentación directa que hemos descrito obligaba a realizar pocas pilas dentro del pantano. Nosotros fijamos el número en dos pilas y otras dos que pudiesen realizarse fuera del agua en las épocas en que el pantano estuviese bajo.

Las luces que salían sobrepasaban los 100 m y la solución era tablero construido por avance en voladizo de los que se realizaron varios tanteos en función de las pequeñas variaciones de luz que podíamos establecer. Es necesario recordar que en la parte baja de la ladera norte, correspondiente a la formación S. Pedro, las condiciones de cimentación era malísimas. Solución 6 y 11.

La disposición de una única cimentación al puente en el centro del pantano resultaba extraordinariamente complicada, ya que dicha zona está muy mecanizada en el contacto entre la formación La Vid y la formación S. Pedro y las luces que salían oscilaban entre los 175 y 200 m. Solución 12.

Los estudios económicos que surgieron de este estudio nos condujeron inexorablemente a adoptar la solución de saltar de uno a otro lado del pantano evitando las cimentaciones en su seno.

SOLUCION ADOPTADA

Una vez que se decidió saltar de un lado a otro del embalse la solución de puente que nos proporciona la tecnología actual es el puente atirantado.

La situación de las pilas quedaba condicionada a encontrar un lugar que durante un determinado número de meses estuviese fuera de la presencia del agua, aprovechando los meses de Otoño en los cuales el nivel de las aguas del pantano desciende después de realizar los riegos del verano.

En la pila Sur se resolvió fácilmente pero en cambio en la pila Norte el problema era mucho más complicado, habida cuenta de que como ya hemos dicho las características resistentes del suelo en esa zona eran mucho peores. Fue necesario realizar un reconocimiento geotécnico exhaustivo de esa ladera hasta encontrar el punto idóneo. Esto nos condujo, durante estas fases, a variar la luz principal desde 375 m hasta 450 m. Finalmente se adoptaron 440 metros como el punto donde las condiciones de cimentación y el tiempo en que estas se encontraban fuera del agua eran las idóneas. Fue la luz adoptada. Figura 2.2.

3.1 Morfología longitudinal.

En estas condiciones, la situación de las pilas con respecto a la morfología general del valle, determina una luz principal de 440 m y unos vanos de compensación muy pequeños, de 66 m hasta encontrarnos con el terreno natural donde colocamos el estribo-contrapeso.

Desde el punto de vista de los puentes atirantados estas condiciones presentan ventajas e inconvenientes.

La ventaja reside en la gran rigidez que podrían tener los tirantes del vano principal al estar compensados por tirantes cortos sin flexibilidad en el anclaje.

El inconveniente se presenta en la gran dificultad de realizar un estribo anclado al suelo que permita se produzcan en él los movimientos longitudinales del dintel debidos a las variaciones de temperatura, fluencia y retracción. Aunque se abordó esta posibilidad, pronto se vió que era mucho más favorable trasladar el punto de expansión al centro del puente dejando que el dintel se empotrara en los estribos.

Establecer una articulación deslizante en el centro del vano principal presenta a su vez ventajas e inconvenientes. Entre las ventajas contamos con la simplificación extraordinaria que se introduce en el diseño del estribo y de su unión con el dintel. En el centro del vano principal también se obtienen reducciones importantes en la cuantía de los momentos flectores de sobrecarga, lo cual es muy interesante en una zona poco comprimida por pocos tirantes largos, flexibles y muy inclinados.

Sin embargo presenta el conocido inconveniente de la discontinuidad angular de la deformada del dintel en la articulación. Este problema no se presenta aquí con la importancia de los puentes rectos construídos por avance en voladizo. En este caso los tirantes no fluyen, los momentos flectores de carga permanente son muy pequeños y su relajación por fluencia y retracción tienden a reducir las desviaciones que presentan sobre los de una viga continua apoyada en los tirantes. Únicamente se presentan las flechas verticales y sus correspondientes giros angulares en la articulación como consecuencia de los acortamientos generales del dintel debido a la fluencia y retracción.

Sopesando las ventajas e inconvenientes y habida cuenta de que los movimientos en la articulación central no eran demasiado importantes optamos por disponer la articulación en dicho lugar. Fig. 2.7.

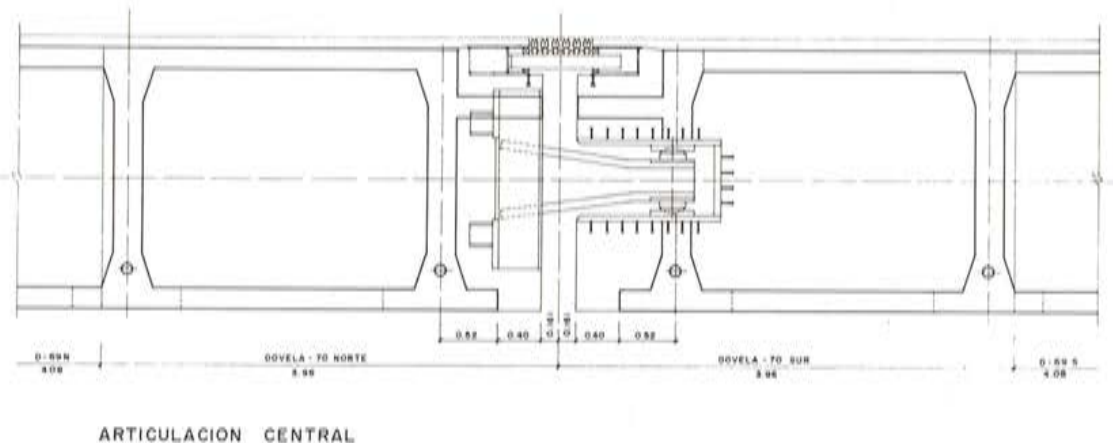


Fig. 2. 7.

La distribución de luces del puente quedó de la manera siguiente. Dos estribos contrapeso de 34 m de longitud en los que se empotran los vanos de compensación de 66 m que son seguidos por dos mensulas de 220 m de luz que se unen en el centro por una articulación deslizante que compatibiliza únicamente los corrimientos verticales y transversales así como los giros torsionales de los dos semipuentes.

3.2. Material utilizado

No existe ninguna duda en la utilización del hormigón para la construcción de las pilas y los estribos; sin embargo, para el dintel existían dudas sobre si utilizar hormigón, acero o construcción mixta. La experiencia que existe en el mundo para las luces que estábamos considerando era el de la utilización del acero. El puente de S. Nazaire en Francia de 404 m de luz y record mundial hasta ahora, tiene dintel metálico. Lo mismo le ocurre a Rande sobre la bahía de Vigo de 400 m de luz o al puente Flehe en Düsseldorf, que en el momento del proyecto de Barrios, aún no estaba construido.

En el dintel de hormigón la máxima luz alcanzada es Brotonne con 320 m.

Entre las soluciones que estudiamos y que se presentan en la figura 2.9 existe una con dintel metálico para 450 m de luz. Las conclusiones en cuanto al coste de esta solución fueron las siguientes. El puente con tablero metálico necesita menos cable de atirantamiento, menos cimentación y contrapeso de hormigón pero el coste por metro cuadrado de tablero es mucho mayor y la suma del coste total se decanta ligeramente del lado de la utilización del hormigón en el dintel.

Estas conclusiones coinciden con el estudio realizado en U.S.A. que establece la frontera entre la conveniencia de utilizar hormigón o acero en el dintel hacia los 450 m. Sin embargo estas conclusiones no dejan de ser provisionales, la evolución en el diseño de la sección transversal de los puentes atirantados de hormigón está siendo muy rápida, el área y la inercia del tablero se reduce cada vez más y por tanto su peso, principal inconveniente de cara al coste del puente, por lo que es de esperar que en el futuro próximo, el puente atirantado con tablero de hormigón alcance luces mayores. Desde el punto de vista de la comparación entre las características dinámicas de ambos tableros, necesarias para controlar la inestabilidad aerodinámica que se van agravando conforme aumenta la luz del puente, el hormigón presenta muchas ventajas por su mayor rigidez, masa y amortiguamiento estructural,

Tampoco hay que perder de vista la utilización del hormigón ligero estructural para el dintel. Su bajo peso, su alta capacidad de resistencia a compresión y su reducido módulo de elasticidad son características idóneas para resolver adecuadamente el diseño de puentes atirantados. Nosotros pensamos en la utilización del hormigón ligero en el puente atirantado sobre el río Ebro en Navarra, pero las características particulares por las que pasaba entonces la fabricación de áridos ligeros en España en aquel momento, no nos permitió desarrollar en profundidad la problemática de la utilización de este material en este tipo de puentes.

3.3 Distribución del atirantamiento

Estan muy lejos los tiempos en los que los puentes atirantados usaban pocos tirantes para sostener el dintel. Esa intuición espléndida, utilizada por primera vez en los tiempos

modernos por D. Eduardo Torroja en el acueducto de Tempul de 60 m de luz en el año 1929 y seguida después por Dischinger en el puente de Stromsund de 182,6 m de luz en el año 1955 ha ido siendo sustituida por la mucho más adecuada de considerar que el dintel está soportado por un medio elástico constituido por gran número de tirantes extendidos a lo largo de toda su longitud. A fin de cuentas las flexiones que aparecen en el dintel son debidas a dos efectos, las directas, correspondientes a la flexión que se produce utilizando como luz la distancia que existe entre puntos de atirantamiento y las correspondientes a la flexibilidad del mismo. Si reducimos las primeras disponiendo tirantes muy próximos reducimos la cantidad de flexión que solicita al dintel, y por tanto su peso y la cantidad de cables de atirantamiento. Estos efectos son aún mucho más beneficiosos durante la construcción del puente.

Tan importante es esta consideración que no hay sino que mirar la esbeltez de los dinteles atirantados en función del número de tirantes. Los puentes de Morandi, con solo dos tirantes por vano, están en unas relaciones canto-luz de 1/47 mientras que en este puente es de 1/183.

Estas consideraciones pierden parte de su validez si disponemos el atirantamiento en el eje del dintel o si el dintel se apoya en las pilas. En el primer caso el dintel necesita mantener una rigidez torsional importante y por tanto casi obligatoriamente también, una rigidez a flexión grande, con lo que el mecanismo de viga sobre fundación elástica en que se convierte todo puente atirantado pierde eficacia. Lo mismo pasa en el segundo caso, la presencia de apoyos fijos dentro de un medio elástico supone una concentración de flexiones y por tanto la necesidad de rigidizar el dintel.

En nuestro caso hemos adoptado un atirantamiento continuo del dintel, sin apoyo en las pilas y sujetando los bordes, con lo que la rigidez torsional del puente está siendo proporcionada por los dos planos de atirantamiento.

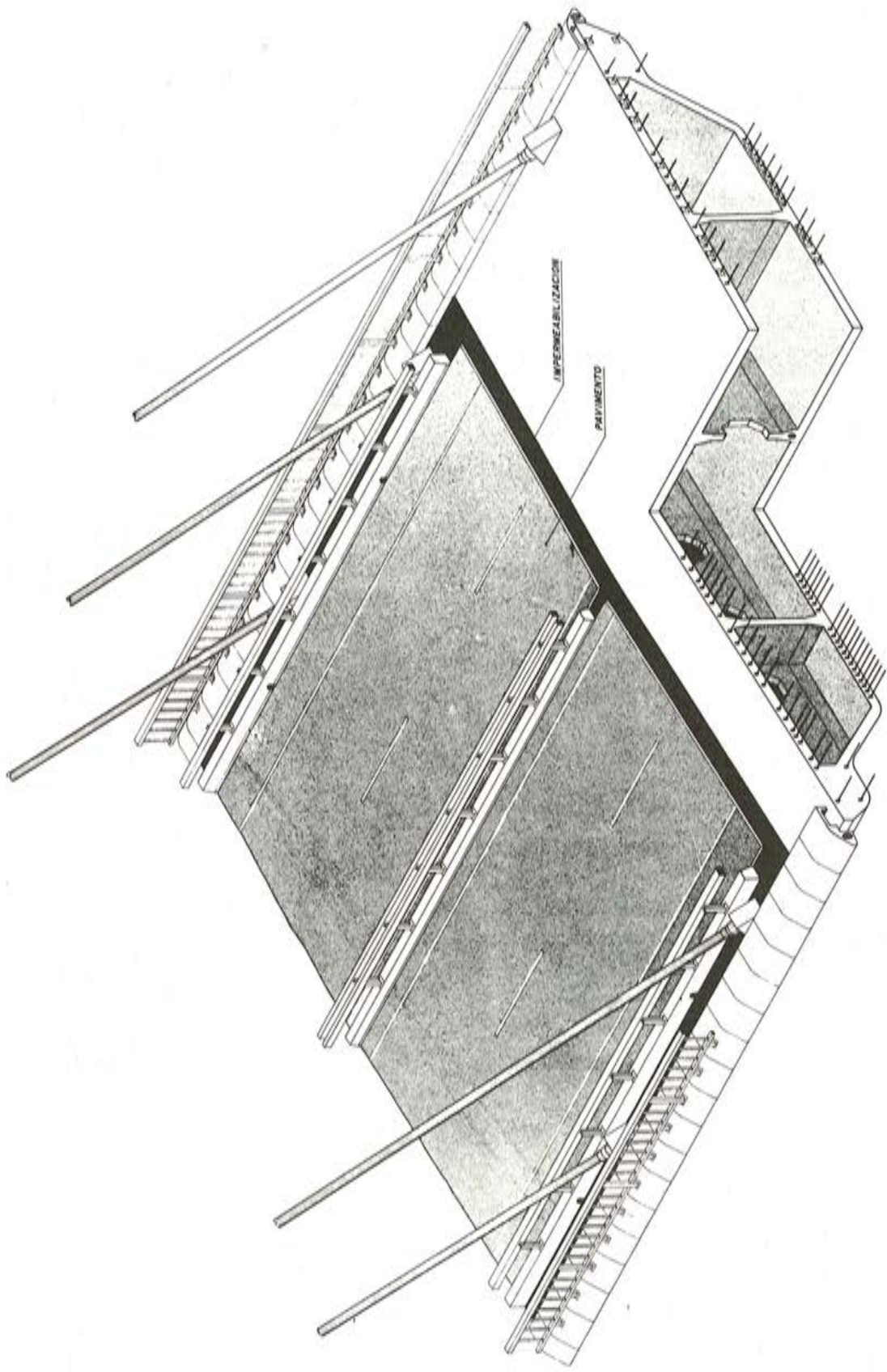
Queda por definir la distribución de los tirantes a lo largo de la pila. Los sistemas normales son: en abanico con todos los tirantes partiendo de la parte superior de la pila (Pasco-Kenewick, etc.), disposición en arpa con los tirantes paralelos saliendo a partes iguales del fuste de pila (Fleche, Hoerch, etc.) o mixta (Brotonne, Ebro, etc.).

Esta bastante demostrado que la disposición en arpa es menos eficaz que la disposición en abanico si sus tirantes de compensación no se anclan fijamente en el suelo como les ocurre a los puentes del Rhin. La distribución de cables en abanico es la que proporciona la distribución más uniforme de la rigidez del sistema de atirantamiento a lo largo del dintel y por tanto la menor concentración de flexiones. Sin embargo en nuestro caso hemos ido a una distribución mixta, con los tirantes que soportan el dintel en las proximidades de la pila con una longitud bastante menor y por tanto más rígidos que si hubiésemos subido su anclaje a la parte superior de la pila. Esto ha sido necesario por la proximidad de la pila al estribo. Si se hubiesen adoptado tirantes más largos la atracción de momentos por el empotramiento en el estribo hubiese sido mucho mayor.

3.4 Sección transversal del dintel.

Como el resto de los componentes del puente, la sección transversal fue objeto de un proceso de optimización lo que determinó su evolución rápida hasta la forma final adoptada.

Empezamos utilizando una sección cajón de 4,0 m de canto que apuntalamos lateralmente para referir los tirantes al cuerpo del dintel (Fig. 2.9 a) y procedimos a variar las características del dintel optimizando el estado tensional debido a los esfuerzos axiales y momentos flectores longitudinales únicamente. Este proceso fue acompañado de los tanteos de luz principal a que nos hemos referido al principio de este apartado.



PUENTE ATIRANTADO EN BARRIOS DE LUNA

Fig. 2.8.

Pronto vimos que la reducción de canto de la sección con la consiguiente reducción de inercia mejoraba la relación de rigideces entre el dintel y su fundación elástica en el sistema de atirantamiento, con lo que el estado tensional disminuía. (Figura 2.9 b y c).

El apuntamiento lateral se sustituyó por una viga riostra que presentaba dos ventajas: rigidizaba la sección transversal del cajón ante la distorsión y el alabeo y eliminaba la flexibilidad complementaria que introduce la excesiva inclinación del puntal por reducción del canto del cajón.

En esta situación el dintel había pasado de 4,5 metros a 2,8 m de canto y empezamos a analizar el dintel bajo el efecto de las acciones transversales de viento. Nos dimos cuenta enseguida que esta sección era muy insuficiente ante las flexiones de eje vertical y procedimos a separar las almas hasta llevarlas al borde (Fig. 2.9 e).

Sin embargo esta sección que cumplía perfectamente la respuesta tanto ante las acciones verticales como horizontales no nos satisfacía plenamente. El estado tensional longitudinal era muy elevado en las proximidades de la pila, como consecuencia del enorme esfuerzo axil que produce la componente horizontal de los tirantes. Necesitábamos más área y la conseguimos completando la losa inferior en la zona del dintel próxima a la pila e introduciendo dos almas intermedias. Estas dos almas presentaron varias ventajas.

- a) Aumentar el área de la sección con poco incremento de la inercia.
- b) Uniformar las tensiones longitudinales de flexión vertical en losa superior e inferior reduciendo las puntas de tensión longitudinal próximas a las almas, que produce la deformación por esfuerzo cortante de las losas.
- c) Disponer unas vigas longitudinales centradas donde se pudiesen apoyar los carros de avance durante la construcción, tanto si se prefabricaban por dovelas como si se hormigonaban "in situ".

De esta manera y después de seguir otro proceso de optimización de flexiones y tensiones llegamos a la sección definitiva (fig. 2.9 f) en la que redondeamos las esquinas y mantuvimos inclinaciones fuertes en las almas de borde, con el fin de reducir las presiones de viento y mejorar sus características aerodinámicas. En la zona central del puente el dintel queda abierto en la parte inferior.

Para el trabajo del dintel en dirección transversal esta sección está provista de vigas riostras cada 4,08 metros que corresponde exactamente a la mitad de la distancia entre tirantes. Al principio pensamos que la flexión transversal se iba a concentrar en la viga riostra próxima a los tirantes, sin embargo un estudio por elementos finitos de la sección nos convenció de que esto no era cierto, la diferencia de trabajo entre una y otra viga riostra era insignificante, únicamente existe concentración de tensiones en la zona de alma inclinada de borde que rodea al tirante.

La sección metálica de la figura 2.9 d, corresponde al tanteo a que nos hemos referido en el punto 3.2.

3.5. La pila

Después de lo que hemos comentado en 3.3 sobre la distribución del atirantamiento a lo largo de la pila, la disposición de la misma como dos fustes verticales dispuestos a los lados del dintel era clara. No es que no se pudiese resolver de otra manera pero su forma nos gustaba y era fácil de construir. Los dos fustes se arriostran entre sí para mejorar su respuesta ante los efectos del viento transversal. Figura 2.10.

ESTUDIO DE SOLUCIONES PUENTE ATIRANTADO

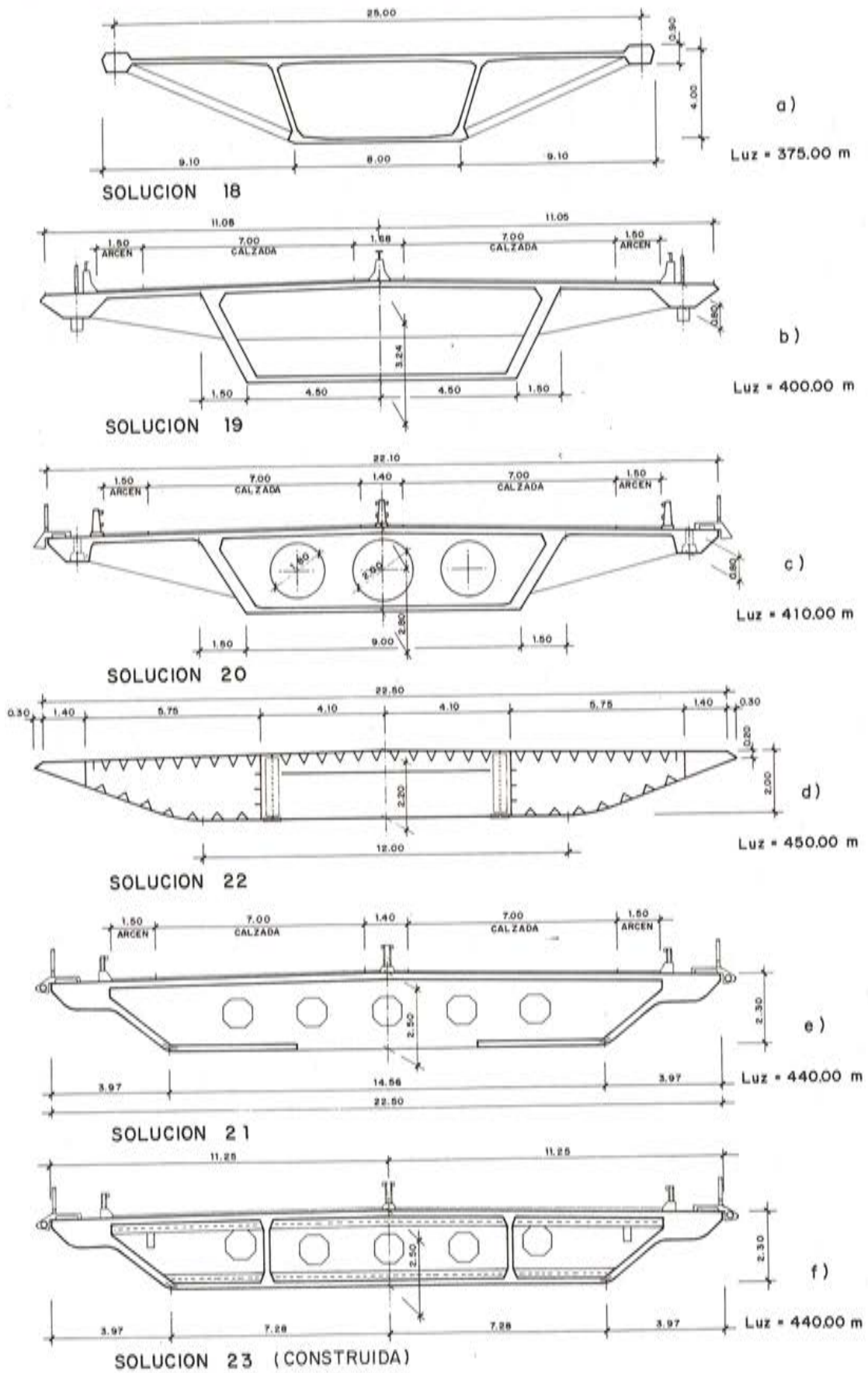


Fig. 2.9.

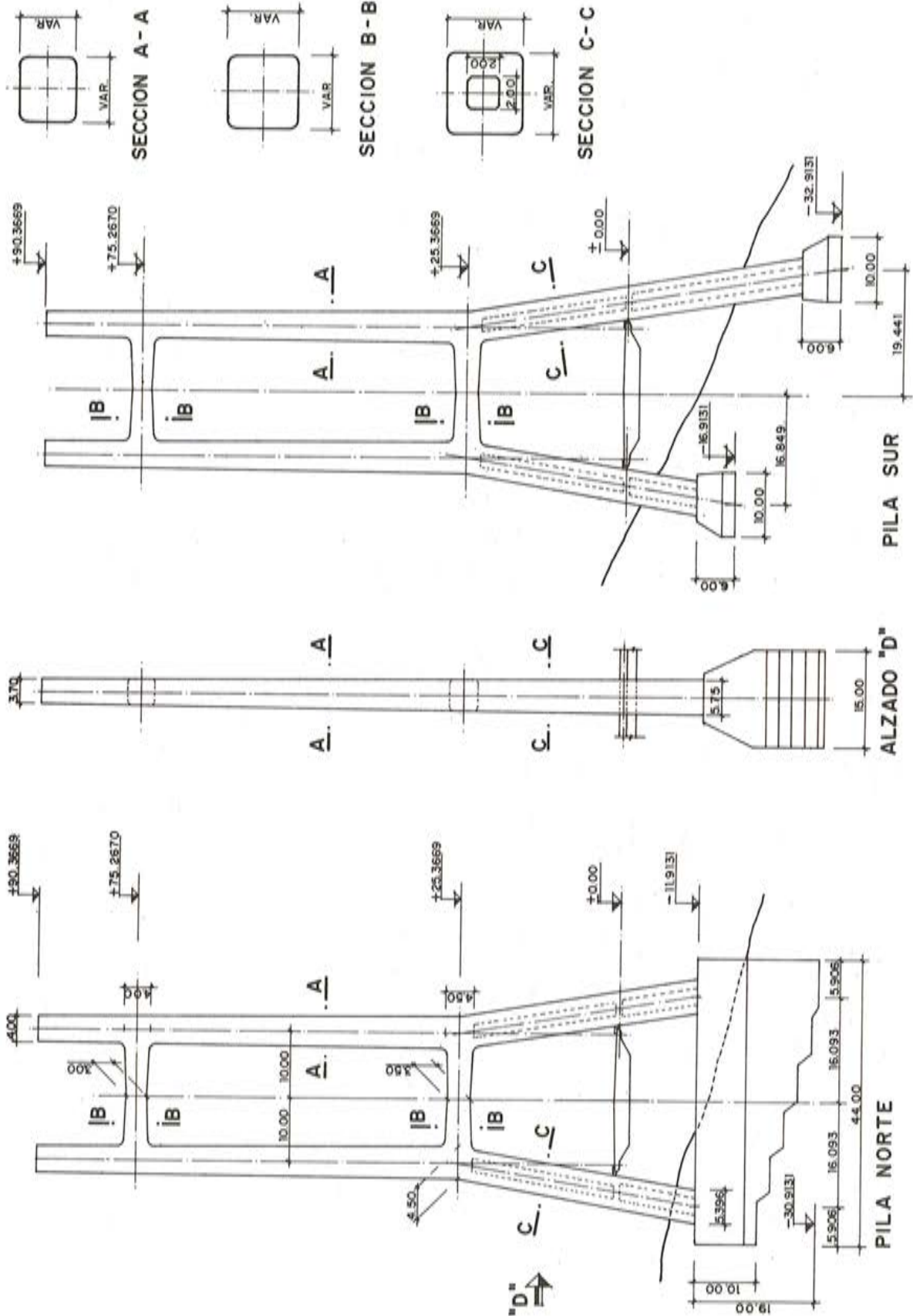


Fig. 2.10.

Sin embargo esta forma inicial presentaba un inconveniente claro por la distribución de los anclajes de los tirantes a lo largo de una gran parte de su altura. Estos anclajes introducen una componente en sentido transversal al eje del puente dado que el plano donde se encuentran los tirantes no puede ser vertical al estar los fustes de la pila dispuestos a los lados del dintel.

Para hacer frente a estas fuerzas horizontales y mantener la pila separada del dintel no nos quedaba otra solución que disponer un arriostramiento casi continuo entre los dos fustes de la pila que recogiesen estas fuerzas o eliminar la verticalidad total de la pila. Optamos por esta última solución. Dejamos la parte superior de la pila situada en dos planos verticales que contienen los puntos de anclaje de los tirantes en el dintel y abrimos la pila en la parte inferior para dejar paso al dintel.

Esta forma no solo incrementa la resistencia a flexión transversal de la pila sino que proporciona una unidad formal a los dos fustes separados.

En la parte inferior, las pilas Norte y Sur se diferencian entre sí para acoplarse al terreno y a las características del suelo. Mientras en la pila Sur cada uno de los fustes se cimenta en una zapata independiente situada a distinta altura, la Norte descansa en una zapata corrida de grandes dimensiones para adecuar las cargas que traen los fustes a las condiciones resistentes del suelo.

Por lo demás la pila presenta todos sus bordes redondeados para reducir las acciones directas del viento sobre las mismas.

3.6. Estribos

La función del estribo de servir de elemento de transición del puente con el terreno es secundaria en este caso. Su función principal es servir de contrapeso del atirantamiento del tramo principal.

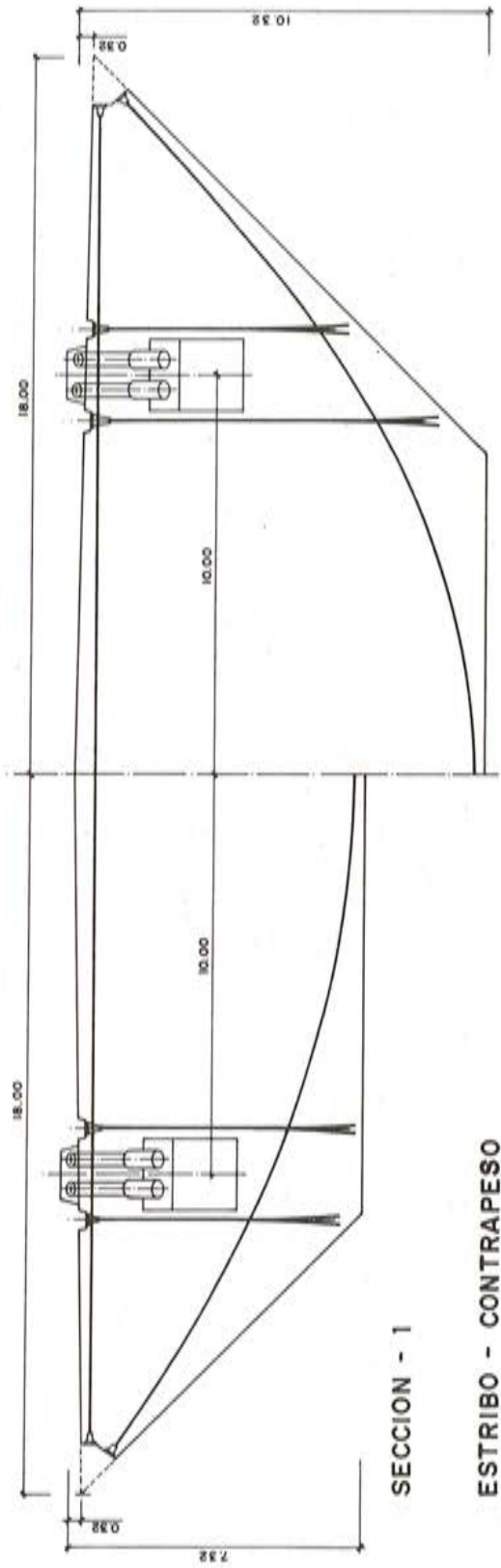
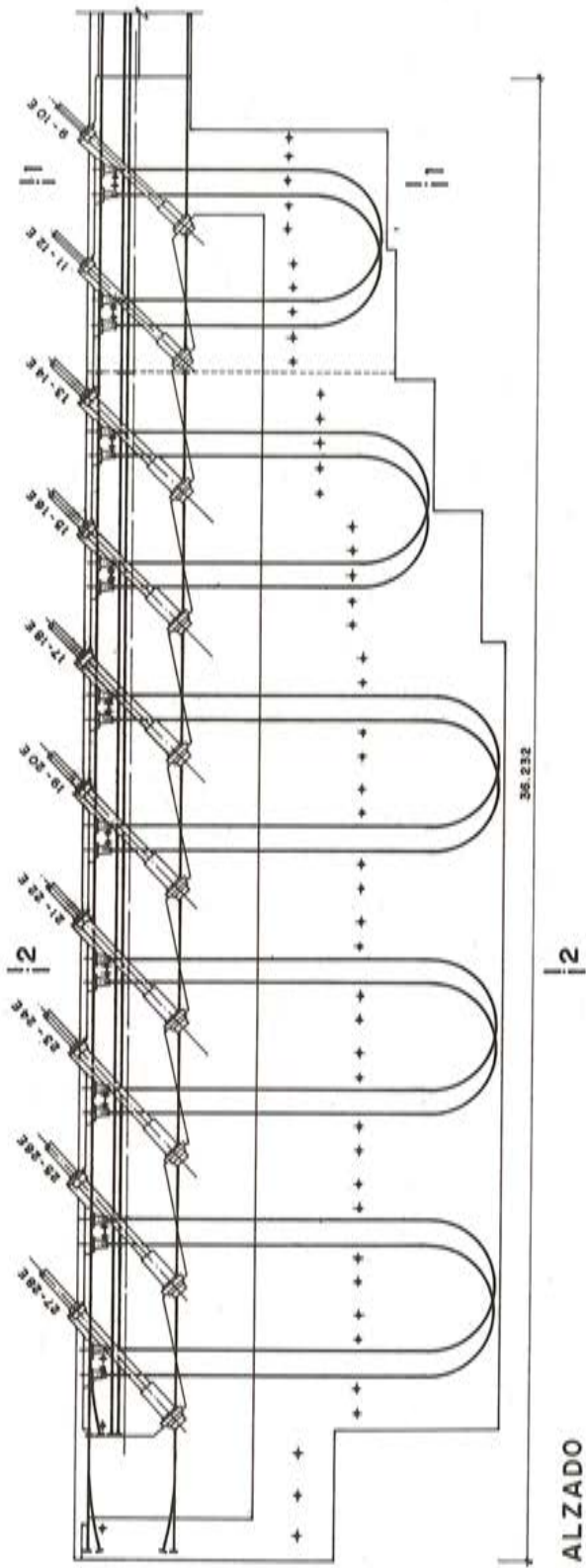
La forma del estribo en sección transversal tiene forma trapezoidal para acoplarse a la excavación del terreno. En sección longitudinal ofrece un perfil escalonado con mayor profundidad y por tanto peso allí donde las tracciones de los tirantes son mayores. No quiere decir esto que bajo cada tirante existe la cantidad de peso que lo equilibra, es necesaria una determinada redistribución de peso a lo largo del contrapeso, pero sí sigue la pauta de las cargas de tracción.

Los tirantes se anclan en la parte superior y se accede a ellos a través de una galería longitudinal. La carga de los tirantes es transmitida a la parte inferior por pretensado vertical. Figura 2.11.

Transversalmente el estribo se pretensa en la parte superior e inferior con el fin de que todo el estribo pudiese sostenerse como viga transversal cuando la mayoración de la carga en los tirantes exija la puesta en juego de todo el contrapeso.

Longitudinalmente el contrapeso se pretensa con las armaduras que luego van a servir de pretensado al dintel.

Se trató con especial cuidado el armado del contrapeso en la zona situada justamente encima del anclaje de los tirantes. Allí el estado tensional es bastante complejo y la responsabilidad de la respuesta resistente en esa zona es capital para evitar el arrancamiento de los tirantes. La situación del pretensado transversal en dicha zona responde a este hecho, además de existir una fuerte concentración de armadura pasiva.



SECCION - 2

Fig. 2.11.

SECCION - 1

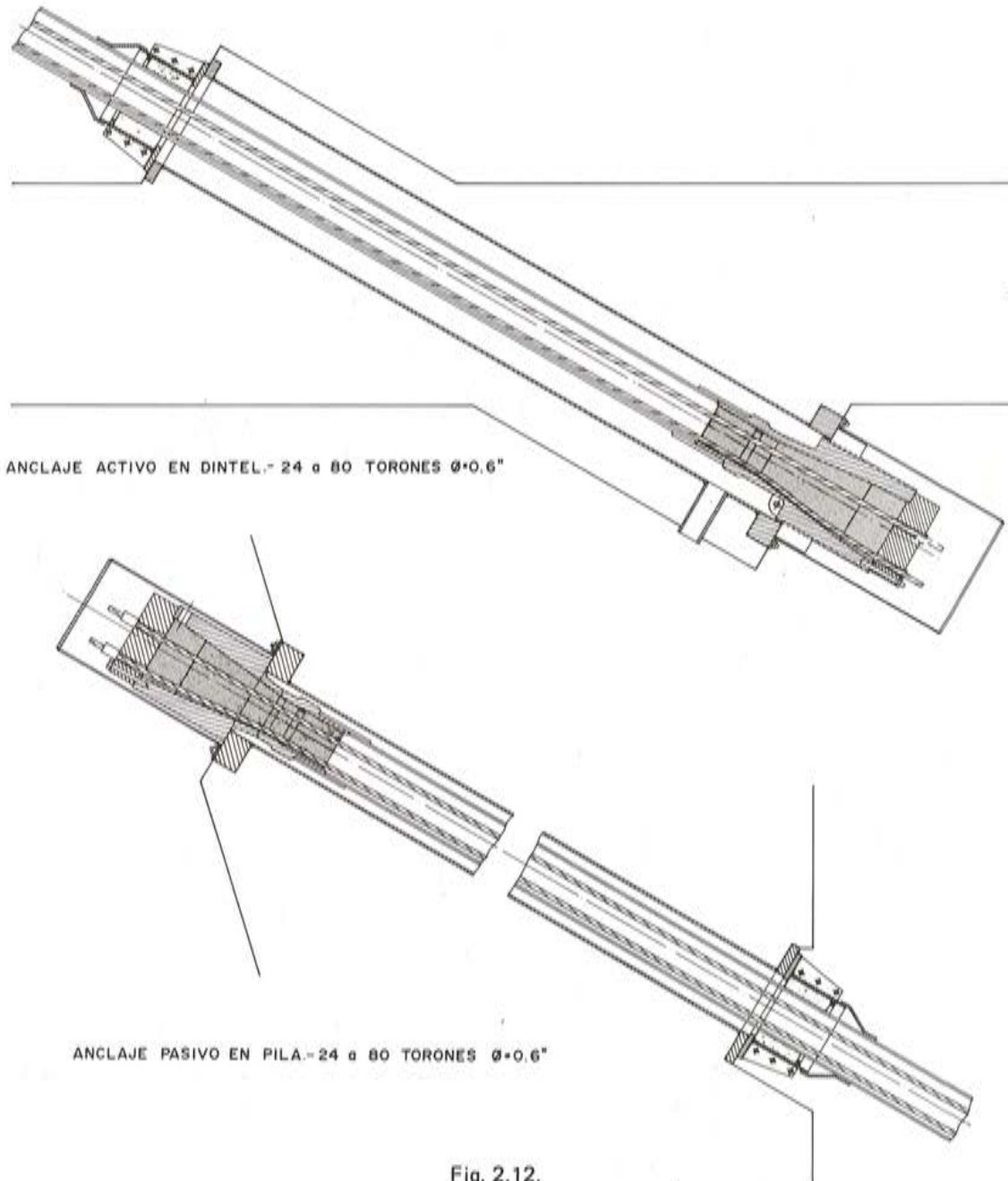
ESTRIBO - CONTRAPESO

3.7. Tirantes

Los tirantes están constituidos por torones de 0,6" de diámetro en número variable, desde 24 para los tirantes próximos a la pila a 80 para el tirante que va al centro del vano principal. Estos torones se encierran en una vaina de P.V.C. y se rellenan de mortero de cemento.

Los anclajes, patente española de C.T.T., están formados por una placa adosada al hormigón que recibe la carga de una mazarota rellena con una mezcla de resina epoxi, polvo de zinc y bolitas de acero. Este relleno sirve para recoger la oscilación de la tensión de los tirantes, cuya carga permanente es recogida por un sistema tradicional de placa y cuñas.

En la salida del tirante del dintel y pila se dispone un amortiguador de neopreno que no reduce las vibraciones de los tirantes sino su influencia sobre los anclajes. Figuras 2.12.



4. CONSTRUCCION

En la construcción de todo puente es necesario contemplar dos aspectos fundamentales, la construcción propiamente dicha con la disposición de medios, métodos, plazos, etc. y el control del estado tensional y de deformaciones por las que pasa en todas sus fases, su historia resistente. Ambos aspectos están claramente interrelacionados en todo puente, pero en los puentes atirantados esta interrelación es tan estrecha que no puede concebirse uno sin el otro, ya que en un puente tan sensible y flexible como es éste, no se puede, no es posible funcionar, ni por exceso ni por defecto; los márgenes de maniobra están acotados con márgenes pequeñísimos.

4.1. Manera y medios utilizados para la construcción

La construcción de contrapesos y cimientos no ha presentado más problemas que los derivados de su tamaño y la presencia de un pantano cuyo nivel de agua subía tan rápidamente que casi nos alcanza cuando se estaban construyendo las cimentaciones. Fig. 2.13.

Las pilas se construyeron con encofrado trepador, tanto la parte inclinada como la vertical. El cimbrado de las vigas riostras se establecía con vigas metálicas apoyadas en el hormigón de la pila. Esta cimbra era activa en la primera viga riostra pues transmitía e introducía compresiones en la parte superior de las partes inclinadas para reducir las flexiones de peso propio producidas durante el hormigonado de la riostra y de la propia parte inclinada de la pila. Figuras 2.14, 2.15, 2.16, 2.17, 2.18, 2.19.

Especial mención hay que hacer en este caso a los problemas derivados del replanteo de los anclajes de los tirantes en la pila.



Fig. 2.13. Construcción del contrapeso.



Fig. 2.14



Fig. 2.17.



Fig. 2.15.



Fig. 2.16.

Construcción de las pilas

Fig. 2.14, Zapata pretensada de la pila norte.

Fig. 2.15, Parte inferior de la pila. La cimbra autoportante que soporta la viga riostra se activaba con gatos horizontales para reducir la flexión de los pilares inclinados.

Fig. 2.16 y 2.17. Pila en fase avanzada de construcción.



Fig. 2.18.

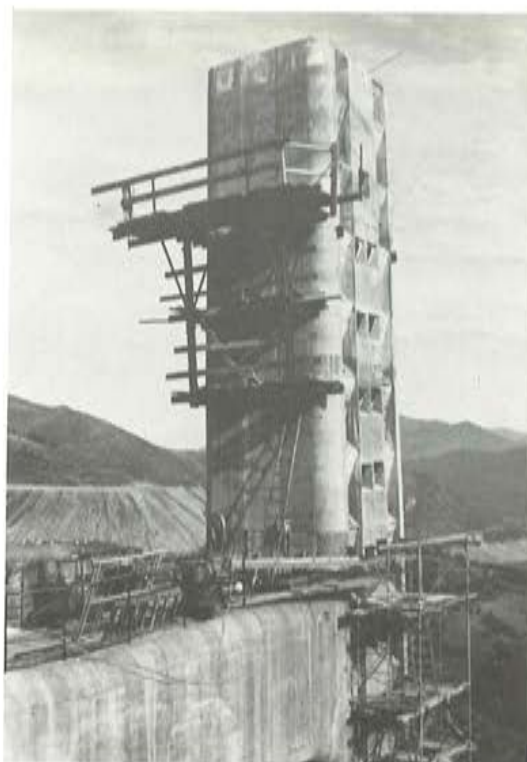


Fig. 2.19.

El dintel se construyó por dovelas realizadas in situ y avanzando en voladizo desde el estribo. Esta fue una de las primeras preguntas que cabe hacerse a este respecto, si las dovelas debían ser prefabricadas como hicimos en el puente atirantado sobre el río Ebro o debían ser realizadas in situ. Por razones de los medios a utilizar se consideró que estos eran menores si se utilizaba el hormigón in situ, pues con un carro de avance se ha terminado, pero nos preocupaba el plazo de ejecución y el control de las flechas (con dovelas prefabricadas bien construídas se puede llevar muy fácilmente el control de la deformada del dintel durante la construcción cosa que no pasa con las dovelas hormigonadas in situ).

Optamos finalmente por las dovelas hormigonadas in situ de 4,08 m de longitud utilizando un carro de 90 Toneladas. Las vigas riostras se disponían al principio de la dovela para facilitar la salida del encofrado interior.

Pues bien, los problemas de plazo desaparecieron cuando comprobamos que se podían hormigonar dos dovelas por semana y que el plazo lo marcaba la colocación de los tirantes.

La construcción del vano de compensación, desde el estribo a la pila, se realizó avanzando desde el estribo en voladizo y ayudado por soportes provisionales colocados, uno cada dos dovelas, ya que el sistema de atirantamiento no se disponía hasta llegar a la pila. Una vez rebasada ésta, los puntales provisionales se eliminaban conforme se iba atirantando simétricamente el dintel desde la pila. Figuras 2.20 y 2.21.

El dintel, su dimensionamiento, solo permitía construir dos dovelas en voladizo y el carro en la punta de la segunda dovela con la armadura de la siguiente colocada. No se podía avanzar la construcción sin disponer un nuevo tirante. Así el ciclo de construcción, el que nos servía para el control, consistía en:

- 1 – Hormigonado de la dovela par
- 2 – Colocación y puesta en carga del tirante trasero
- 3 – Hormigonado de la dovela impar
- 4 – Colocación y puesta en carga del tirante delantero
- 5 – Destesado del tirante delantero anterior al recientemente puesto

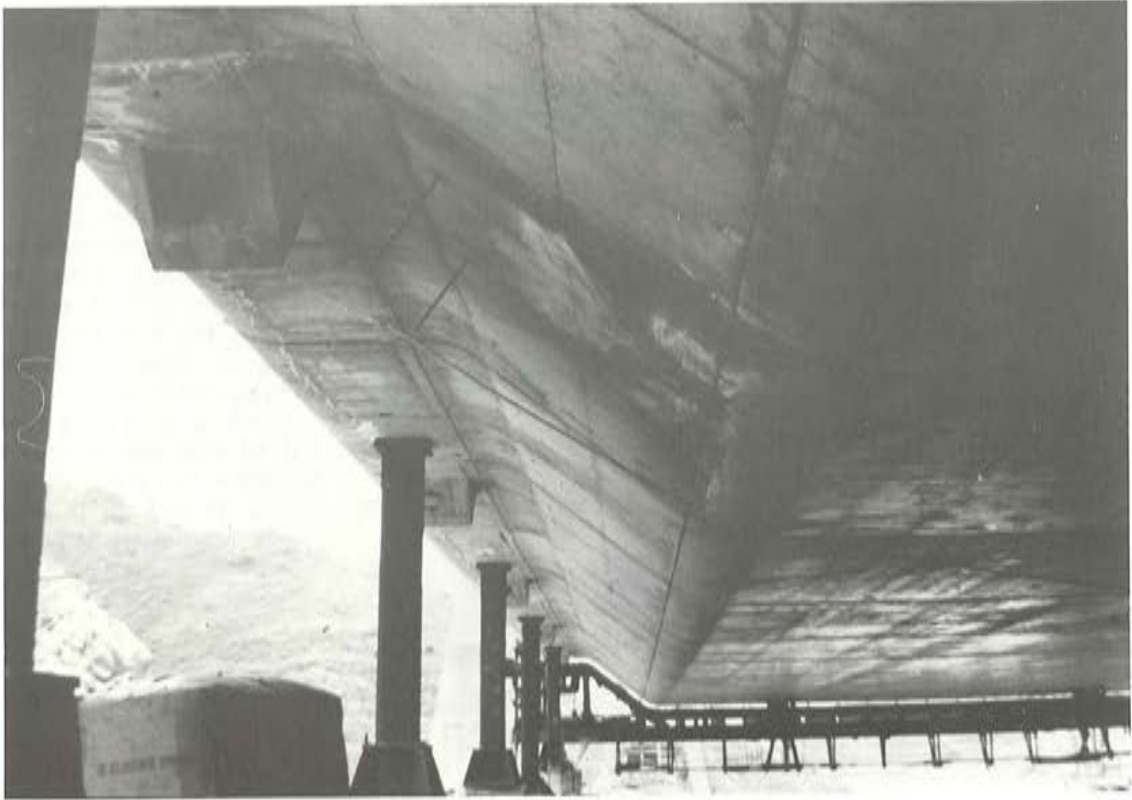


Fig. 2.20.

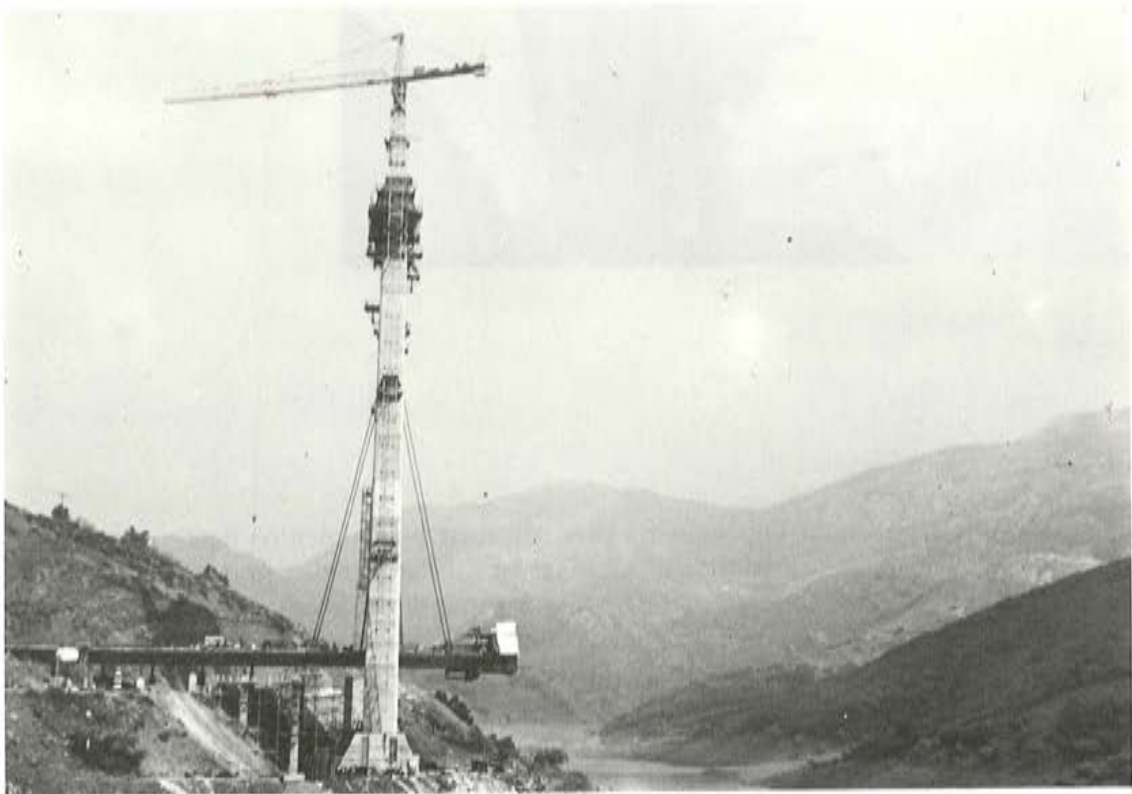


Fig. 2.21.



Fig. 2.22. Vista inferior del tablero durante la construcción en avance en voladizo. Junto al carro principal cerrado, se ve un pequeño carro de acompañamiento, donde se alojaban los gatos de puesta en carga total de los tirantes y servía para repasar el tablero en su parte inferior.

Como se ve, la parte central del dintel está abierta en su centro con el fin de aligerarla de peso en la zona donde los tirantes son más inclinados.

Esta última operación era necesaria para controlar los momentos flectores que se producían durante la construcción. Con dos dovelas en voladizo y carro en punta los momentos flectores negativos crecen extraordinariamente a partir de la dovela 10D, cuando los tirantes son bastante flexibles, de manera que el puente habría sido necesario dimensionarlo para esta fase. Para evitarlo, se sobretesa el tirante delantero en el momento de su colocación con el fin de producir una ley de momentos flectores positivos en el dintel que compense los negativos que se producirán dos fases después. El destensado del tirante resulta obligado si no queremos partir el tablero por la parte inferior. Figs. 2.23, 2.24, 2.25, 2.26, 2.27, 2.28, 2.30.

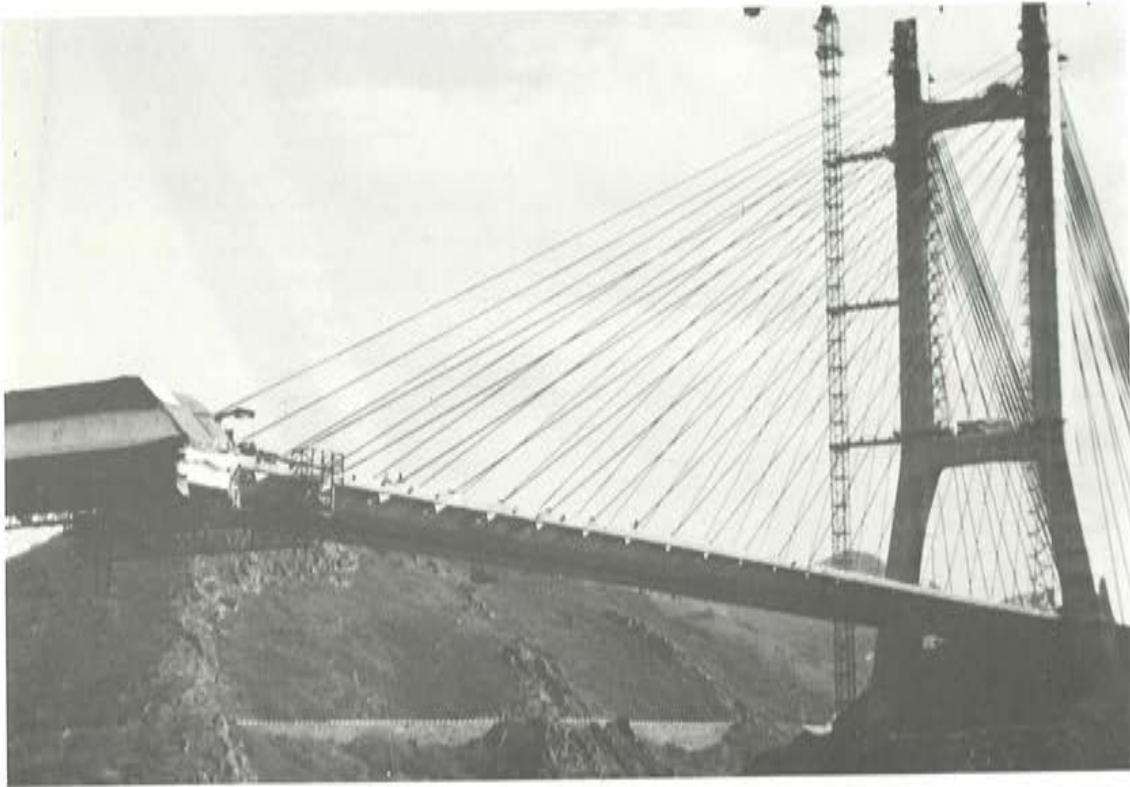


Fig. 2.23.

4.2 Control de la ejecución

Cada uno de los ciclos por los que pasa el puente y que acabamos de describir era controlado en sus deformaciones para lo cual era imprescindible:

- a) Llevar un control adecuado del peso del hormigón de la dovela.
- b) La puesta en carga de los tirantes.
- c) Control de la temperatura ambiente, del tablero y los tirantes.
- d) Control de la nivelación.

4.2.1 Control del hormigón del tablero.

El hormigón del tablero se controlaba en sus siguientes características:

- a) Densidad y cuantía del hormigón colocado, tanto en lo que se refiere a la cantidad vertida como a la comprobación del peso real por medición del espesor de las paredes del cajón.

Para determinar el peso de las dovelas no basta realizar únicamente los controles anteriores. Es necesario sumar el peso de la armadura pasiva y descontar el peso de las vainas vacías así como el desalojado por la armadura pasiva.

- b) Módulo de elasticidad del hormigón.

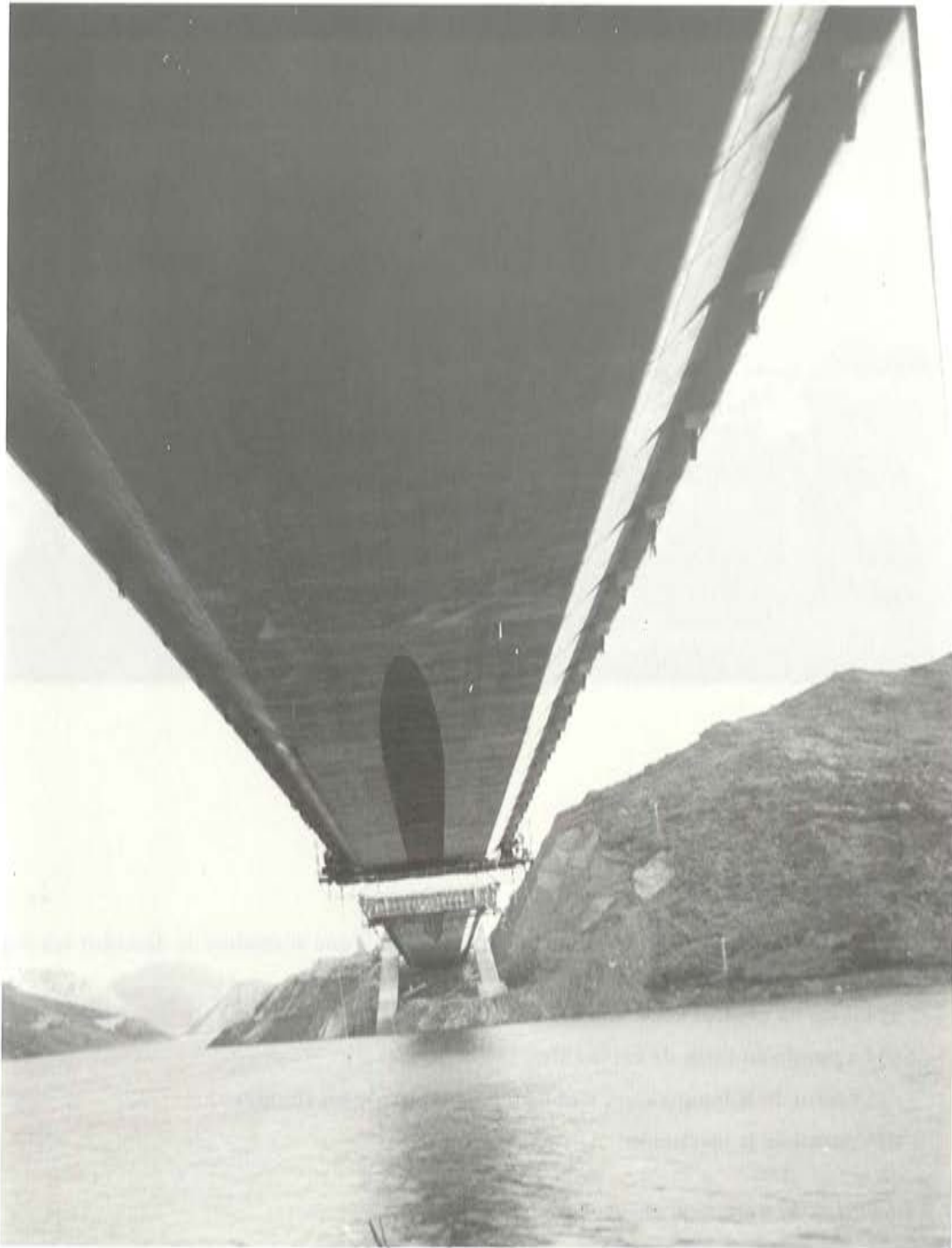


Fig. 2.24.

c) Resistencia a 1, 3, 7, 28 y 90 días.

Todas estas medidas eran necesarias para conocer el peso realmente puesto y la deformabilidad del mismo. No hay que olvidar que un puente atirantado, en su peso propio, funciona como un elemento perfectamente equilibrado con el tiro de los tirantes. Pasarse de carga sistemáticamente en el dintel supone necesariamente la rotura del tablero.

La deformabilidad del dintel resulta imprescindible para conocer las flechas teóricas que deben producirse durante la ejecución y compararlas con las reales.

4.2.2. Control de los tirantes.

En cada tirante se conocía el rollo/s de donde provenía el acero y su producto E.A (módulo de elasticidad por área) obtenido del laboratorio. De esta manera podíamos conocer con precisión la deformabilidad del tirante para su puesta en carga.

La puesta en carga de los tirantes se realiza en dos etapas. En la primera, por medio de un gato unifilar, se monta el tirante poniendo en carga cada torón en dos fases. Una primera de dos toneladas y una segunda por deformación del mismo hasta alcanzar la carga correspondiente al proceso hiperestático que supone colocar un torón entre otros muchos.

La segunda etapa, de comprobación, se realizaba con un gato total que tira del conjunto de todos los torones a la vez. El control de los gatos, sus pérdidas y los manómetros se realizó con cuidado extremado.

4.2.3 Control de las temperaturas.

Un puente atirantado de las dimensiones de este es muy sensible a las deformaciones de temperatura. La variación en las flechas a lo largo del día alcanza, para fases adelantadas de la construcción del voladizo, 25 cm.

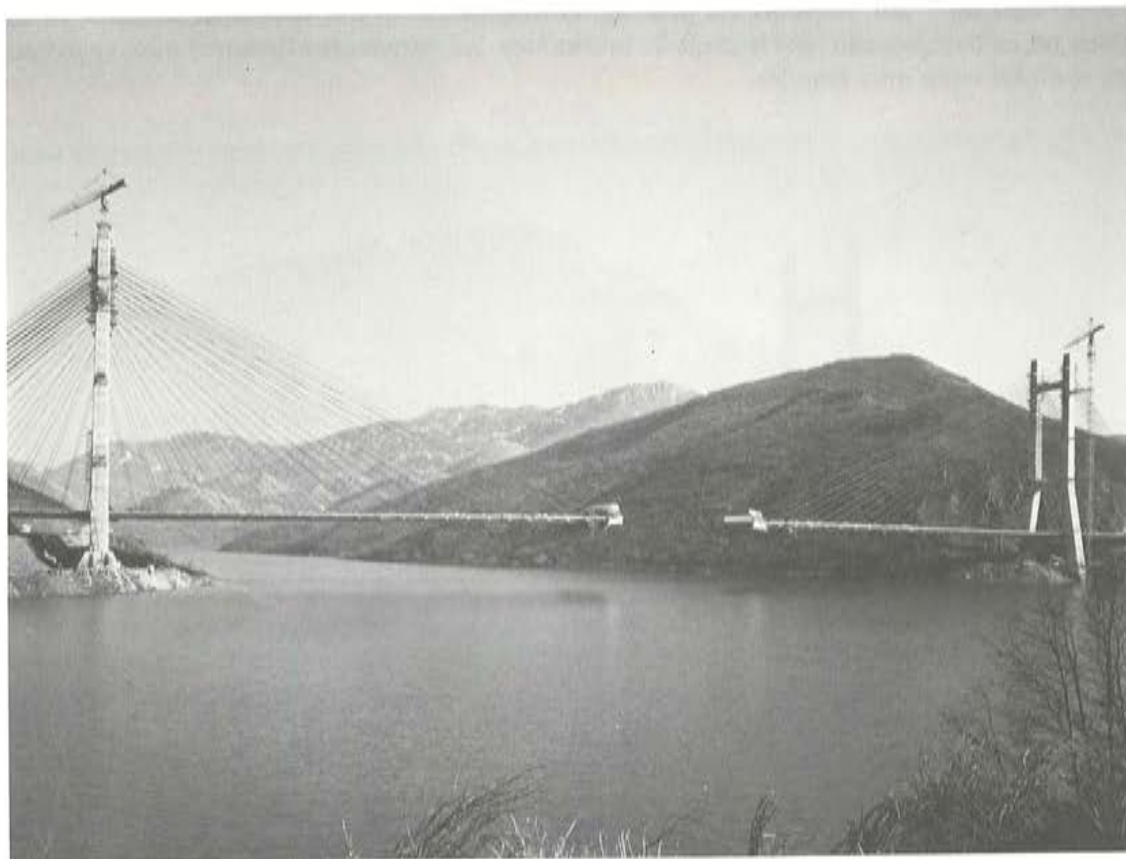


Fig. 2.25.

La puesta en carga de los tirantes y la nivelación de los carros de avance depende directamente de la temperatura a que está el puente. Por esta razón se han instrumentado una serie de dovelas y tirantes así como las torres y por integración podemos obtener el gradiente, acortamiento o alargamiento axil del tablero y de los tirantes respecto a la temperatura media anual.

Con estos datos puede obtenerse la deformada del puente debido a la temperatura tanto estacional como horaria respecto a la media y actuar en consecuencia.

4.2.4 Control de flechas.

Cada día a las primeras horas de la mañana se obtiene la situación del puente por nivelación de los puntos dejados al efecto en cada dovela. Esta nivelación se neutraliza en función de la temperatura a que está sometido el puente y podemos así conocer su situación respecto a la teórica en dicha fase.

4.2.5 Cierre del ciclo.

Todos los controles anteriores están dirigidos a un fin; controlar que la deformada que introducimos al tablero en cada ciclo es la correcta.

Aunque el conjunto de controles que se ha establecido es muy intenso es necesario contar con posibles desviaciones en el peso de las dovelas, en la carga de los tirantes, etc. De estos errores los preocupantes son los sistemáticos. Si a lo largo de la construcción vamos colocando solo un 2 por 100 más del peso del hormigón que el que realmente pensamos y este peso no es compensado por la carga de los tirantes, los momentos flectores que aparecerán en el dintel serán muy grandes.

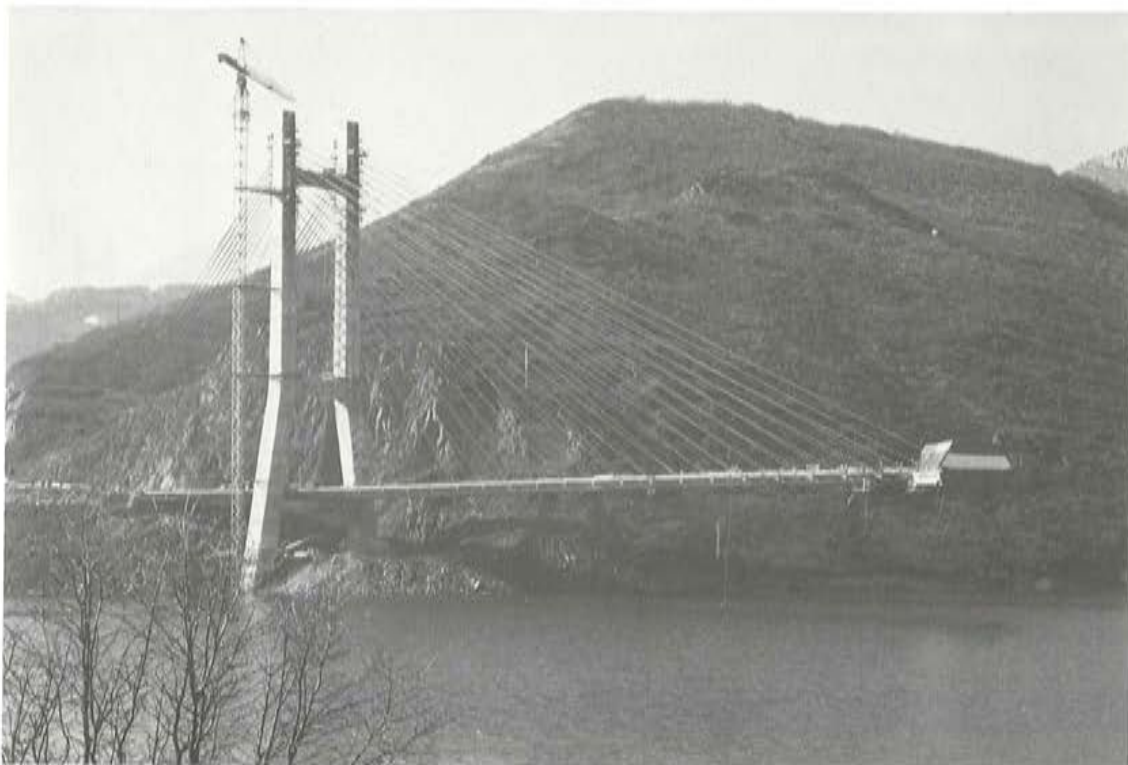


Fig. 2.26.

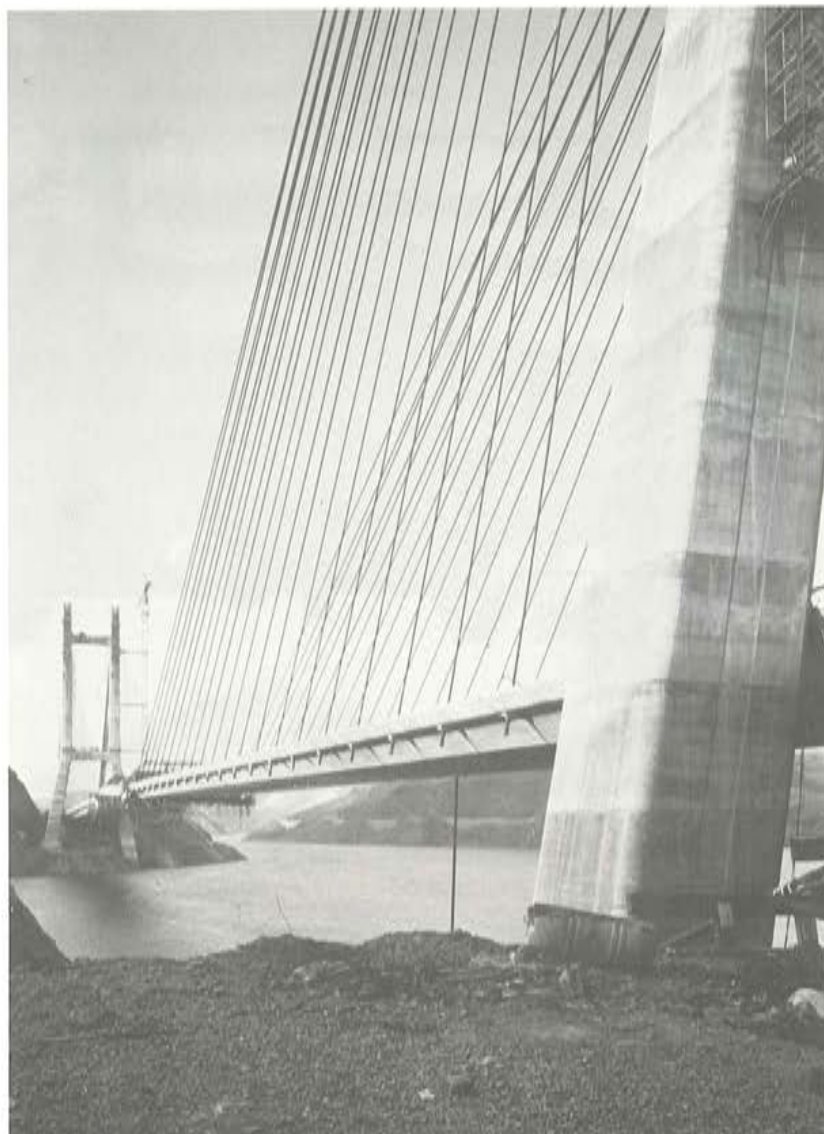


Fig. 2.27.

Podría parecer que en este caso también la deformada del dintel acusaría esta desviación y nos podríamos dar cuenta, pero esto no es verdad en el caso de tableros construidos in situ pues en cada dovela que colocamos vamos corrigiendo la deformada para poner la punta de la dovela a hormigonar en la cota deseada. Introducimos con esto un cambio en la geometría del dintel que enmascara la deformación acumulativa que introduciría el error sistemático.

Otra cosa que se comprueba en la construcción de estos puentes es que no es posible cambiar el estado de tensiones del tablero por reajuste de cargas en los tirantes. Si deseamos corregir ese 2 por 100 de error sistemático en el peso de las dovelas con un incremento del 2 por 100 en la carga de los tirantes produciríamos tal flecha en el dintel —en etapas de avanzada construcción— que la deformada del puente quedaría totalmente fuera de servicio.

Por el contrario los errores no sistemáticos son poco preocupantes, no afectan casi nada a la flexión general del tablero.

Por esta razón es de fundamental importancia llevar un control estricto de la deformada del dintel en cada una de las fases que constituye cada ciclo de construcción y establecer un cierre exacto del ciclo.



Fig. 2.28



Fig. 2.29.

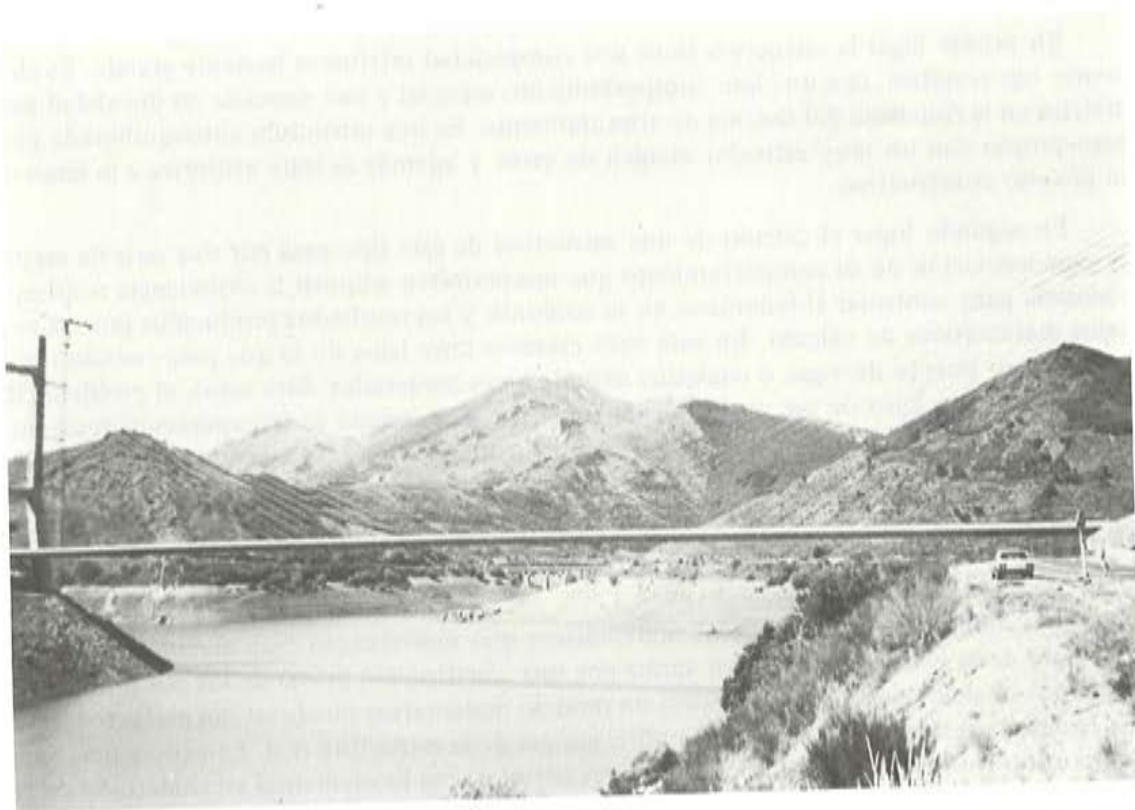


Fig. 2.30.

Esto nos permite tesar más o menos cada tirante para que si, por ejemplo, durante el hormigonado de las dovelas la flecha obtenida es mayor que la teórica, en una determinada proporción, se pueda dar una carga al tirante que nos produzca una flecha incrementada en la misma proporción.

El cálculo no lineal, que difiere poco del cálculo lineal, se convierte en imprescindible para no introducir desviaciones en el cálculo teórico que resulta necesario llevarlo con toda corrección, pues siempre es el punto de comparación para los resultados reales.

El cálculo teórico del proceso constructivo conviene reajustarlo con los resultados reales de las primeras fases de construcción pues aunque la determinación del módulo de elasticidad del hormigón en probetas se haya realizado con la mayor exactitud posible ésta no es comparable a la que se obtiene de la deformación de un trozo de puente ya construido.

Este tipo de problemas es mucho menor en el caso de utilizar la prefabricación de dovelas, pues si ésta está bien hecha, basta con llevar con los tirantes el puente a su posición teórica para conferir al tablero la deformada deseada.

En tableros metálicos es mucho más fácil el control, pues el acero responde con mucha más exactitud que el hormigón en lo que se refiere a peso y deformación ante la carga.

5. RESPUESTA RESISTENTE Y CALCULO.

La determinación de la respuesta resistente de una estructura de este tipo y el cálculo preciso de los esfuerzos a que está sometida resulta bastante complicado, y esto por dos motivos principales:

En primer lugar la estructura tiene una complejidad intrínseca bastante grande. Es altamente hiperestática, con un claro comportamiento espacial y una marcada no linealidad geométrica en la respuesta del sistema de atirantamiento. Es una estructura autoequilibrada para peso propio con un muy estrecho margen de error y además es muy evolutiva a lo largo de su proceso constructivo.

En segundo lugar el cálculo de una estructura de este tipo pasa por una serie de etapas de concienciación de su comportamiento que nos permiten adquirir la experiencia resistente necesaria para controlar el fenómeno en su conjunto y los resultados producidos por los modelos matemáticos de cálculo. En este caso estamos muy lejos de lo que pasa cuando tratamos con un puente de vigas o cualquier otro de luces moderadas. Para estos, el problema de diseño está muy lejos de ser un problema resistente, tan grande es la experiencia resistente con que contamos al enfrentarnos con ello. Para un puente atirantado de 440 m de luz nosotros contábamos con nuestra experiencia en la respuesta del puente atirantado del Ebro y las dos pasarelas atirantadas construídas y algún que otro proyecto no construído; sin embargo la envergadura de esta obra sobrepasa los límites de todo lo que habíamos hecho nosotros.

La confección de los modelos matemáticos que reproduzcan bien el comportamiento resistente de la estructura pasa por tanto por una clarificación previa de los dos puntos que acabamos de enumerar, dado que nunca un modelo matemático puede ser tan perfecto que no sea necesario realizar una serie de simplificaciones de la estructura real. La experiencia en el comportamiento resistente de obras similares anteriores es fundamental en la elección de las simplificaciones. El modelo de cálculo no será único. Para acotar uno u otro fenómeno, local o general, será necesario realizar modelos diferentes.

La cuantía misma de las acciones debe ser investigada. Nuestra normativa de acciones para puentes de carretera es clara y resulta de fácil aplicación, pero por desgracia se aparta bastante de la realidad cuando se trata de puentes de esta envergadura.

La exposición de la respuesta resistente la vamos a dividir en varias partes

- 5.1. Tirantes.
- 5.2. Respuesta del puente en servicio.
- 5.3. Proceso constructivo.
- 5.4. Estudio de la fluencia y la retracción.
- 5.5. La sección transversal.
- 5.6. Cálculo no lineal.
- 5.7. Estudio de viento.
- 5.8. Análisis dinámico.

5.1. Tirantes.

La expresión más clara de la no linealidad geométrica de una estructura atirantada la producen los tirantes metálicos.

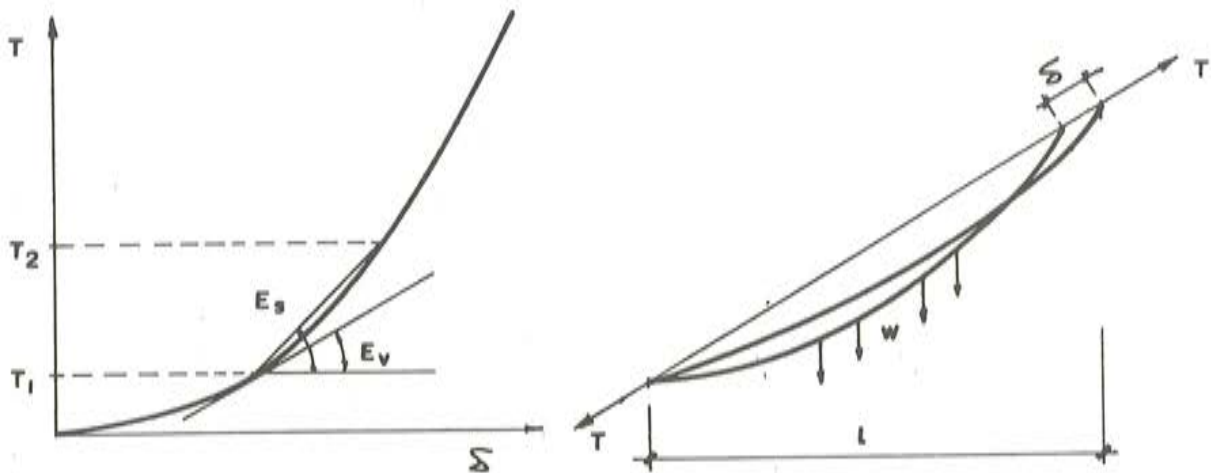


Fig. 2.32.

La relación entre carga T y desplazamiento δ de un tirante, Figura 2.32, es una curva que sólo es lineal para valores altos de la carga T . La expresión del módulo de elasticidad virtual a un determinado nivel de carga T , viene dado por la fórmula de Ernst.

$$E_v = \frac{E}{1 + \frac{(w l)^2 E A}{12 T_1^3}} \quad (1)$$

donde

E = Módulo de elasticidad del acero.

A = Área del acero.

w = Es el peso por metro lineal del tirante.

T_1 = Es la carga del tirante.

Este módulo de elasticidad virtual es la tangente a la curva tensión deformación en un punto y solo puede utilizarse en los casos en que la variación de la carga del tirante sea muy pequeña.

En el caso en el que la carga del tirante pase de un valor T_1 a otro T_2 el módulo de elasticidad secante viene dado por la expresión

$$E_s = \frac{E}{1 + \frac{(w l)^2 (T_1 + T_2) E A}{24 T_1^2 T_2^2}} \quad (2)$$

La posibilidad de utilizar estas dos expresiones y convertir el tirante en una barra más de la estructura para realizar un cálculo lineal pasa por conocer exactamente la carga inicial y final a que va a estar sometido el tirante en una etapa de carga cualquiera.

Esto en general no es posible pero, sin embargo, podemos por tanteos tener una aproximación bastante precisa de la carga que va a alcanzar el cable. Como el nivel de cargas en el cable es bastante alto por tratarse de un tablero de hormigón y la sobrecarga no es muy elevada basta, en general, con utilizar tres módulos de elasticidad diferentes.

Un módulo secante para la hipótesis de carga muerta, correspondiente a las tensiones que tiene el tirante para peso propio del puente y carga permanente. Un módulo de elasticidad tangente, correspondiente a la tensión del tirante para carga permanente a utilizar en aquellas hipótesis de carga del puente en que van a variar poco las tensiones en los tirantes; tal es el caso de las deformaciones impuestas de temperatura, fluencia y retracción, acciones de viento y otras. Por último un nuevo módulo de elasticidad secante para la sobrecarga de utilización. La carga del tirante para peso propio del dintel es conocida previamente pues es la que lo equilibra y se proporciona por medio de gatos.

Poniendo cuidado en la adopción de estos módulos se puede adoptar un cálculo lineal de un puente tan grande como éste con bastante precisión, lo cual es muy ventajoso habida cuenta el enorme número de hipótesis de carga diferentes que hay que utilizar.

Junto con este planteamiento general del tratamiento de los tirantes que acabamos de describir nosotros hemos realizado un cálculo no lineal total de la estructura como veremos en el apartado 5.6.

Los problemas de cálculo de los tirantes no se limitan a la utilización de uno y otro módulo de elasticidad. Además existen multitud de otros como pueden ser los de su puesta en carga cuando se realiza torón a torón, la no coincidencia de la longitud del tirante con la barra que lo reproduce en el modelo de cálculo, el cambio de peso del tirante por inyección, etc. Todos ellos se resuelven suponiendo que el tirante es una parábola y acudiendo siempre a la longitud inicial del acero del tirante sin tensión.

5.2 Respuesta del puente en servicio

Para determinar la respuesta del puente en servicio se ha utilizado la norma española de acciones de puentes de carretera actuando sobre un modelo matemático completo del puente. Sobre uno y otro debemos hacer una serie de consideraciones.

La instrucción de cargas verticales a utilizar en la superestructura destaca, a efectos de lo que estamos considerando, las correspondientes al peso propio, la carga muerta, y a la sobrecarga de servicio. La primera y segunda vienen afectadas por un coeficiente de seguridad de 1 para la etapa de servicio y de 1,5 para la de rotura. La tercera la constituyen la sobrecarga uniforme de 400 kg/m^2 y el vehículo pesado de 60 t, afectadas igualmente de los mismos coeficientes de seguridad.

Sobre las tres se pueden establecer objeciones serias cuando se trata de calcular puentes de este tipo y de otros.

Adoptar un coeficiente de seguridad de 1,5 para las acciones de peso propio es excesivo en un puente como éste. En primer lugar porque la desviación posible del peso propio realmente puesto respecto al teórico es pequeña, dado que el control del mismo debe ser exhaustivo, como hemos visto en el punto anterior, si no queremos partir el puente por flexión del dintel al sobrepasar su carga la componente vertical de los tirantes. En segundo lugar el peso propio se convierte a efectos de esfuerzos sobre el dintel en un áxil, convirtiendo el dintel en un puntal de escasa rigidez a flexión. Esta compresión es tan alta que en las proximidades de la pila mantiene al dintel en estado de compresión compuesta cuando actúan las flexiones más desfavorables de la sobrecarga.

La capacidad resistente del dintel se tiende a agotar por compresión cuando mayoramos el peso propio por 1,5, lo que obliga a sobredimensionarlo.

Si en este tipo de puentes esta condición es excesiva, también ocurre en muchos otros, lo que ha conducido al Código Modelo del C.E.B. a reducir su valor a 1,2 y a la British Standard a 1,15 cualquiera sea el tipo de puente.

Pasa lo contrario con los coeficientes de mayoración de la carga muerta. La British Standard establece un coeficiente de seguridad de 1,2 para la etapa de servicio y de 1,75 para la de rotura. Este criterio, mucho más desfavorable que el nuestro, parece conveniente pues existe bastante inseguridad en la cantidad de pavimento que realmente se coloca en los puentes y después están las posibles repavimentaciones no controladas.

Con respecto a la sobrecarga de utilización nuestra instrucción no tiene en cuenta la lógica disminución de carga con la superficie cargada. Si comparamos los valores de sobrecarga a utilizar en el caso de este puente con las cuatro vías cargadas y las recomendaciones del Comité de Puentes de la División de estructuras de ASCE vemos, figura 2.33, que para la sobrecarga uniforme, que es sin duda la sollicitación más importante, la instrucción española es entre un 80 y un 100 por 100 mayor que la Americana. En cuanto a la sobrecarga puntual, la americana es de 133,5 t frente a las 60 t de la nuestra. Este valor mucho mayor de la carga puntual no tiene ningún efecto sobre la flexión general del puente, ni sobre las flexiones locales ya que las recomendaciones de ASCE extienden la carga puntual a las cuatro vías cargadas y no a una sola como hace la nuestra.

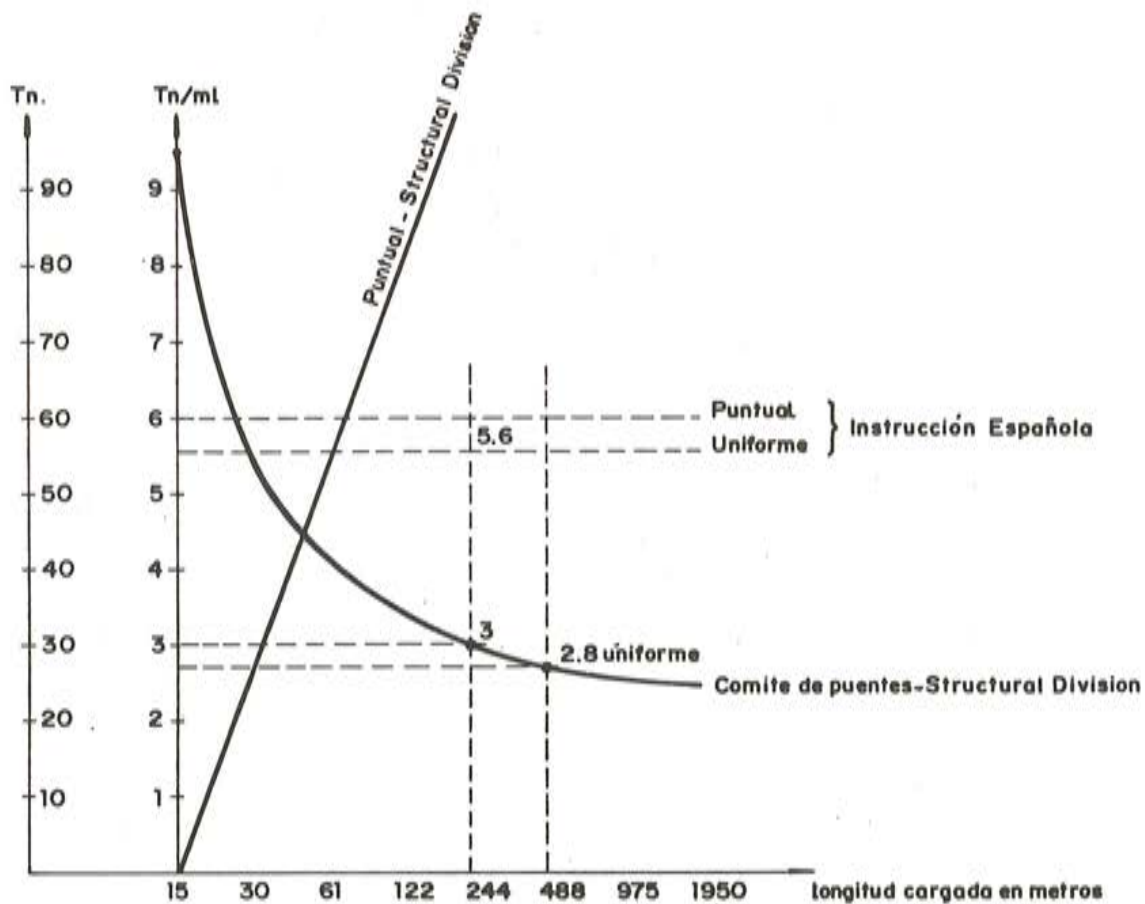


Fig. 2.33.

De lo dicho se puede deducir que nuestra instrucción, simple, clara y fácil de aplicar, resulta poco ajustada a la ley de cargas a que va a estar sometido un puente de gran luz y anchura y produce un encarecimiento evidente de este tipo de puentes. Cuando analicemos el efecto del viento también veremos la poca adecuación de las mismas con la realidad.

La determinación de las acciones que solicitan a un puente es de los problemas más complicados que pueden presentarse, no solo por la indeterminación que llevan consigo sino por el hecho de que la acción depende de la misma respuesta de la estructura. Si queremos que una instrucción de cargas se aproxime a lo que realmente va a ocurrir deberemos realizar una instrucción muy compleja y con una gran casuística. Cuanto más simple se realice más se separará de la realidad para determinados casos. Entre una gran complicación o una gran simplicidad está el dilema de su realización. Las recientes instrucciones de otros países han ido a una situación intermedia. Son realmente más complicadas que la nuestra pero se ajustan bastante mejor a más cantidad de casos sin presentar una casuística exagerada.

Bien es verdad que nuestra instrucción permite no tenerla en cuenta para casos extraordinarios, pero no creemos que es bueno actuar de esta manera habida cuenta la enorme complejidad del problema. Pensamos que debe revisarse y ampliarse, intentando acotar mejor los problemas, aunque esto conduzca a una mayor complicación en su uso.

En cuanto al modelo matemático utilizado para procesar las acciones de la instrucción hemos realizado un modelo espacial de 365 nudos y 504 barras que aparece en la figura 2.34.

La respuesta de la cimentación ha sido introducida a través de la matriz de rigidez de la misma obtenida previamente en un modelo de elementos finitos del suelo en el que se reproducía la estratificación del mismo a través de diferentes módulos de elasticidad y de coeficientes de Poisson y sometido al nivel de cargas que realmente iba a tener, deducido de anteriores tanteos del puente.

Las barras que reproducen las pilas no presentan problemas por constituir auténticos elementos lineales.

En cuanto a los tirantes, reproducidos uno a uno, se les han conferido los módulos de elasticidad explicados en 5.1 según fuese la hipótesis de carga a determinar y después de haber realizado los correspondientes ajustes entre las longitudes reales de los tirantes y las longitudes que se destacan en el modelo. Esta última corrección es muy pequeña para los cables largos, pero para los cables cortos, los próximos a la pila, la diferencia de longitud entre el tirante del modelo y el real es muy grande y por consiguiente necesario el ajuste en sus características.

El dintel se ha reproducido por una barra longitudinal situada en el eje del puente y una serie de barras transversales que la unen con cada tirante. A la barra longitudinal se le han conferido las rigideces a flexión, torsión, cortante y axil de todo el cajón. Esto a nuestro entender es correcto para obtener los esfuerzos principales del puente ya que por ser una sección muy arriostrada transversalmente no son de esperar esfuerzos secundarios de distorsión significativos. Para la zona en que el cajón se desdobra en dos, correspondiente a la parte central del puente, se ha realizado previamente un modelo matemático preciso del mismo al que se le somete a giros a flexión y torsión para obtener la rigidez equivalente en una barra recta lineal e introducirlo en el modelo general.

A las barras transversales se les ha conferido una rigidez a flexión correspondiente a la zona de cajón que reproducen. Las demás características fueron las de barras indeformables.

Este modelo ha servido para realizar las dos hipótesis de carga muerta, una correspondiente al pavimento, aceras y defensas y una segunda al peso de la inyección de los tirantes, las 36 hipótesis diferentes de colocación de la sobrecarga uniforme de 400 kg/m^2 y 144 hi-

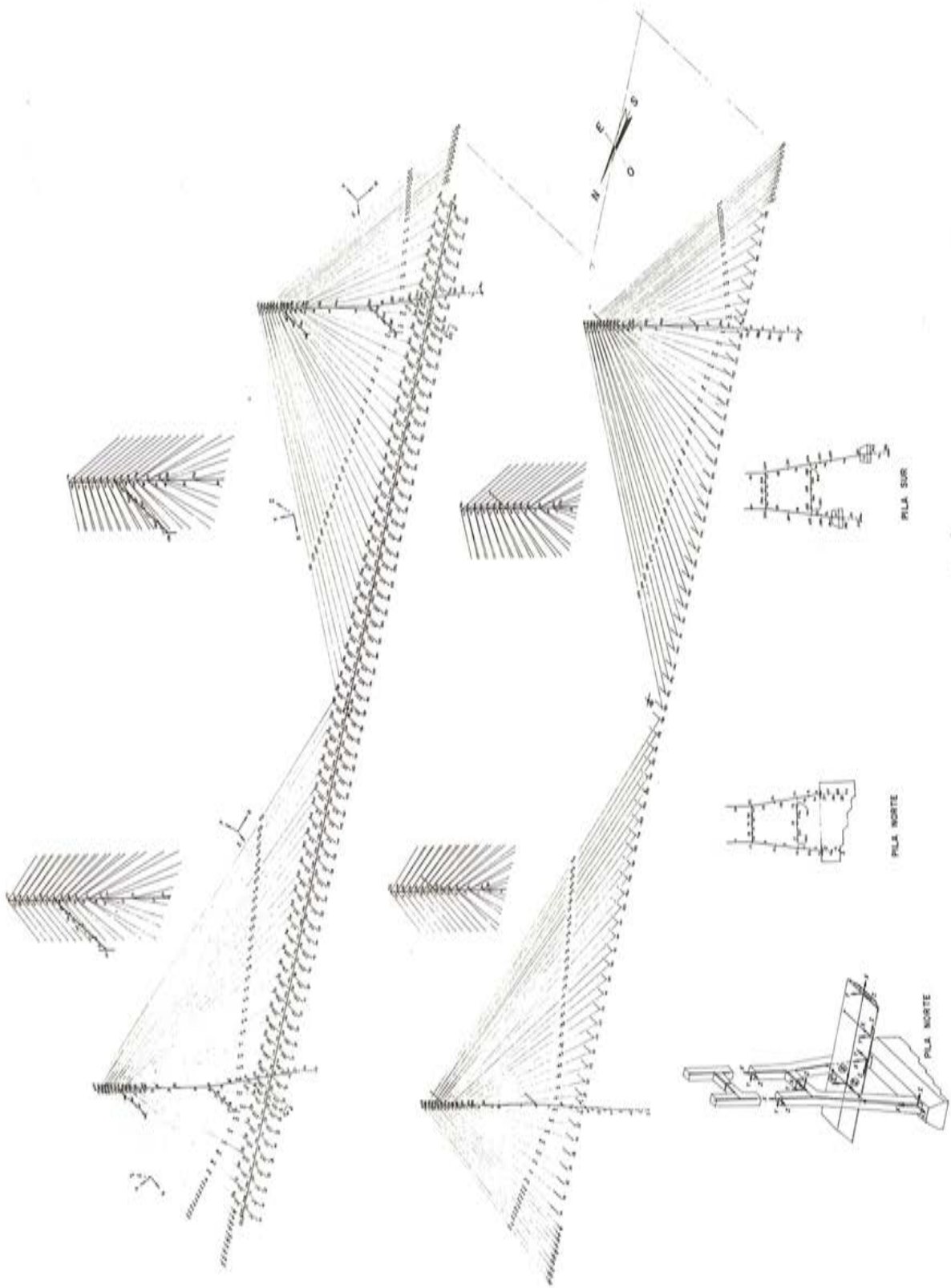


Fig. 2.34.

pótesis de colocación del carro, las hipótesis de carga de nieve y hielo en tirantes, las 4 cargas estáticas de viento actuando en dintel, tirantes y pilas, así como las hipótesis de variación de temperatura y gradientes.

El análisis de los resultados no ofrece dificultad, únicamente es necesario no suponer que el áxil del dintel se produce como el de este modelo. La carga de los tirantes se produce en el borde del dintel y tarda en convertirse en una compresión uniforme 16 m. En la zona próxima al anclaje se produce una concentración local de compresiones mayor que la compresión media del puente, para lo que ha sido reforzada dicha zona en el diseño de la sección transversal. Estos resultados se obtuvieron con un modelo parcial de elementos finitos solicitado con las cargas reales de los tirantes.

El modelo espacial tampoco nos proporciona información alguna sobre el reparto de cortantes en las proximidades del tirante, ni de flexiones en las barras transversales, para las que hemos realizado otro modelo que veremos más adelante.

5.2.1 Análisis de la respuesta estática.

La respuesta del puente ante las diferentes sollicitaciones se analiza a continuación.

5.2.1.1 Respuesta ante las cargas puntuales del vehículo de 60 t.

Como ya citamos al hablar de la morfología, un símil bueno para entender la respuesta de un puente atirantado, consiste en suponer que el dintel se comporta como si estuviese apoyado en toda su longitud sobre una fundación elástica, que reproduce la rigidez del sistema de atirantamiento. La rigidez de esta fundación es muy variable a lo largo del dintel. De una manera simplificada, para un tirante sujeto fijamente en la torre, la rigidez vertical viene dada por la expresión

$$F_v = \frac{E \cdot A}{L} \operatorname{sen}^2 \alpha \cdot \delta$$

Aunque los tirantes delanteros tienen un área mucho mayor que los situados en las proximidades de la pila, su rigidez vertical es mucho menor, por su menor valor de α y mayor de L .

En la figura 2.35 representamos la respuesta del puente para el caso del carro de 60 t actuando en la posición del tirante 8 delantero del semipuente Norte y situado en el lado Este. El dintel se deforma, desciende y gira. Los tirantes del lado Este reciben más carga que los del Oeste lo que introduce una flexión horizontal en el dintel que ocasiona un desplazamiento lateral del mismo de 1,4 mm.

Las 60 t se recogen en los tirantes del dintel a lo largo de 128 m con un máximo de 7,5 t en el tirante 8D, E. Las flexiones del dintel se concentran en las proximidades de la carga, así como las torsiones.

Fuera de esta zona el puente prácticamente no se entera de la presencia del carro de 60 t. Los tirantes han amortiguado su efecto en los aproximadamente 50 m a cada lado de la carga.

HIPOTESIS: CARRO EN TIRANTE 8-D (N-E)

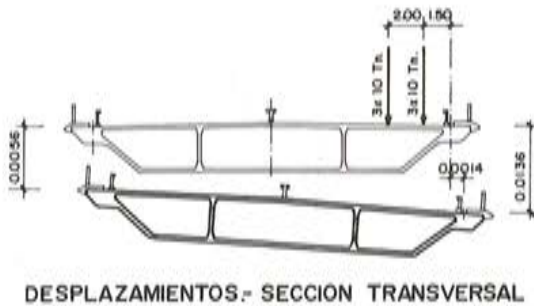
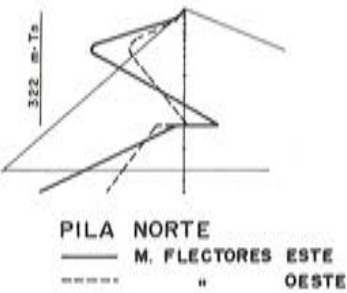
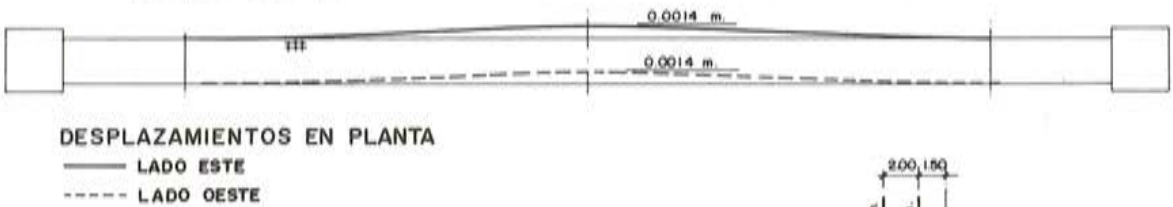
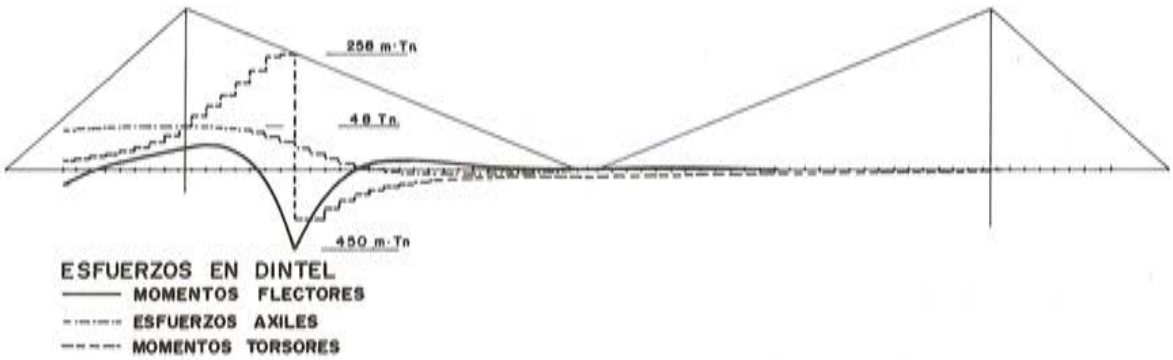
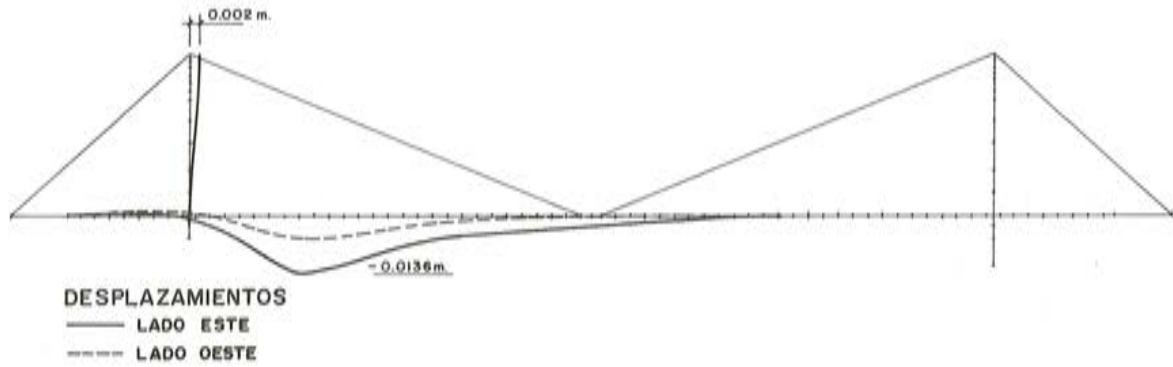
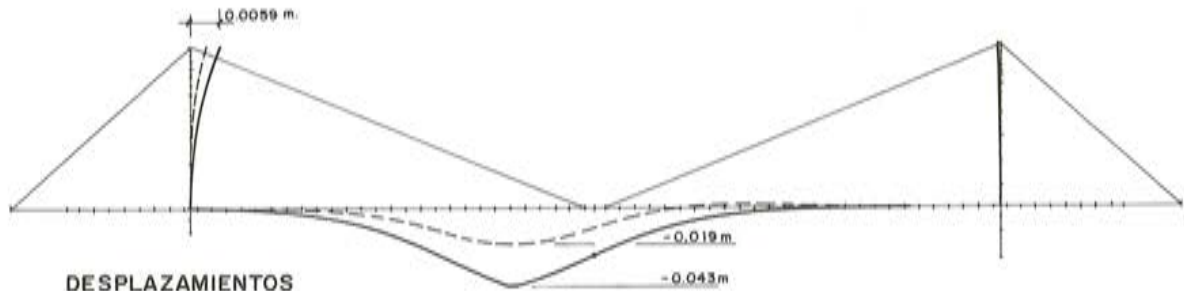


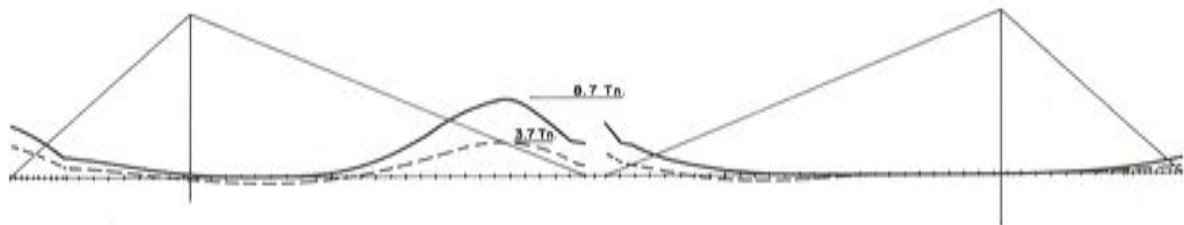
Fig. 2.35.

HIPOTESIS: CARRO EN TIRANTE 22-D (N-E)



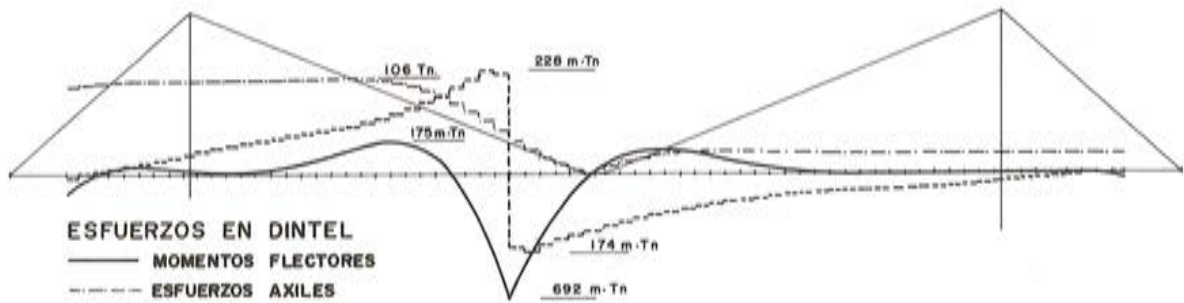
DESPLAZAMIENTOS

- LADO ESTE
- - - LADO OESTE

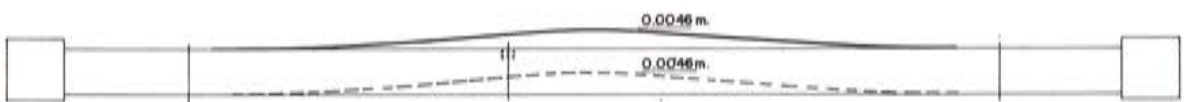


CARGAS EN TIRANTES

- LADO ESTE
- - - LADO OESTE

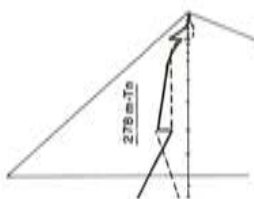


- MOMENTOS FLECTORES
- - - ESFUERZOS AXILES
- · · MOMENTOS TORSORES

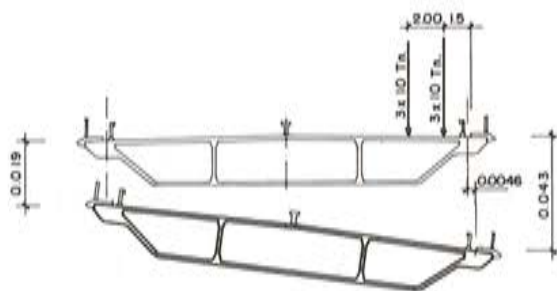


DESPLAZAMIENTOS EN PLANTA

- LADO ESTE
- - - LADO OESTE



- PILA NORTE
- M. FLECTORES ESTE
- - - OESTE



DESPLAZAMIENTOS - SECCION TRANSVERSAL

Fig. 2.36.

HIPOTESIS : SOBRECARGA UNIFORME TOTAL SOLO EN LADO ESTE

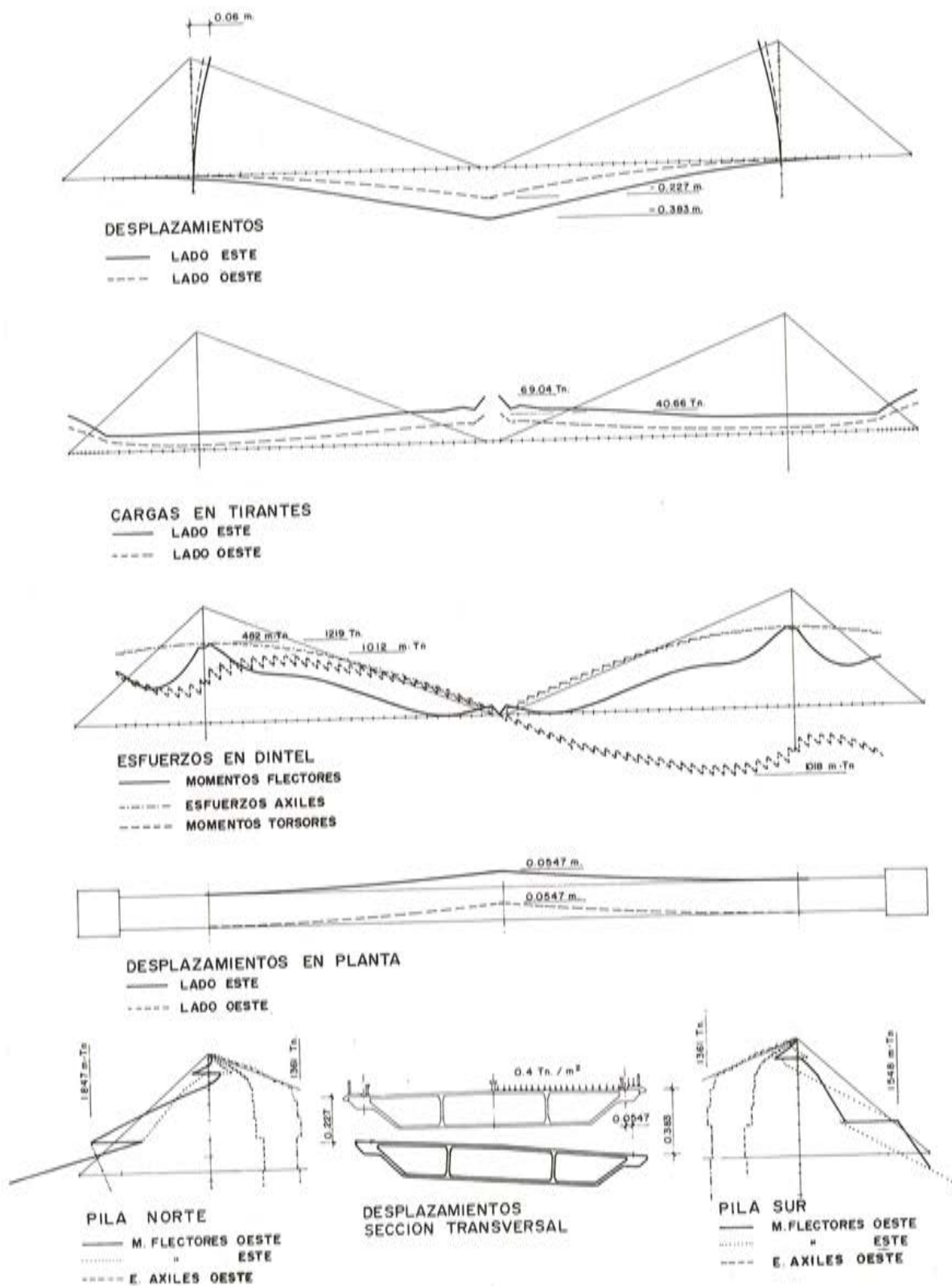


Fig. 2.37.

HIPOTESIS : SOBRECARGA UNIFORME TOTAL Y CARRO SOBRE ARTICULACION

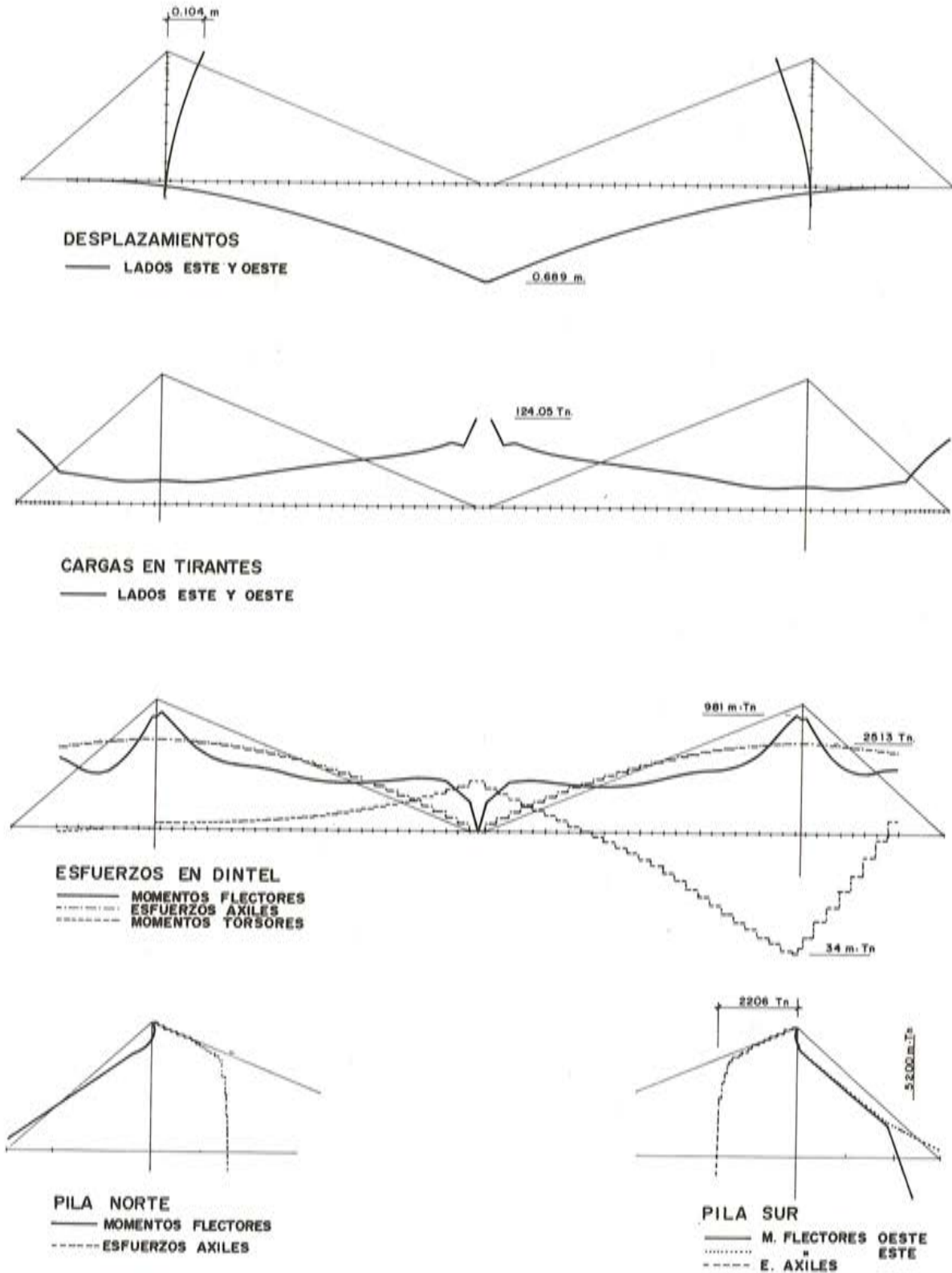


Fig. 2.38.

En la figura 2.36 se representa el mismo tipo de carga pero actuando en el tirante 22 D. El comportamiento es exactamente igual al anterior con la diferencia de extender más su efecto en el dintel por la menor rigidez del atirantamiento en dicha zona.

En ambos casos las pilas se flexionan, más las del semipunto Norte que las del Sur y más el brazo Este de la pila que el Oeste. Esta flexión diferente de los dos brazos de la pila introduce torsiones de consideración en las vigas riostras que los unen entre sí.

5.2.1.2 Respuesta ante las solicitaciones uniformes.

En la figura 2.37 representamos la respuesta del puente cuando la sobrecarga uniforme de 400 kg/m^2 actúa en un semipunto - lado Este. Bajo la carga descentrada el tablero desciende y gira. Los tirantes del lado Este se cargan más que los del Oeste lo que produce un corrimiento transversal del dintel de 5,4 cm.

En la carga de los tirantes aparece un salto en la carga de 27D que es el más centrado. Esto se debe a que el voladizo del dintel desde este tirante hasta la articulación es un poco mayor que la mitad de la distancia entre tirantes, y en la viga continua que es el dintel, este voladizo produce una concentración de carga en el último tirante y una descarga en el penúltimo.

La ley de momentos flectores en el dintel crece desde la articulación hasta la pila, para descender hacia el empotramiento, adquiriendo en cualquier caso valores muy pequeños pues su valor máximo equivale al momento que alcanzaría un tablero bi-apoyado de 29 m de luz.

La cuantía y distribución de estos momentos depende de la relación de rigideces del dintel y de la fundación elástica. La punta de momentos que existe en la zona de pila se debe a la mayor rigidez del sistema de atirantamiento en esta zona. Podríamos reducirlo sin más que flexibilizar los tirantes de las proximidades de la pila lo que se consigue haciéndolos más largos, pero esto traía como consecuencia un incremento mucho mayor del momento en el encuentro del dintel con el estribo rígido. Esta fue una de las razones que nos llevó a distribuir los anclajes de los tirantes en la pila como lo hemos hecho.

Para el caso de sobrecarga uniforme en todo el puente con carro de 60 t puesto en la articulación los resultados aparecen en la figura 2.38. Bajo esta carga simétrica la respuesta no es absolutamente simétrica como se ve en la distribución de los momentos torsores, que debería ser nula. Aunque los valores que alcanzan en el dintel son muy pequeños, su distribución es claramente asimétrica. Esto se debe a que los dos pilares que constituyen la pila Sur son de longitudes diferentes, lo que determina un descenso mayor del situado en el Oeste que produce la torsión que aparece.

Los pilares reciben una flexión importante bajo esta solicitación.

5.2.1.3 Variaciones de temperatura.

El efecto de la variación de temperatura hay que mirarlo en dos direcciones. La primera se refiere a un aumento o reducción uniforme de la temperatura en todo el puente y el segundo al gradiente de temperatura en el dintel.

HIPOTESIS: AUMENTO DE TEMPERATURA UNIFORME

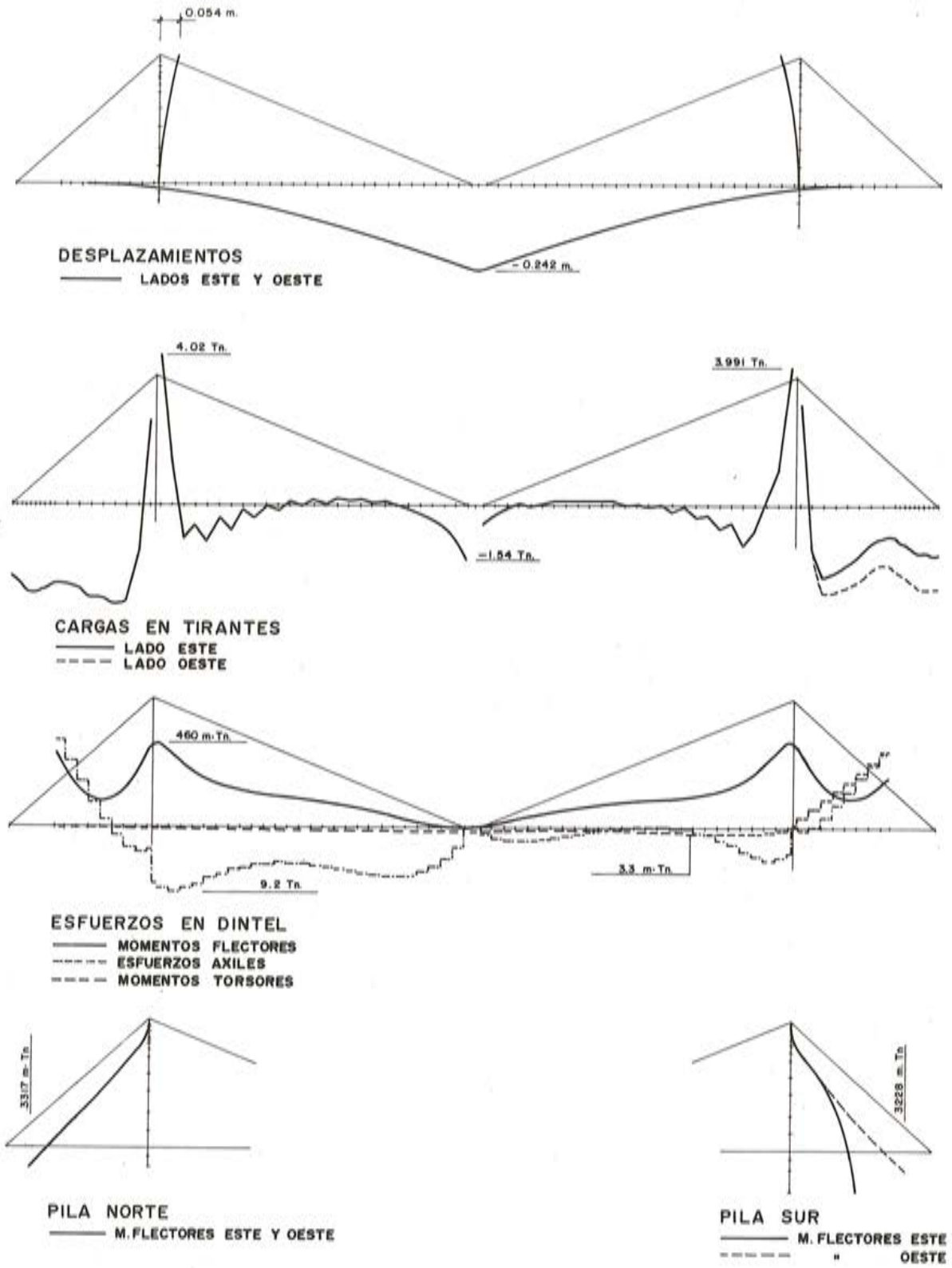


Fig. 2.39.

Con respecto al primer caso los esfuerzos que se producirían en el puente bajo un aumento o disminución uniforme e igual en todos los elementos de la estructura serían nulos. Se produciría una deformación homotética de la estructura sin aparición de esfuerzos. Pero la temperatura no alcanza los mismo valores en tirantes, dintel y pila por su muy diferente inercia térmica. Nosotros elegimos los siguientes valores

Dintel: $\pm 14,64^\circ$

Pila: $\pm 8,43^\circ$

Tirantes: $\pm 30^\circ$

El efecto producido por esta deformación impuesta se representa en la figura 2.39. Toda ella viene gobernada por la compresión que experimentan los tirantes delanteros como consecuencia de su mucha mayor dilatación que el dintel y la pila. El dintel queda traccionado y los momentos flectores adquieren valores pequeños.

Este efecto es mayor en la pila Norte que en la Sur ya que ésta es más larga y por consiguiente los alargamientos verticales de pila y tirantes son más próximos.

Ante un gradiente de temperatura en el dintel, figura 2.40, un puente atirantado responde en la mayor parte de su longitud como una viga continua. Se produce una ley de momentos flectores constante e igual al necesario para anular la deformación impuesta por el gradiente. Únicamente en la parte central, debido a la articulación y a la presencia de tirantes muy flexibles, los tirantes no se comportan como apoyos rígidos, el dintel se deforma y el momento desaparece.

5.2.1.4 Descenso de apoyos.

Aunque, como ya hemos dicho al principio de este apartado, las características del suelo se introdujeron en el modelo general del puente a través de su matriz de rigidez, se realizaron también dos hipótesis de descenso de la pila Norte de 3 cm. En la figura 2.41 aparecen los resultados de este cálculo en el caso de que los dos apoyos de la pila Norte descendan.

Un descenso de la pila Norte supondría que todo el dintel descendería con ella si no fuese porque está empotrado en el estribo y en el centro se apoya sobre el semipunto Sur. Pues bien, estos dos efectos se reflejan claramente en todas las leyes representadas. Entre la pila y el estribo Norte aparece una ley de momentos flectores negativa como consecuencia del empotramiento del dintel en el estribo y el descenso de la pila Norte. En el centro de la luz el descenso natural del dintel se ve impedido por la presencia del semipunto Sur donde se apoya creándose una ley de momentos flectores positivos en el semipunto Norte y negativos en el Sur.

Estos dos efectos que se reflejan también en la carga de los tirantes se amortigua rápidamente hacia la zona central de los semipuntos.

En el caso de descenso de uno solo de los pilares de la pila Norte, figura 2.42, el efecto es similar salvo en lo que se refiere a la simetría alrededor del eje del puente que debe desaparecer y aparecer momentos torsores en el dintel.

Por la cuantía de los esfuerzos, muy pequeña, se ve que un puente de este tipo es muy flexible a efectos de descensos diferenciales y por tanto muy adecuado a esta deformación impuesta.

HIPOTESIS : GRADIENTE DE TEMPERATURA EN DINTEL

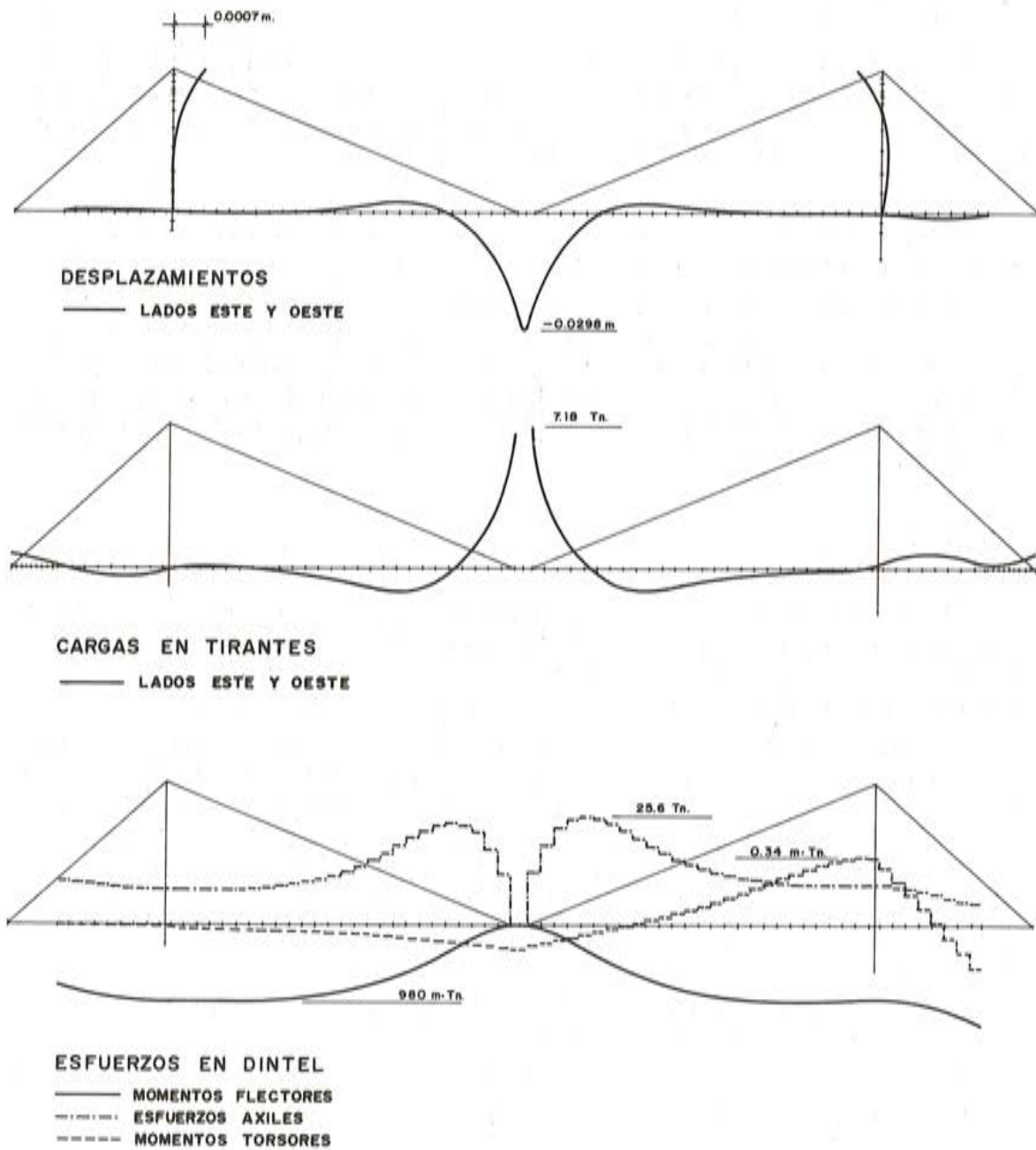


Fig. 2.40.

HIPOTESIS : DESCENSO DE AMBOS APOYOS DE PILA NORTE

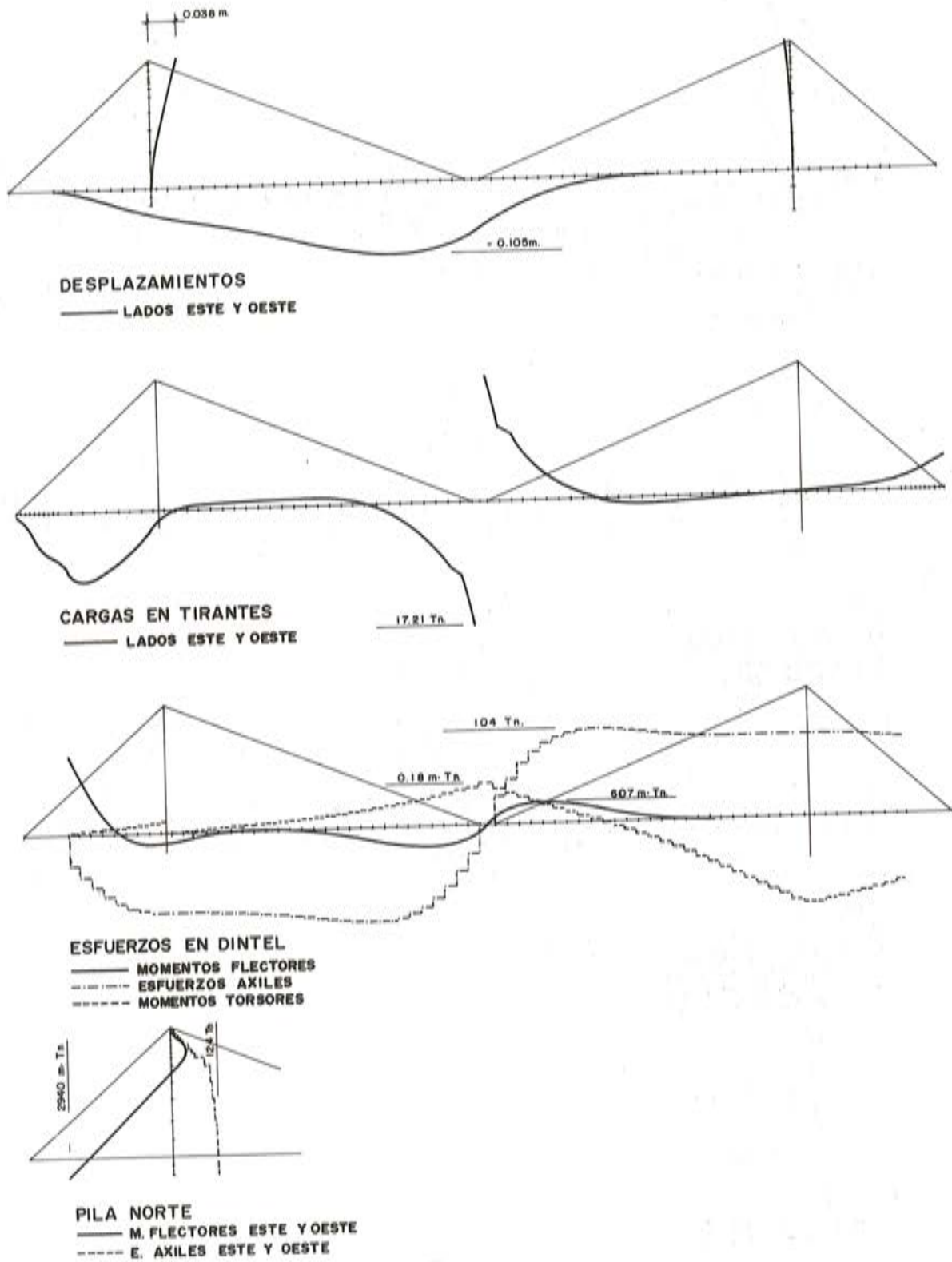


Fig. 2. 41.

HIPOTESIS: DESCENSO DEL APOYO DEL LADO OESTE PILA NORTE

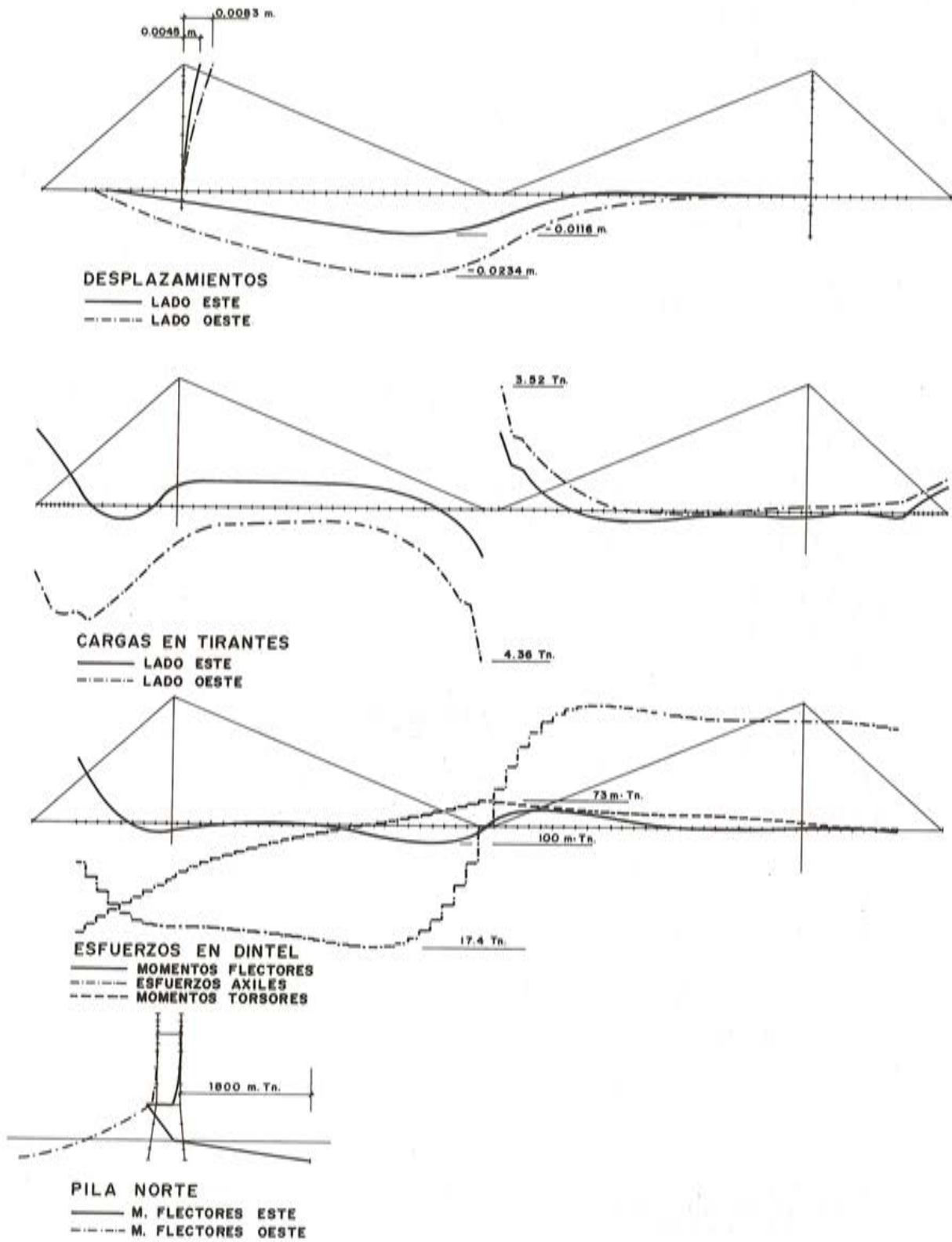


Fig. 2.42.

5.3. Proceso constructivo.

El proceso constructivo constituye sin el menor género de dudas la parte más importante de todo el desarrollo de cálculo del puente y la más comprometida. También, con gran diferencia, la más extensa.

Y esto es lógico pues si la etapa de servicio constituye el cálculo de un único modelo resistente, bajo diferentes hipótesis de carga, el proceso supone el cálculo de 62 estructuras diferentes, correspondientes a cada una de las fases por las que pasa la construcción, solicitadas cada una de ellas a 8 hipótesis de carga diferente y cuya cuantía es muy superior a las que va a tener en servicio. En puentes de este tipo puede decirse que si se acaba bien la construcción, el puente está resuelto.

No vamos a detenernos en el cálculo de la pila durante sus etapas de construcción, pues aunque su tamaño es muy grande, no presenta más problemas que los que a primera vista aparecen en piezas lineales que se construyen por avance en voladizo.

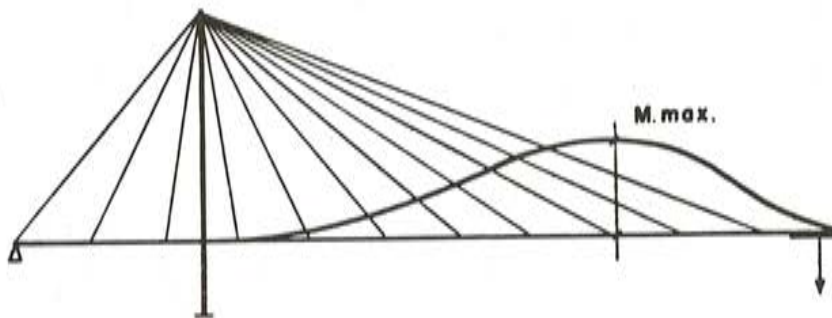


Fig. 2.43.

5.3.1 Construcción del dintel.

Desde un punto de vista resistente, la finalidad que se busca en la construcción del dintel es conseguir que la ley de momentos flectores de peso propio, cuando está terminado, coincida con la que tendría una viga continua apoyada en los puntos donde están situados los tirantes. Desde un punto de vista geométrico se intenta que la rasante del puente coincida con una determinada a priori.

Si esta es su finalidad última, durante la construcción el tablero no debe estar sometido a esfuerzos más importantes que aquéllos para los que ha sido dimensionado, que no deben separarse mucho de los esfuerzos máximos y mínimos que actuarán sobre el dintel en su fase de servicio, si no queremos encarecer innecesariamente el dintel.

Esta última condición refiere la respuesta a uno de los problemas claves que se presentan en la construcción de este tipo de puentes, la separación entre tirantes. Mientras se va construyendo, el dintel pasa por una serie de fases en las que se produce un voladizo cuya longitud es la distancia entre el último tirante colocado y el extremo donde va a ir el próximo tirante aún no colocado. Cuanto mayor sea esta distancia mayor será el voladizo.

La situación de voladizo determina un incremento de tensión importante de los tirantes y una ley de momentos flectores en el dintel que puede alcanzar valores muy grandes y

que se va amortiguando poco a poco a lo largo del dintel, fig. 2.43. Este efecto es mucho más importante en la construcción de las zonas del dintel alejadas de la pila que en las próximas a ella, por la mayor rigidez de los tirantes en esta zona que en aquella.

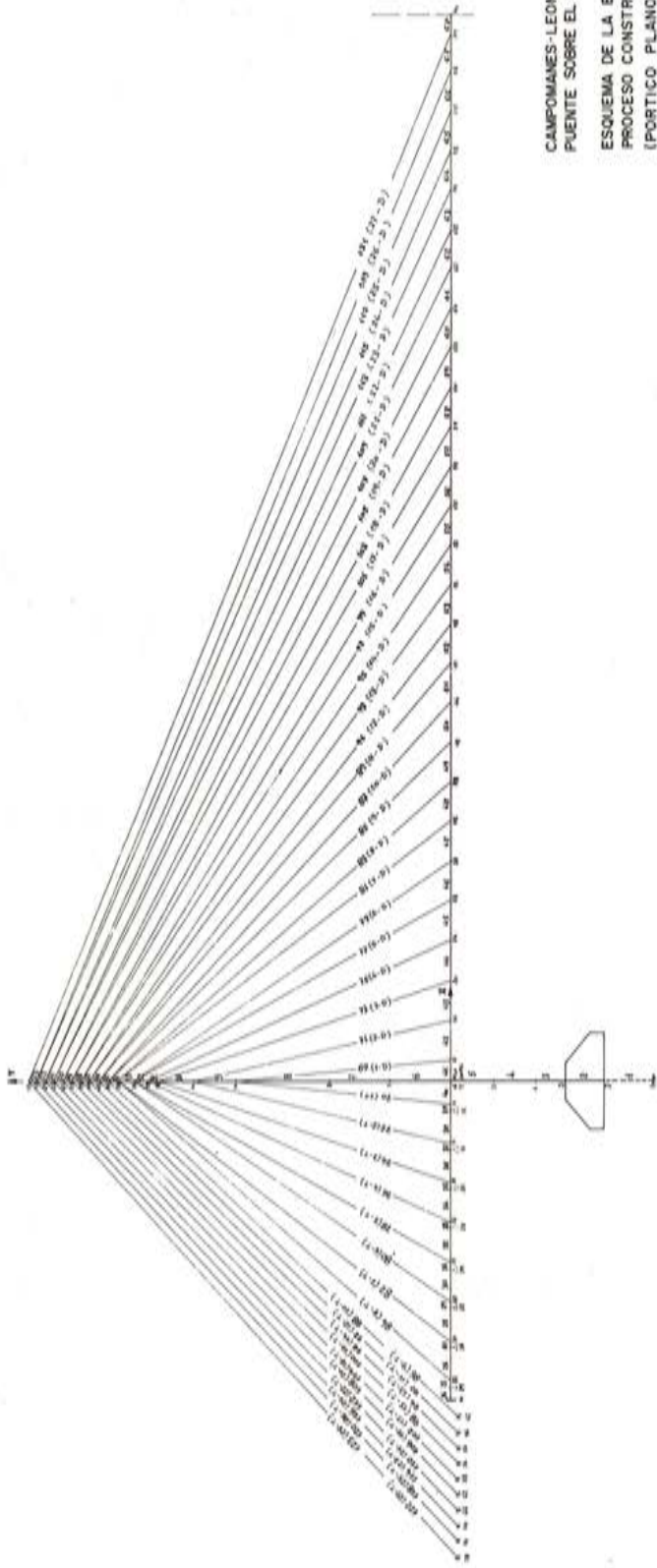
Cuanto mayor es el voladizo, o lo que es lo mismo la distancia entre tirantes, el momento flector máximo que llega a alcanzarse es mayor y puede ser mucho mayor que el momento en servicio, lo que supondría un encarecimiento inútil del puente.

Evidentemente este problema es mucho más intenso en puentes de hormigón que en puentes metálicos, razón esta última que determina una mayor separación de tirantes cuando se utilizan tableros de acero. Para atenuar su efecto se han adoptado diversas disposiciones en tableros de hormigón:

1. Atirantar definitivamente cada dovela. De esta manera el voladizo es mínimo y los esfuerzos pequeños. Esta solución no se suele adoptar dado que el número de tirantes que sale es enorme, lo que trae problemas en el plazo de ejecución, en el coste —más tirantes de menos potencia es más caro que menos tirantes de más potencia—, y sobre todo que tan gran cantidad de tirantes hace el efecto de una “vela” para el viento transversal. El equilibrio en este problema ha conducido a que todos los puentes de hormigón recientes tienen una separación entre tirantes entre 6 y 10 m.
2. Realizar una sección transversal del dintel que pueda construirse en varias fases. En un principio se construye solo una parte en voladizo que rápidamente se atiranta y después se va construyendo el resto de la sección. Esto lo realizamos en el puente del Ebro de la autopista de Navarra y lo proponía Dickerhoff and Widmann en su proyecto —no construído— del puente de Fleche en Düsseldorf.
3. Establecer un sistema de atirantamiento provisional del carro de avance, en aquellos casos en los que el dintel se construye in situ.
4. El procedimiento que hemos utilizado nosotros, consiste en introducir en cada tirante una carga mayor de la necesaria para equilibrar el peso de las dovelas construídas. Al ser mayor dicha carga se produce una ley de momentos positiva en el dintel. Cuando se tiene en la fase siguiente el voladizo completo, los momentos negativos que se producen reducen en parte el momento positivo que se ha ocasionado en la fase anterior. De esta manera se tiene controlada la cuantía máxima de los esfuerzos en el dintel. Figura 2.45.

Este proceso obliga a una doble puesta en carga de los tirantes. En la primera se sobrecarga el último tirante colocado, en la segunda se descarga el tirante anterior al último colocado. Si no se hiciese esto se iría acumulando una carga hacia arriba no compensada por el peso propio que rompería el dintel por momentos positivos.

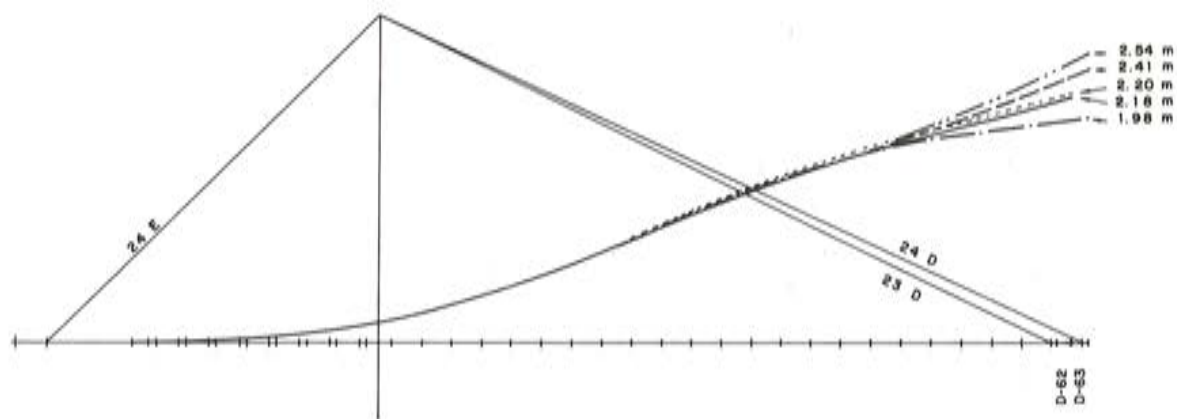
Este proceso de doble puesta en carga de los tirantes lo hemos realizado desde el tirante nº 10 en adelante. Para los tirantes próximos a la pila este doble proceso no es necesario pues, como ya hemos dicho, los tirantes próximos a la pila son mucho más rígidos que los alejados y por tanto el momento de la dovela no equilibrada se amortigua enseguida y lo que es más importante el valor máximo del momento no es grande.



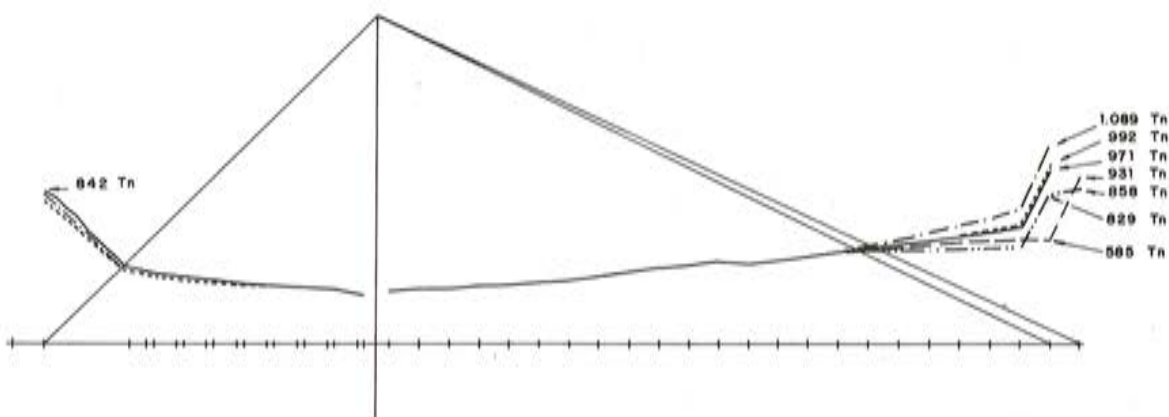
CAMPOMANES-LEON
 PUENTE SOBRE EL EMBALSE BARRIOS DE LUNA
 ESQUEMA DE LA ESTRUCTURA PARA
 PROCESO CONSTRUCTIVO
 (PORTICO PLANO)
 ESCALA 1:500

Fig. 2.44.

PROCESO CONSTRUCTIVO - CICLO Dovela 62 - Dovela 63 y Tirante 24

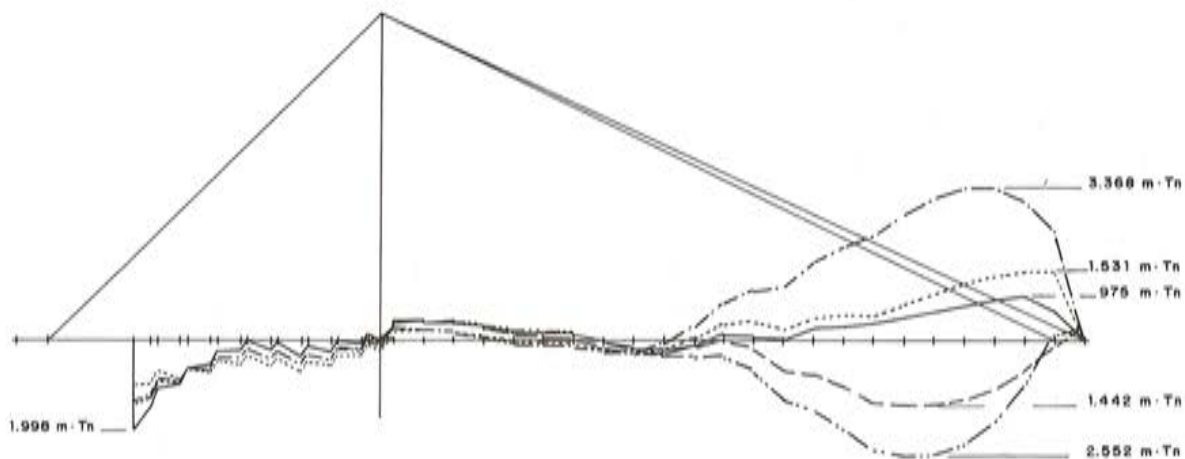


DESPLAZAMIENTOS



CARGAS EN TIRANTES

- DESPUES DE HORMIGONAR DOVELA-62
- TENSAR 24-E
- - - - - HORMIGONAR DOVELA-63
- TENSAR 24-D
- - - - - DESTESAR 23-D



MOMENTOS FLECTORES

Fig. 2.45.

5.3.1.1 Procedimiento general de cálculo del proceso.

Para el cálculo de los esfuerzos y deformaciones que se producen durante el proceso se ha realizado un modelo matemático de cada semi-puente. Como las cargas son siempre simétricas el modelo de cálculo utilizado es plano. Figura 2.44.

La determinación de los esfuerzos y movimientos que se producen en cada fase del puente se realiza desmontando el puente.

Se parte, como situación inicial, del puente ya construido. Las cargas en los tirantes son las siguientes: se supone que el tablero es una viga continua apoyada rígidamente en los anclajes de los tirantes. Estas reacciones se descomponen en la dirección del tirante y del eje del tablero y tenemos que la situación de puente construido tiene como ley de momentos flectores la correspondiente a la viga continua, como ley de axiles, la suma de las componentes horizontales de la descomposición de la reacción de la viga continua, y como carga en tirantes la componente de la misma reacción según la dirección de los tirantes.

La rasante del puente se fija a voluntad y se empieza a desmontar. En nuestro caso las fases de desmontaje han sido:

- Se elimina la articulación central
- Se coloca el carro de avance
- Se elimina el pretensado de la última dovela
- Se elimina la última dovela
- Se traslada el carro hacia atrás
- Se eliminan el pretensado de la dovela
- Se elimina la penúltima dovela
- Se elimina el tirante 27 delantero
- etc.

Sumando esas hipótesis a la inicial se obtiene en cualquier fase qué rasante debe tener el puente en ese momento, qué carga hay que dar al tirante para que al final se quede en la que buscamos, cual es la ley de esfuerzos que tiene el dintel en cada fase, etc.

En la figura 2.45 representamos los desplazamiento, cargas en tirantes y momentos flectores del dintel en un ciclo de construcción aunque aquí representado en sentido de montaje en lugar de desmontaje.

Si nos fijamos en los desplazamientos lo primero que apreciamos es que se produce su amortiguamiento a los 50 m de la zona donde se actúa. Hormigonar la dovela 63 supone un descenso de 20 cm y la puesta en carga del cable 24 D supone un ascenso de 56 cm.

La carga en tirantes está también afectada en aproximadamente 50 m. Fuera de este punto se amortigua la variación. La mayor variación de carga en los tirantes se encuentra en estas fases. Cuando se pone en carga el tirante 24 a 858 t el tirante 23 experimenta una descarga de 260 t. Esto supone una variación tan importante en el módulo de elasticidad de los tirantes y en la geometría de la estructura que se necesita, en el proceso, realizar un cálculo no lineal completo de cada fase para ajustar bien la deformada.

Las variaciones de la ley de momentos flectores en el dintel se extiende en una longitud mayor. Como se ve, el máximo momento negativo se obtiene cuando tenemos dos dove-

las en voladizo y el carro en punta. Por el contrario el máximo momento positivo se alcanza al tesar el tirante 24. Si no realizásemos un sobretesado del tirante delantero la oscilación de 5920 mt en lugar de estar hacia los dos lados de la línea neutra estaría toda por encima del eje, lo que determinaría un aumento muy importante en el pretensado interno del dintel.

5.3.1.2 Fluencia y retracción.

En todo el proceso que acabamos de analizar no aparecen para nada las deformaciones producidas por fluencia y retracción durante el tiempo de construcción. Su efecto, que redundaría en corrimientos, cambios de tensión en la armadura interna y cambios de tensión en los tirantes, se calcula según el proceso directo de construcción ya que depende de la historia tensional del puente, según veremos en el punto 5.4. Una vez obtenidas las deformaciones en cada fase del proceso se consideran como hipótesis independientes y se introducen en el proceso de desmontaje del puente en cada una de las fases en que realmente se producen y se incluyen en la suma.

5.3.2. Esfuerzos de peso propio y carga permanente.

En la figura 2.46 representamos los momentos flectores, esfuerzos axiales y desplazamientos de peso propio y carga permanente para $t = 0$ y $t = \infty$.

La situación final del puente se eligió a priori, como la correspondiente a carga permanente y tiempo infinito con una flecha inicial en el centro del vano de 1,5 m. En el proceso de desmontaje, a esta ley de flechas elegidas, se le sumaron las deformaciones debidas a la fluencia y la retracción, dándonos unas flechas para carga permanente a $t = 0$ de 1,976, ya que la fluencia y la retracción que se produce desde que está la carga permanente hasta el tiempo infinito equivale a la ley de corrimientos representada con una flecha máxima en el centro de 0,476 m. Si a la ley de corrimientos de carga permanente a tiempo cero le restamos las flechas correspondientes a la colocación de la carga muerta, obtendremos la ley de flechas del puente para peso propio a $t = 0$, desde la que se empieza el desmontaje del proceso constructivo.

En cuanto a la ley de momentos flectores de peso propio representada en la misma figura conviene indicar dos cosas:

- a) En la representación de esta ley se han eliminado los bucles que se producen entre dos tirantes, correspondiendo dichos bucles a la ley de momentos flectores de peso propio de una viga bi-apoyada cuyo peso es el del dintel y la luz es la distancia entre tirantes. Lo representado no es sino una línea que une entre sí los momentos de los puntos donde están situados los tirantes.
- b) Como ya hemos indicado, la ley de momentos flectores elegida para peso propio es la correspondiente a una viga continua apoyada en los tirantes. La ley aquí representada es la de peso propio más la correspondiente al pretensado interno del dintel.

El pretensado interno del dintel es prácticamente constante a lo largo de todo el dintel y tiene como misión hacer frente a los momentos flectores que se producen durante el proceso constructivo. Este pretensado no es en absoluto necesario para la fase de servicio en aquella parte del dintel que está muy comprimida por los tirantes,

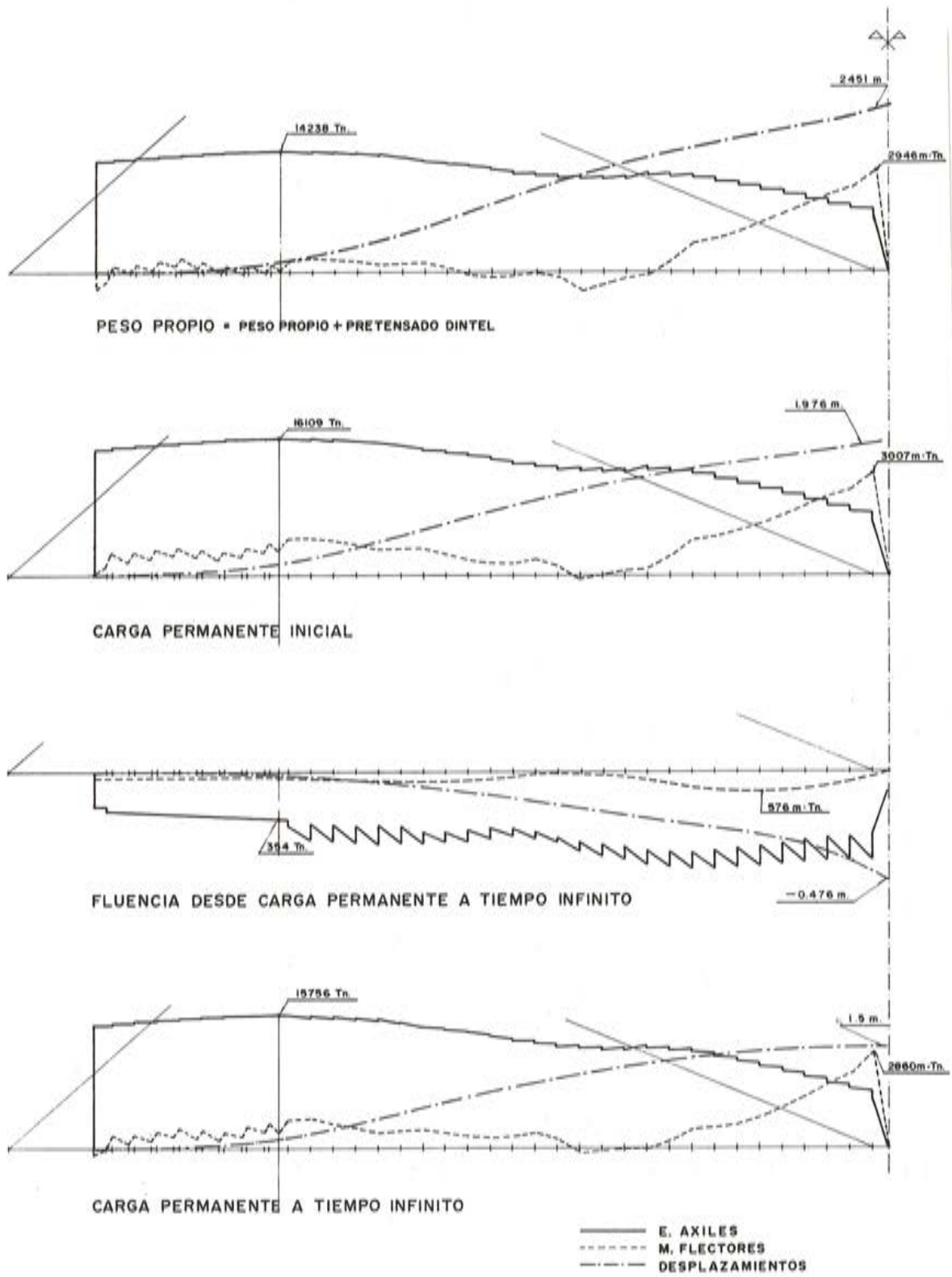


Fig. 2.46.

que puede corresponder a una longitud de 150 m a 180 m, contados a partir del estribo. Conforme el axil va disminuyendo, el pretensado va siendo cada vez más necesario y en las proximidades al centro del puente, donde el axil es pequeño, el pretensado resulta importante.

El hiperestatismo interno del pretensado es enorme en el cuerpo central del dintel. Los tirantes hacen el efecto de apoyos fijos y el pretensado se centra en el dintel cualquiera que sea su excentricidad. Únicamente en el centro del puente donde los tirantes son mucho más flexibles, el hiperestatismo se reduce y los momentos flectores de pretensado aparecen en la ley de momentos totales. Esta ley es la que esta representada en la figura 2.46.

5.3.3 Esfuerzos máximos y mínimos.

En las figuras 2.47 y 2.48 representamos los esfuerzos máximos y mínimos que se producen en el dintel. En cada una de las figuras se representa el esfuerzo máximo que se busca, con sus esfuerzos simultaneos.

5.4 Estudio de fluencia y retracción.

El estudio de la deformación en el tiempo se ha llevado a cabo por un método de cálculo desarrollado en la propia Oficina de Proyectos. La construcción del puente y su evolución futura, una vez terminado, se dividió en una serie de etapas en las que se estudió el comportamiento de todos los elementos (tableros, cables, etc.) que configuran el mismo. Con los resultados de este estudio se ha podido seguir la evolución geométrica y de cargas del puente a lo largo del tiempo, lo cual ha permitido actuar en su proceso constructivo para llevar a la estructura al estado final deseado.

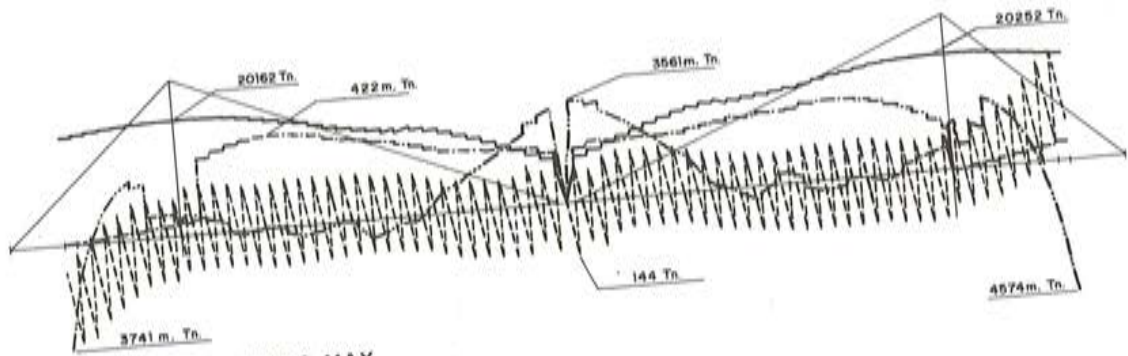
5.4.1 Método de cálculo.

El comportamiento del hormigón en el tiempo es un fenómeno complejo que todavía no es bien conocido en sus causas aunque si lo es en sus efectos. Con algunas hipótesis básicas de partida es posible abordar el estudio del desarrollo de la deformación del hormigón con el tiempo. Estas hipótesis de partida están comprobadas empíricamente en multitud de ensayos y son dos: linealidad entre deformación inicial y a lo largo del tiempo y principio de superposición. La linealidad entre deformaciones se cumple hasta un determinado límite de tensiones que se fija en el orden de la mitad de la resistencia del hormigón. La hipótesis de adición de acciones diferentes en el tiempo se cumple para cambios suaves de las tensiones. En nuestro caso se verifican estas dos condiciones, salvo en lo que se refiere a los fenómenos locales de las secciones inmediatas a la aplicación de fuertes cargas concentradas, como la carga de los tirantes, donde el incremento de tensiones puede ser grande aunque en una zona pequeña.

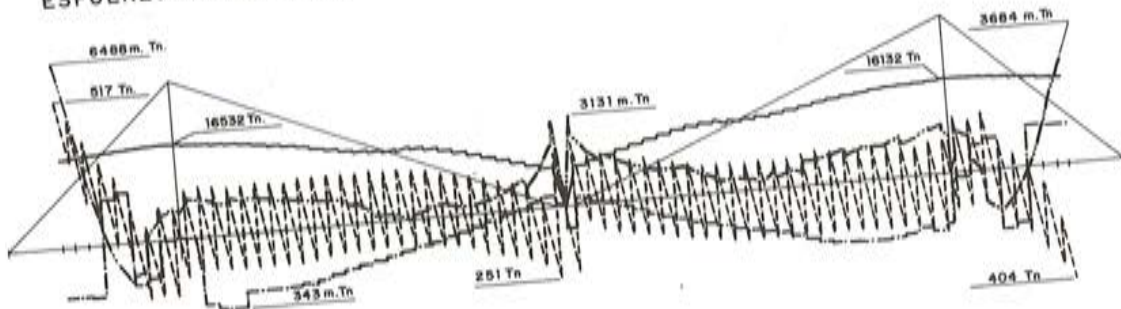
Estas dos hipótesis nos permiten aplicar la teoría de la viscoelasticidad lineal. El modelo que se adopta es el cuerpo de Burgers con parámetros variables. La estructura de la función de fluencia es la definida en el Comité conjunto C.E.B. - F.I.P.

La deformación del hormigón por retracción se tiene en cuenta añadiéndola a la fluencia. Para la retracción se adopta también la función definida por el mismo Comité.

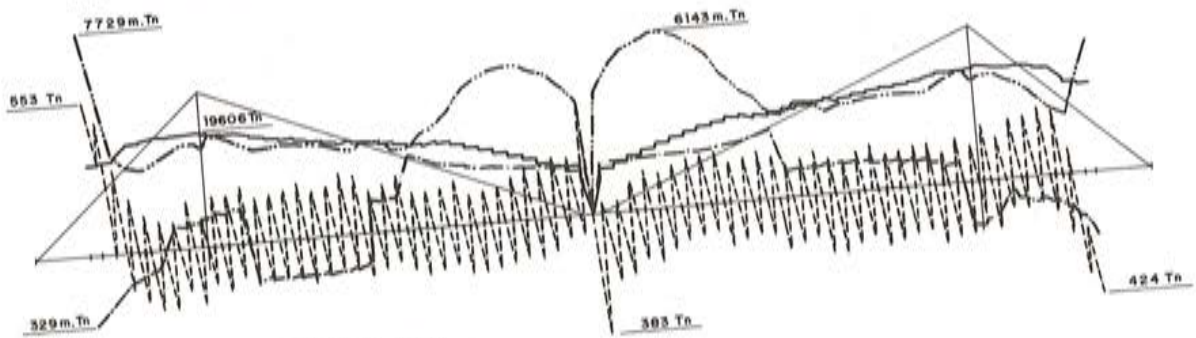
ESFUERZOS TOTALES EN TIEMPO INDEFINIDO



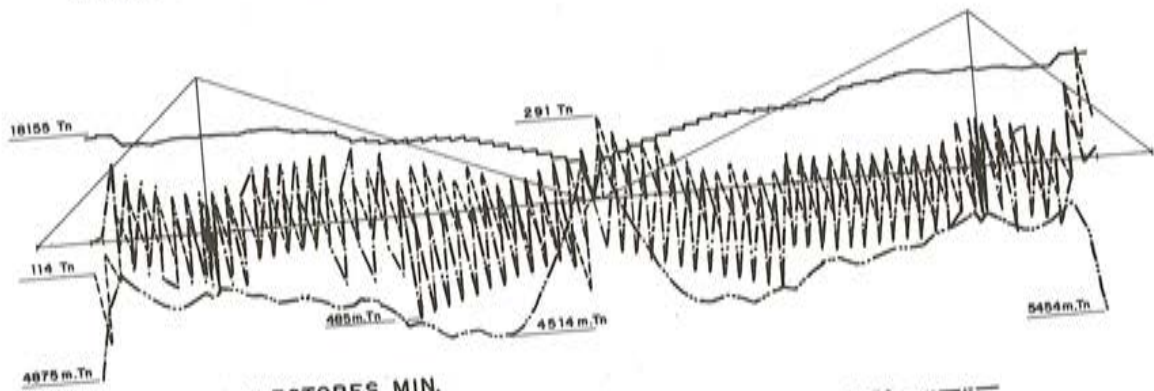
ESFUERZOS AXILES MAX.



ESFUERZOS AXILES MIN.



MOMENTOS FLECTORES MAX.



MOMENTOS FLECTORES MIN.

E. AXILES ——— E. CORTANTES - - - - M. TORSORES - - - - M. FLECTORES - - - -

Fig. 2.47.

ESFUERZOS TOTALES EN TIEMPO INDEFINIDO

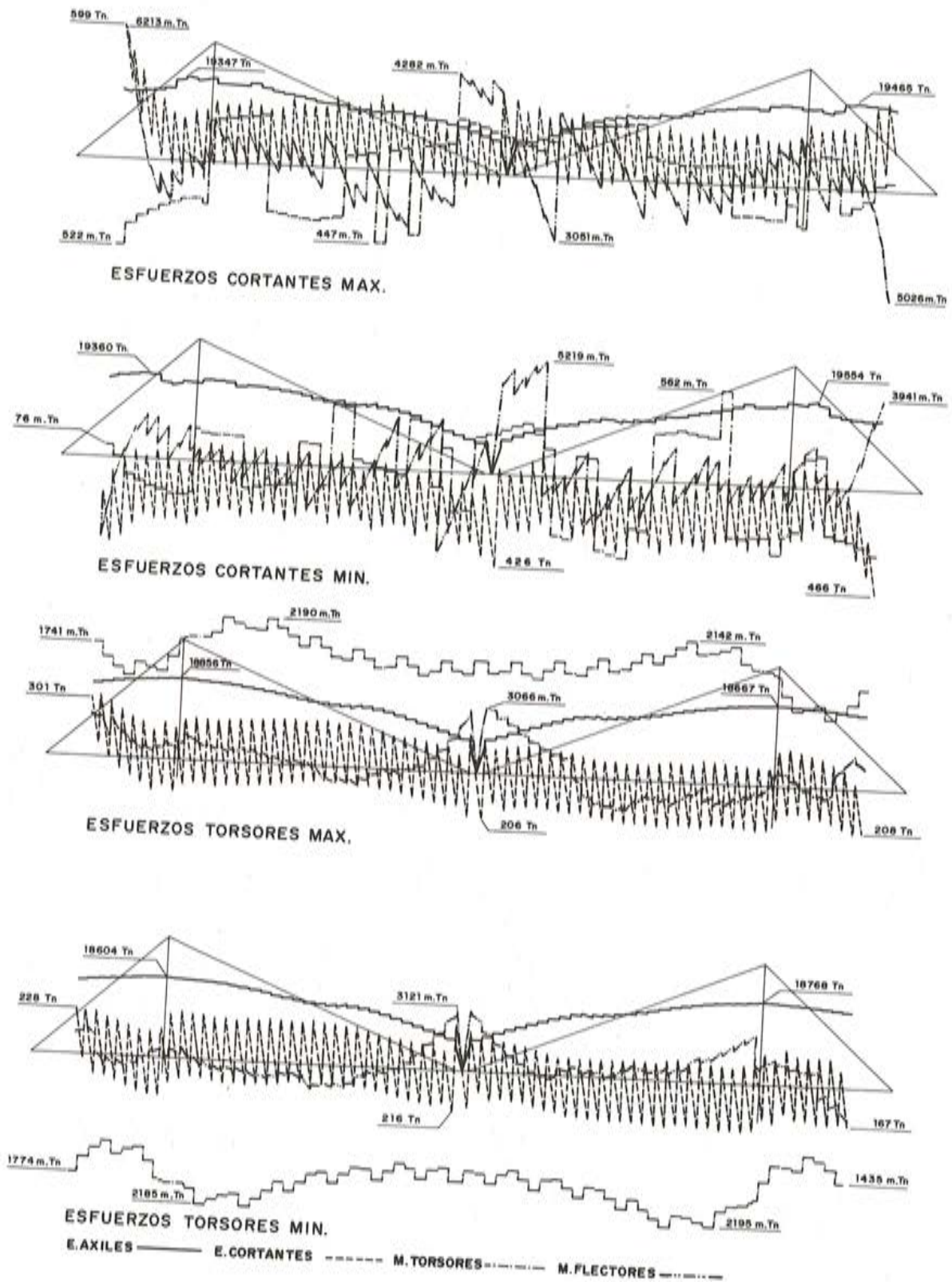


Fig. 2.48.

La deformación del acero por relajación también interviene en el proceso pero aquí se tiene en cuenta la deformación del hormigón en el tiempo para reducir la relajación del acero, hecho plenamente comprobado en la práctica. Para la relajación se adopta la formulación definida por el Comité del A.C.I.

Todas estas hipótesis son la base de partida del proceso de cálculo de las deformaciones del hormigón y del acero en el tiempo. El procedimiento seguido ha sido la división del tiempo, desde el principio de la construcción hasta 30 años después de finalizada la misma, en una serie de etapas. La hipótesis hecha es que no hay modificación de cargas ni de esfuerzos en cada etapa. Los cambios aparecen al final de cada etapa. Estos cambios pueden ser de dos tipos, unos conocidos que puede ser la puesta en obra de un elemento del puente y otros desconocidos a priori que provienen del intercambio de esfuerzos por las deformaciones del hormigón en dicha etapa de tiempo. Se sigue la formulación de Couchy en el que las deformaciones al final de una etapa son función de los esfuerzos de etapas anteriores y no de las de la propia etapa.

Al principio de cada etapa de tiempo la estructura tiene una configuración determinada. Si las etapas corresponden a la construcción del puente, la configuración de la estructura será distinta cada vez. Si las etapas corresponden a la vida de la estructura en servicio, la configuración será la misma. Las deformaciones por fluencia y retracción del hormigón actúan sobre una estructura doblemente hiperestática. Interiormente, porque cada sección está formada por dos materiales, hormigón y acero, que se coaccionan en su deformación. Exteriormente porque el puente en cada etapa de construcción es altamente hiperestático.

En función de la historia tensional del puente, hasta el principio de la etapa, se determinan las deformaciones que la fluencia y la retracción introducen en cada una de las barras en que se discretiza la estructura. En esta fase se compatibilizan las deformaciones internas entre hormigón y acero y se obtienen los giros y deformaciones de cada una de las barras. Con estas deformaciones se entra en el modelo del puente en la configuración de esa etapa y se obtienen los esfuerzos producidos por esa deformación impuesta, que modifican los hasta ese momento obtenidos.

5.4.2 Proceso de cálculo

Se ha pretendido abarcar la vida del puente en dos fases de tiempo claramente diferenciadas. Una es la construcción del puente en sí y otra su evolución hacia el futuro una vez terminado. En la primera división se busca el desarrollo de las deformaciones del puente durante la construcción y tienen interés todas las etapas de cálculo. En la segunda parte, sin embargo, interesa más el estado final de la estructura para ver su estado de deformación. Por eso se han hecho dos divisiones del tiempo muy diferentes. En la primera parte se han puesto todas las etapas de construcción, en la segunda, se han puesto etapas de cálculo con arreglo a principios de viscoelasticidad en orden a conseguir una buena aproximación con un mínimo de cálculo.

Dada la complejidad de la construcción del puente, con gran número de operaciones a ejecutar, y para no hacer un cálculo demasiado largo se han agrupado trabajos en aquellos en que se han considerado fundamentales por su trascendencia. Los momentos de ejecución de las diferentes etapas se han modificado a lo largo de la obra de acuerdo con el ritmo que se llevaba en la construcción. Esto se ha podido hacer gracias a la relativa rapidez del cálculo. Pero los criterios básicos se han mantenido, sólo han variado las edades de partes de la obra.

Con estas premisas, las etapas en que se dividió el cálculo fueron:

- Construcción de la pila : 22 etapas
- Construcción del dintel : 72 etapas
- Evolución futura : 15 etapas

Para el dintel se ha considerado una etapa para cada dovela. Debido al proceso de montaje y a la necesidad de agrupar hipótesis tenemos la siguiente distribución para las dos etapas tipo de cada ciclo de construcción.

- Pretensar dovela impar, trasladar el carro sobre la misma, poner los cables y hormigonar dovela par.
- Pretensar dovela par, trasladar el carro sobre la misma y hormigonar dovela impar.

Es de particular importancia elegir bien la agrupación de hipótesis de carga en cada etapa ya que a lo largo de cada ciclo de construcción el puente pasa por fases en que los momentos flectores del dintel son todos negativos y por fases de tiempo en que son todos positivos (Véase figura 2.45).

Si agrupamos las etapas de carga de manera que siempre el dintel tenga momentos positivos obtendremos unas deformaciones por fluencia y retracción determinadas. Si por el contrario la agrupación se realiza de manera que coincida con momentos flectores negativos obtendremos unas deformaciones totalmente diferentes. Es por tanto imprescindible agrupar las hipótesis de carga a tratar como un conjunto, de manera que se mantenga el signo del momento a lo largo del tiempo en que se construye lo agrupado.

Una vez establecida la discretización en el tiempo se prepara el modelo de cálculo del puente. Para la discretización del mismo se ha cogido el mismo modelo de cálculo empleado en el análisis del proceso constructivo. A este modelo se le han añadido las características internas de las secciones así como su edad de hormigonado y puesta en carga. Para cada sección se dan también las áreas de acero de armar y pretensado así como su distribución en la sección. Todos estos datos son necesarios a la hora de establecer las condiciones de compatibilidad de deformaciones entre los distintos materiales que conforman la sección en cada etapa de tiempo. Una característica del cálculo, que es importante para la reproducción de la realidad, es la posibilidad de cambiar las áreas y distribuciones de los aceros de pretensado conforme evoluciona el puente.

Con todos estos datos se hace un cálculo de la estructura semejante al desarrollado en el proceso constructivo. Para cada etapa se define la geometría del puente y las cargas conocidas que intervienen. El ordenador calcula las cargas que se derivan de la deformación impuesta al puente en la etapa considerada por la historia tensional hasta ese momento. Una vez definidas las cargas totales que actúan en la etapa de cálculo se hace un análisis lineal de la estructura por métodos matriciales. Los resultados se almacenan para su uso en posteriores etapas. Todo este proceso está automatizado lo que permite una gran rapidez de cálculo y, sobre todo, una gran disminución de posibles errores.

El cálculo se hace pues paso a paso desde el principio de construcción de la pila hasta 30 años después de finalizada la obra. Esta edad de 30 años se ha elegido porque se puede considerar acabado el proceso de fluencia del hormigón.

5.4.3 Resultados del cálculo

En cada etapa se obtiene los desplazamientos de los nudos y los esfuerzos en las secciones correspondientes a las cargas aplicadas. Los resultados están divididos en los que provienen de las cargas conocidas y en los que son producidos por la fluencia y retracción. También se obtienen las pérdidas de pretensado en cada capa de acero considerada. Con los resultados de cada etapa se puede ir obteniendo un estado real del puente en cada momento del proceso constructivo, tanto de esfuerzos como de geometría, sin más que ir sumando etapas individuales hasta el momento deseado.

Otro tratamiento diferente se le da a las etapas finales del puente. Estas en realidad no interesan en sí mismas. Es la situación final del puente lo que realmente se busca. El resultado en este caso es único: son los esfuerzos y desplazamientos que produce la fluencia y retracción desde que se coloca la carga muerta hasta el final del proceso de deformación. Los valores correspondientes al dintel son los que están representados en la figura 2.46. En ella se aprecia una pérdida de compresión casi uniforme, unos momentos positivos también casi uniformes y sobre todo un descenso general del dintel, creciente hacia el final de la ménsula. Los esfuerzos son de pequeña magnitud, unas 400 t de axil y 576 mt de momento máximo. Sin embargo los desplazamientos son importantes; una flecha en la punta de 47 cm y un acortamiento de 15 cm en el mismo punto.

5.5 La sección transversal

El análisis de los esfuerzos principales que solicitan el tablero examinado en 5.2 nos dice poco respecto a los efectos locales que se producen en la proximidad de los anclajes de los tirantes en el dintel, de la distribución de los esfuerzos cortantes en la sección y de los esfuerzos que se producen en la sección transversal. De la misma manera, durante el proceso constructivo, se producen unos esfuerzos muy importantes en la sección transversal cuando el carro de avance está colocado en punta y recibe la carga del hormigón fresco de la dovela correspondiente. Para controlar adecuadamente el estado tensional en estas fases y poder proceder a un armado correcto se realizaron dos tipos de modelos locales del tablero.

El primero y para analizar los esfuerzos en la etapa de servicio, consiste en un modelo en lámina plegada que cubre 13 dovelas y está formado por 12 láminas conectadas según la forma de la dovela. El efecto de las vigas riostras transversales se reproduce por 4 barras indeformables que triangulan las células de la sección cajón tritelular. La sollicitación exterior, tanto en lo que se refiere a la carga sobre las láminas como a la acción de los tirantes se obtiene del modelo general de esfuerzos utilizado en 5.2; y el número de armónicos utilizados es de 100.

Este modelo realizado en dos versiones, uno para la sección abierta del centro del puente y otro en sección cerrada para la zona situada en las proximidades de la pila se completó con un modelo de emparrillado plano. De estos modelos se pudo comprobar que el trabajo transversal de la sección flectando entre las dos líneas de tirantes se realizaba muy uniformemente, no concentrándose las flexiones en las vigas riostras próximas a los tirantes y produciéndose un trabajo a flexión transversal muy uniforme, en la que la forma de la sección contribuye muy eficazmente con las vigas riostras en el trabajo transversal del puente.

Respecto a la distribución del esfuerzo cortante en la sección se observa una fuerte concentración en las almas inclinadas en las proximidades del tirante lo que obligó a disponer un pretensado transversal de las mismas en dicha zona.

La sección transversal se pretensa a través de las vigas riostras por medio de una unidad de pretensado.

Sin embargo la sollicitación que más duramente incide sobre la sección transversal del puente corresponde al proceso constructivo. El carro de avance recibe la carga del hormigón fresco de la dovela y la concentra en las dos almas interiores de la sección transversal que deben transmitirla a los tirantes próximos. Hay que tener en cuenta además que la primera viga riostra se encuentra a 4,08 m de donde se aplica la carga ya que esta se dispone al principio de la dovela para facilitar el desencofrado interior.

Para este caso de carga el modelo lámina plegada no servía y por esta razón se confeccionó un modelo de elementos finitos espacial, formado por 200 elementos de 8 nodos que cubría 6 semi-dovelas cortadas en el eje del puente ya que la sollicitación y la dovela son simétricas.

En este estudio se pudo comprobar cómo el trabajo de la sección transversal no se reducía a una transmisión transversal de la carga únicamente a través de las vigas riostras sino que la sección transversal, por su forma, contribuye en su conjunto en el trabajo de flexión general. Fué necesario reforzar el armado de las vigas riostras por la fuerte concentración del cortante en sus extremos que sobrepasó los correspondientes a la situación de puente en servicio.

5.6 Cálculo no lineal

Bajo la actuación de las cargas exteriores, un puente atirantado de gran luz y flexibilidad experimenta grandes corrimientos que cambian sustancialmente la geometría de la estructura. Los tirantes, su catenaria, experimenta también cambios significativos en su geometría que como hemos visto en 5.1 vuelven la relación entre tensión y deformación, no lineal. Es decir estamos en el caso de una no linealidad geométrica de la estructura dentro de estados tensionales en régimen elástico.

Ante el ingente número de hipótesis de cargas diferentes que hay que realizar y la enorme cantidad de combinaciones que hay que efectuar entre ellas, resulta de capital importancia establecer procedimientos de cálculo lineales que facilitan extraordinariamente la labor. Por esta razón conviene distinguir de la no linealidad general de la estructura, la que corresponde exclusivamente a la no linealidad de la respuesta de los tirantes y la que corresponde a los cambios de la geometría general del puente, pues el tratamiento de una y otra puede ser diferente en función de su importancia respectiva.

Para ello hemos realizado un cálculo no lineal general de la estructura en su doble faceta de no linealidad geométrica y lo hemos comparado con el cálculo que sólo contempla el comportamiento no lineal de los tirantes y supone que los cambios de geometría de la estructura no afectan a la cuantía de los esfuerzos, y hemos comparado su importancia relativa.

5.6.1 Cálculo no lineal general.

Utilizamos el algoritmo de Newton-Raphson. Calculamos las fuerzas no equilibradas en cada nodo en cada iteración del proceso de aproximaciones sucesivas y las aplicamos como fuerzas exteriores a la estructura deformada en el paso siguiente.

- 1º) Partimos de la geometría inicial y obtenemos la matriz de rigidez de la estructura por los procedimientos normales. Para obtener la rigidez de los tirantes partimos del módulo de elasticidad tangente de Ernst correspondiente a la carga T_1 del tirante obtenida en la hipótesis de peso propio.

Resolvemos la estructura para las cargas totales exteriores P según la ecuación:

$$\bar{P} = \bar{K}_1 \cdot \bar{a}_1$$

Obtenemos unos corrimientos \bar{a}_1 y unos esfuerzos en la estructura, determinados. Hemos obtenido el punto A de la figura 2.49.

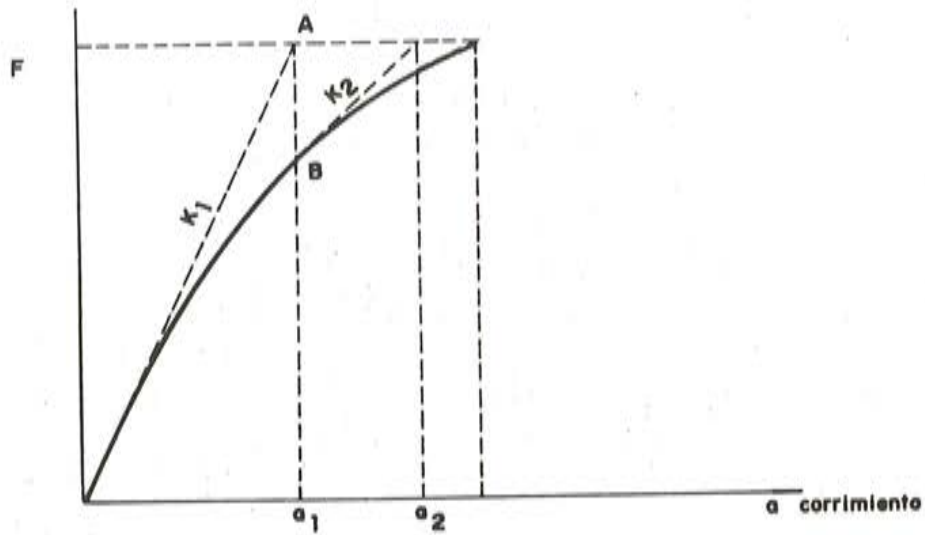


Fig. 2.49.

2º) Obtención del vector de cargas no equilibradas AB

a) Tirantes

Hemos partido de un módulo de elasticidad E_1 correspondiente a la fórmula de Ernst

$$E_1 = \frac{E}{1 + \frac{(w_1)^2 \cdot AE}{12 T_1^3}}$$

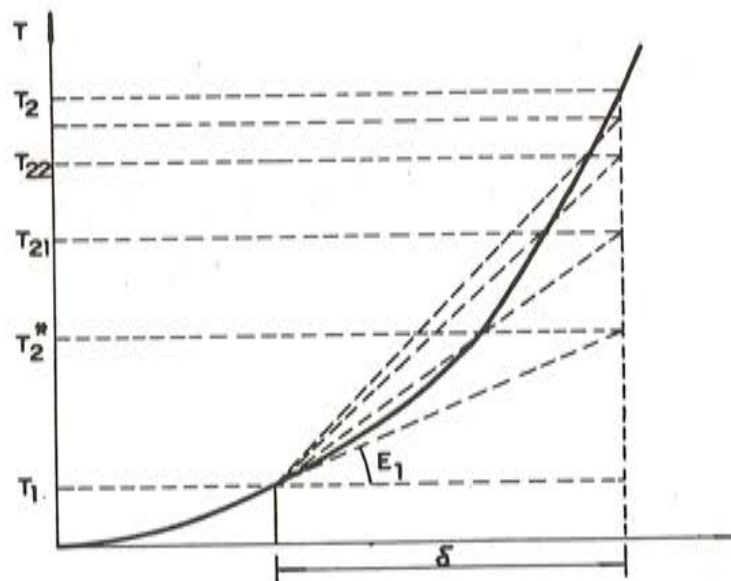


Fig. 2.50.

y hemos obtenido un alargamiento del tirante, δ , correspondiente a la diferencia de longitud final e inicial del mismo. La carga que nos ha aparecido en el tirante es T_2^* .

Sin embargo esta carga no cumple la ley de tensión deformación real del tirante. Obtenemos una nueva carga en el tirante T_{21} deducida de

$$T_{21} = T_1 + \frac{E}{1 + \frac{(w l)^2 (T_1 + T_2^*) AE}{24 T_1^2 T_2^{*2}}} \cdot \delta$$

Con este valor obtenemos un nuevo valor de la carga en el tirante

$$T_{22} = T_1 + \frac{E}{1 + \frac{(w l)^2 (T_1 + T_{21}) AE}{24 T_1^2 T_{21}^2}} \cdot \delta$$

y así sucesivamente hasta encontrar el valor real de T_2 que pone de acuerdo la deformación del tirante con su rigidez.

b) Barras

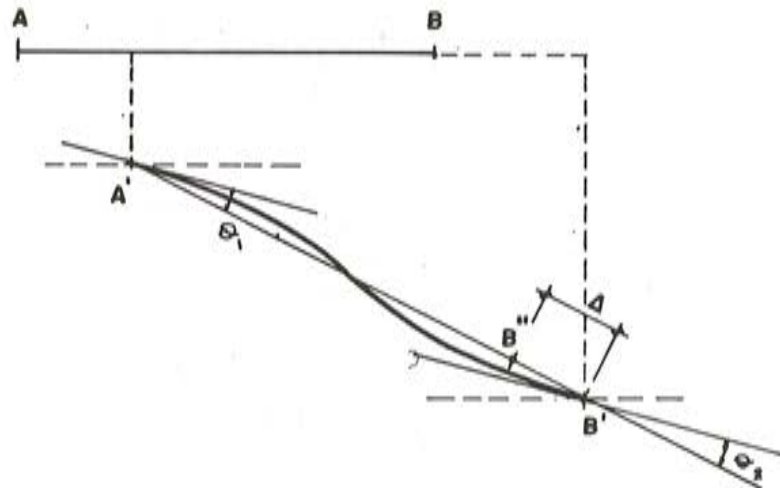


Fig. 2.51.

Sea AB la posición de la barra antes de la deformación de la estructura y A' B' la situación de la barra deformada. Podemos hacer una traslación sin deformación de la barra AB a A' B'' y obtenemos los corrimientos Δ_1 , θ_1 , y θ_2 que nos proporcionan, por los procedimientos habituales, los esfuerzos en los nudos al pasar la barra de A' B'' a A' B'.

CALCULO NO LINEAL (CARGA UNIFORME TOTAL Y CARRO DE 60 T_r.)

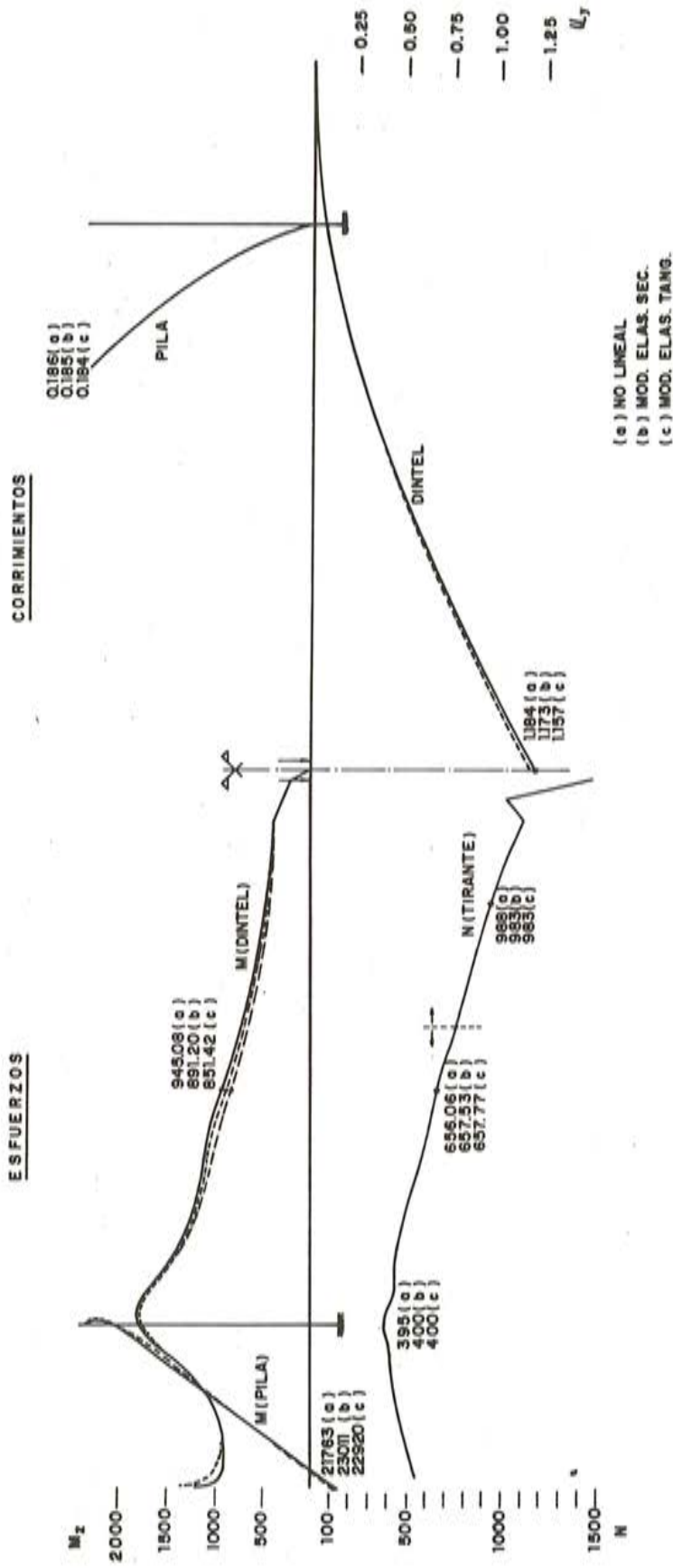


Fig. 2.52. Puente Barrios de Luna.

- 3º) Si sumamos la nueva carga T_2 de los tirantes y los esfuerzos obtenidos en los nudos de cada barra A' y B' y los proyectamos sobre los ejes globales obtenemos el vector de cargas no equilibrado.

$$P - K(a_1) a_1$$

- 4º) Determinamos la nueva matriz de rigidez de la estructura en función de las nuevas coordenadas y obtenemos unos nuevos corrimientos y esfuerzos según la ecuación

$$a_2 = a_1 + K^{-1}(a_1) [P - K(a_1) a_1]$$

- 5º) Este proceso se repite varias veces hasta que la diferencia entre resultados es despreciable; lo que ocurre en una estructura de este tipo a la 3ª iteración.

5.6.2. Comparación de resultados.

En la figura 2.52 representamos la comparación de resultados. La sollicitación de carga de 400 kg/cm^2 extendido a toda la superficie del puente y el vehículo de 60 t colocado en el centro. La figura representa la respuesta en tres hipótesis de cálculo diferentes. La curva a) es la correspondiente al cálculo no lineal tal y como lo hemos descrito en 5.6.1. La curva b) representa la respuesta del puente en cálculo lineal pero confiriendo a los tirantes el módulo de elasticidad secante entre la tensión de carga permanente y máxima obtenida por tanteos. La curva c) representa la respuesta, también en cálculo lineal, pero utilizando para los tirantes el módulo tangente correspondiente a la carga total del tirante.

Como se puede observar la respuesta en los tres casos es muy parecida no diferenciándose prácticamente en las cargas en tirantes y deformaciones de pila. La ley de momentos flectores del dintel difiere un poco, siendo la menor la correspondiente al caso c) ya que utiliza el tirante más rígido de todos. Lo mismo pasa con las flechas.

La escasa diferencia entre los resultados nos confirmó que se podía utilizar el cálculo lineal para la determinación de esfuerzos teniendo en cuenta la no-linealidad de los tirantes a través de la utilización de módulos secantes o tangentes como hemos indicado en 5.1.

2.7. Estudio del viento (M.A. Astiz)

2.7.1 Análisis estático

2.7.1.1 Acciones consideradas.

El principal problema con que se encuentra el proyectista al analizar el efecto del viento sobre una obra singular consiste en definir adecuadamente las acciones a considerar. En efecto, la falta de concreción de las normas y la falta de información sobre el tema suelen conducir a estimaciones conservadoras que resultan antieconómicas sobre todo en obras en las que el viento es una acción de gran importancia.

La norma española de puentes define una presión básica horizontal de 154 kg/m^2 que modifica mediante un coeficiente que es función de los huecos que presenta la sección expuesta al viento. Para una sección sin huecos este coeficiente vale 1,3 y de alguna forma es equivalente a un coeficiente de forma en la expresión clásica de la fuerza de empuje de un

fluido sobre un obstáculo.

$$F_D = \frac{1}{2} C_D \rho U^2 S \quad (1)$$

donde F_D es la fuerza de empuje, C_D el coeficiente de forma, ρ la masa específica del fluido, U su velocidad y S la sección neta expuesta que el obstáculo presenta al movimiento del fluido. Esto supone que la velocidad de viento considerada por dicha norma (para una masa específica del aire de $1,2 \text{ kg/m}^3$) es 50 m/s . En el caso de este puente, con un canto de $2,5 \text{ m}$ y asimilando las defensas y barandillas a $0,5 \text{ m}$ de dintel, la superficie equivalente expuesta al viento será $3 \text{ m}^2/\text{m.l}$ y por lo tanto la carga de viento aplicada sobre el tablero resulta 600 kg/m.l .

Esta formulación adolece de muchos defectos como veremos al compararla con la adoptada por la norma inglesa de puentes (BS5400). En efecto, aunque en este caso la fórmula utilizada es la misma, se tienen en cuenta una serie de factores a la hora de determinar la velocidad del viento y el coeficiente de forma de la sección. La velocidad del viento de proyecto depende de la situación de la obra y su valor medio en una hora puede variar en el Reino Unido entre 26 y 36 m/s . En España no existe actualmente un mapa de velocidades previsibles pero parece razonable adoptar una velocidad intermedia (31 m/s) dado que el puente considerado no se encuentra en una zona especialmente batida por el viento como pudiera ser una meseta o una zona costera. Pero la norma inglesa considera además la posibilidad de variar esta velocidad en función del período medio de retorno, de las condiciones topográficas del entorno del puente y sobre todo en función de la altura sobre el suelo y de las dimensiones del puente. Esta última corrección es especialmente importante en el caso del puente que nos ocupa ya que las ráfagas tienen una incidencia localizada y su efecto se difumina en el caso de puentes de grandes dimensiones. Por otro lado la velocidad de viento aumenta de forma logarítmica conforme aumenta la altura respecto al suelo y este efecto no se puede despreciar en nuestro caso en que el tablero puede llegar a encontrarse a 50 m por encima de la superficie del pantano. Aplicando las correcciones anteriores y a partir de una velocidad media horaria previsible de 31 m/s se obtiene una velocidad de proyecto de $44,6 \text{ m/s}$.

Por otro lado el coeficiente de forma de la sección se determina en función de la relación entre el canto y el ancho de la sección admitiéndose una reducción en función de la inclinación de las superficies sobre las que incide el viento. En nuestro caso el coeficiente de forma obtenido ha sido $C_D = 0,84$. La carga de viento resultante sobre el dintel es de 337 y 416 kg/m.l según que se trate de la sección cerrada o abierta y después de un cálculo más preciso de la influencia de defensas y barandillas.

Estas cargas son muy inferiores a las propuestas por la norma española de puentes pero están deducidas teniendo en cuenta una serie de factores ignorados en esta norma. Sin embargo, una buena parte de la diferencia estriba en que la velocidad de viento de proyecto considerada es de $44,6 \text{ m/s}$ frente a los 50 m/s propuestos por la norma española. Para adecuar en lo posible las cargas a las propuestas por esta norma pero aprovechando la información del coeficiente de forma de la sección, se han adoptado las cargas de 337 y 416 kg/m.l multiplicadas por la relación de velocidades elevadas al cuadrado ($1,26$) obteniéndose finalmente 423 y 523 kg/m.l para la sección cerrada y abierta respectivamente.

En el caso de las pilas la norma española considera la misma presión de viento que para el dintel lo cual es insostenible ya que supone conceder a ambos elementos el mismo coeficiente de forma (o visto de otra forma, proyectar ambos elementos con velocidades de viento distintas). La norma inglesa propone un valor del coeficiente de forma que es función de la relación entre el radio del redondeo de las esquinas de las pilas y las dimensiones de la sección obteniéndose en nuestro caso un valor de $1,75$ (hay que resaltar la importancia de

redondear las esquinas ya que en caso contrario el coeficiente de forma a adoptar hubiese sido 2). El valor de la presión de viento resultante es 214 kg/m^2 frente a los 200 kg/m^2 propuesto por la norma española por lo que se adopta este último valor.

La acción del viento sobre los cables se ha determinado adoptando la misma velocidad de viento (50 m/s) y un coeficiente de forma de $0,7$ que es el correspondiente a sólidos cilíndricos de sección circular en régimen turbulento supercrítico (para todos los cables el número de Reynolds es superior a $5 \cdot 10^5$ cuando la velocidad del viento es de 50 m/s). Sin embargo, para los cables de menor sección la situación correspondiente a un viento de velocidad menor produce un régimen subcrítico con un coeficiente de forma de $1,2$ y una carga sobre el cable superior a la del régimen crítico. Este hecho se ha tenido en cuenta tomando en cada caso el valor más desfavorable de la carga.

A la vista de todos estos resultados resulta evidente la inviabilidad de calcular las acciones de viento sobre una estructura singular como la que nos ocupa siguiendo los preceptos de la norma española que considera un coeficiente de forma único de $1,3$. De seguir esta norma, y dando por bueno el valor de la presión de viento ejercida sobre las pilas, lo cual es discutible, estaríamos considerando una velocidad de viento de proyecto de 60 m/s para el dintel y 85 m/s (306 km/h) para los cables frente a los 50 m/s de las pilas.

2.7.1.2 Estudios en túnel de viento.

Los valores adoptados para los coeficientes de forma de las pilas y de los cables son correctos ya que se trata de formas (sección cuadrada o circular) muy estudiadas. Sin embargo no se puede decir lo mismo del dintel, para el cual el valor adoptado se ha determinado a partir de la relación ancho-canto y de la inclinación de las almas sin tener en cuenta detalles tan importantes como el redondeo de las aristas, la disposición de defensas y barandillas o la presencia del tacón de anclaje de los tirantes. Por ello el único medio para determinar dicho coeficiente de forma es el ensayo en túnel de viento de una maqueta de la sección.

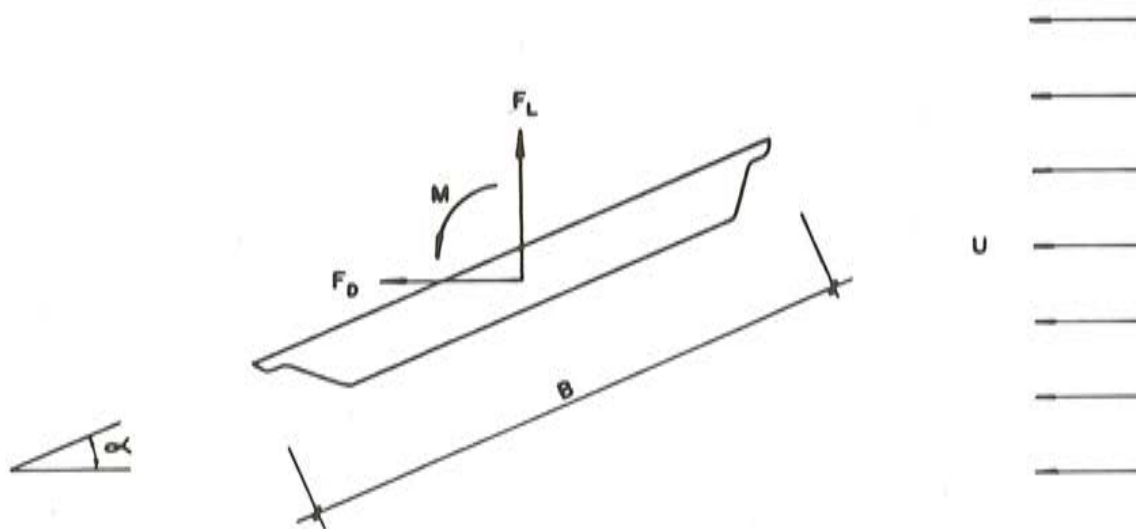


Fig. 2.53.

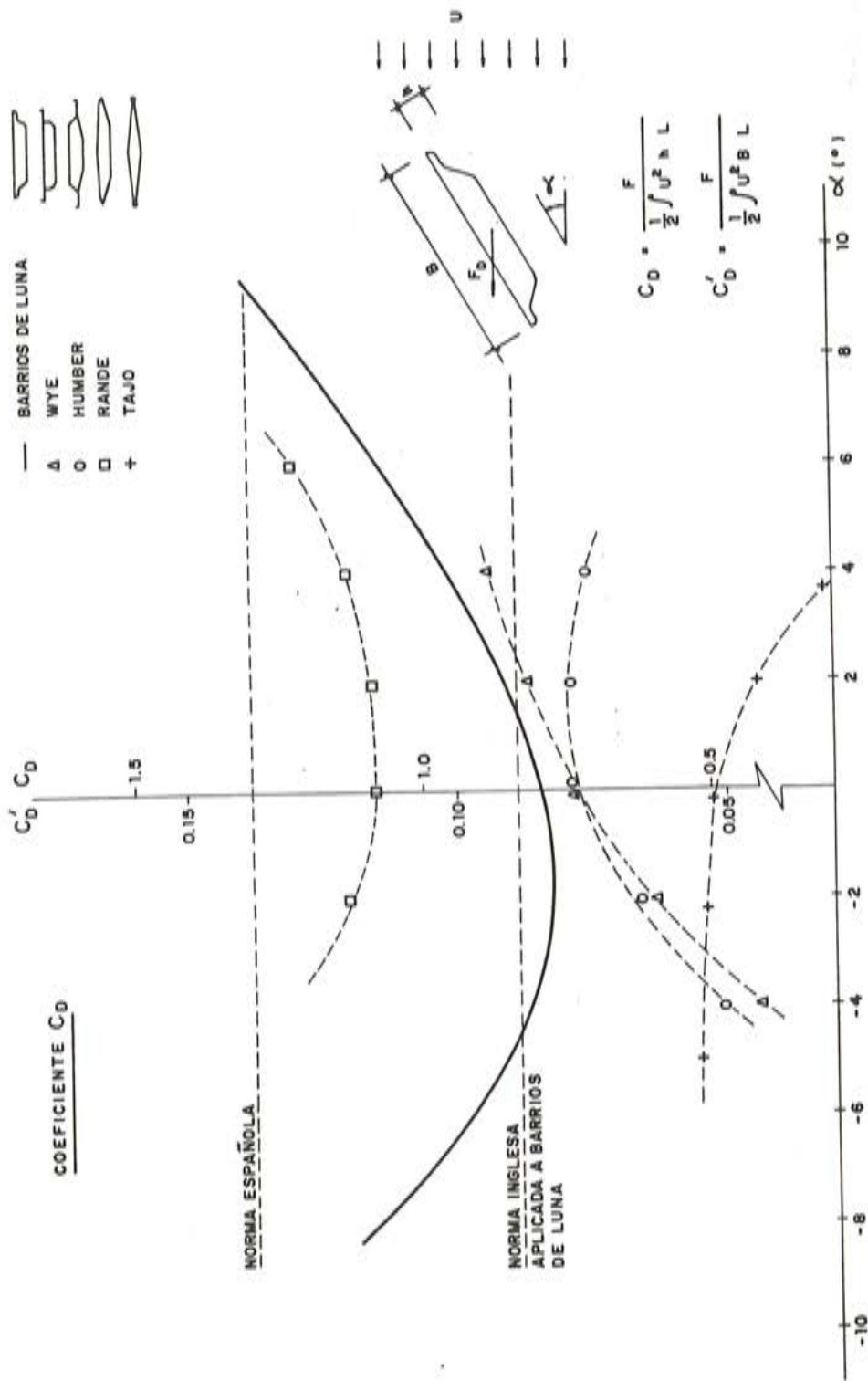


Fig. 2.54.

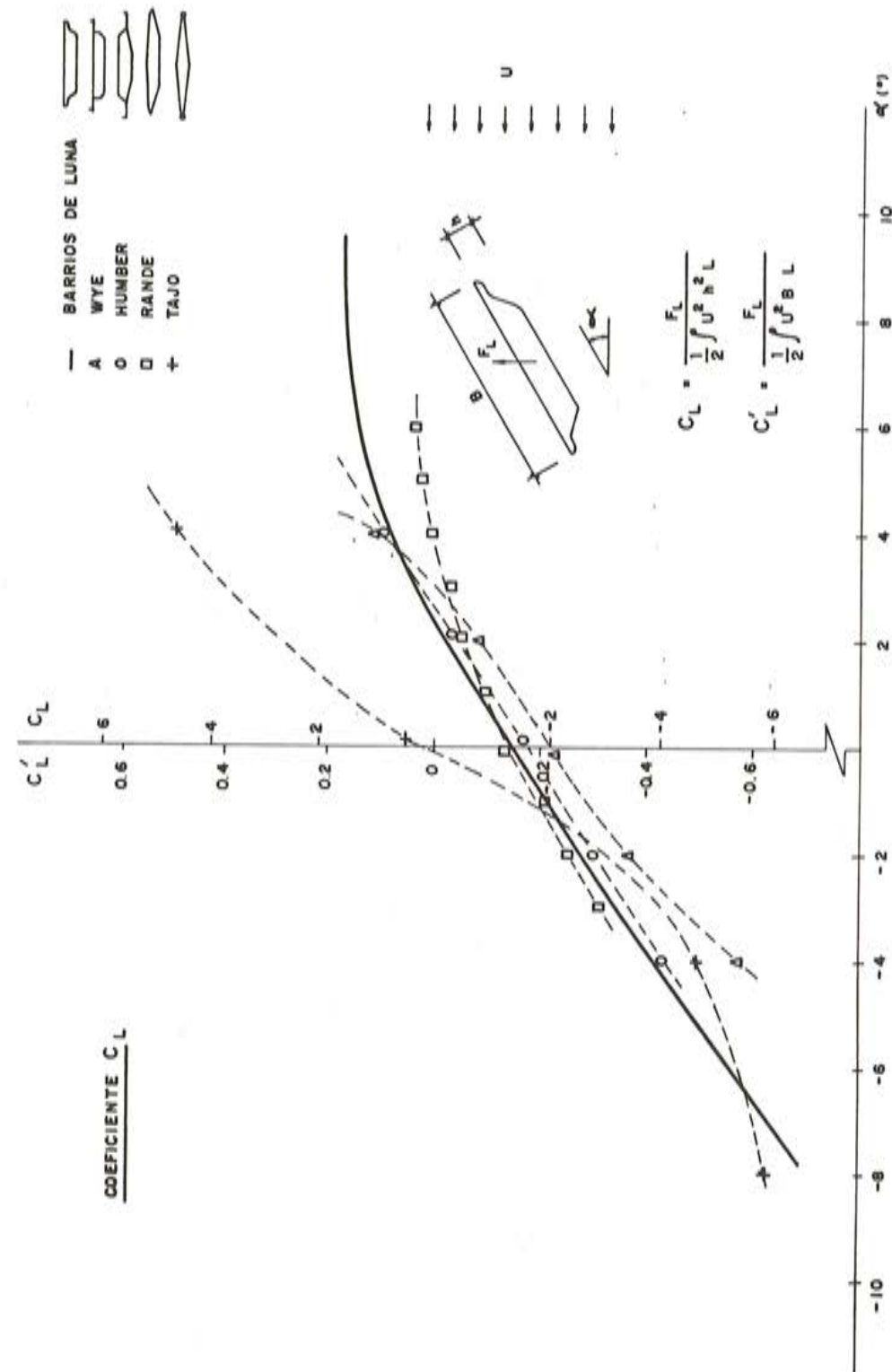


Fig. 2.55.

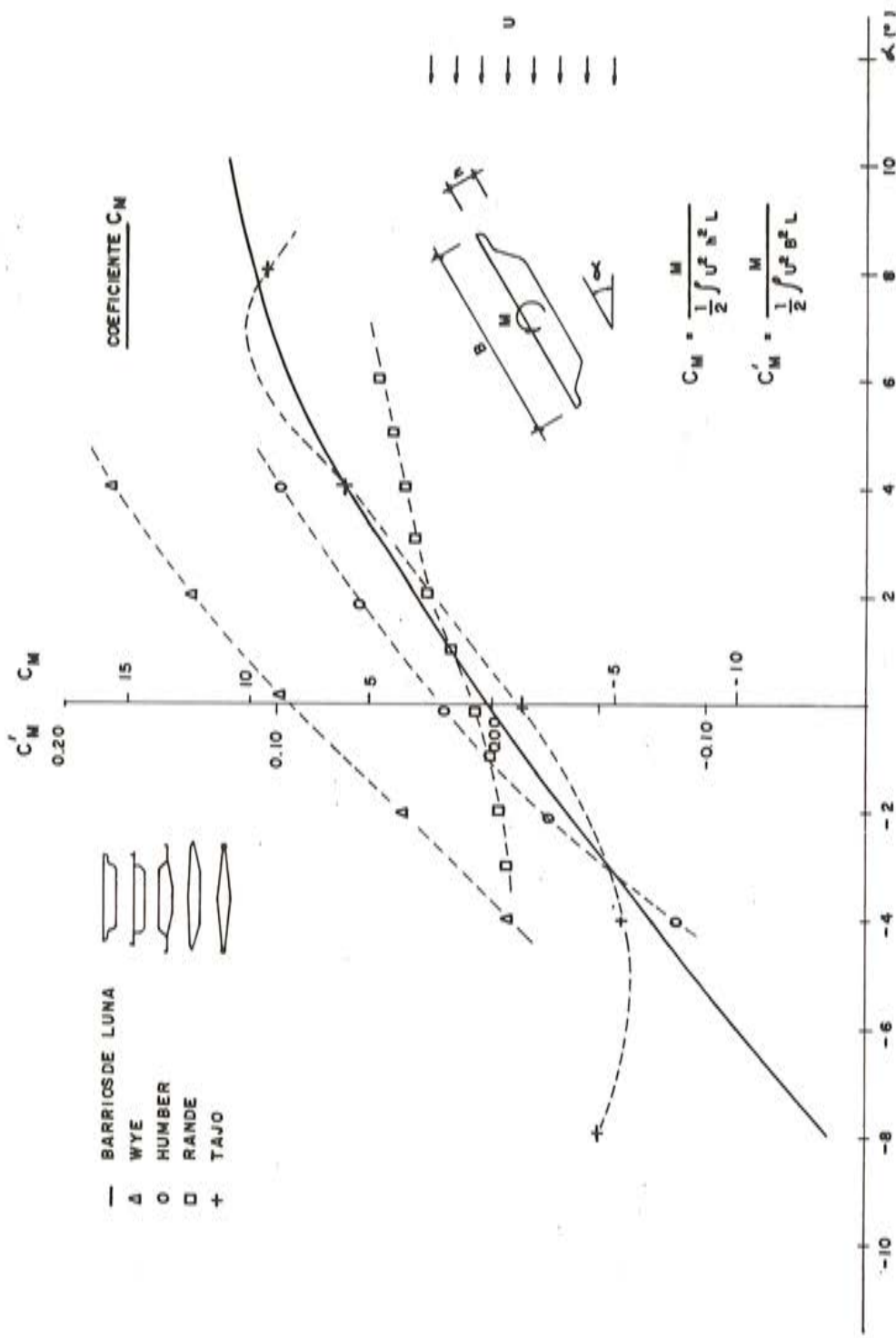
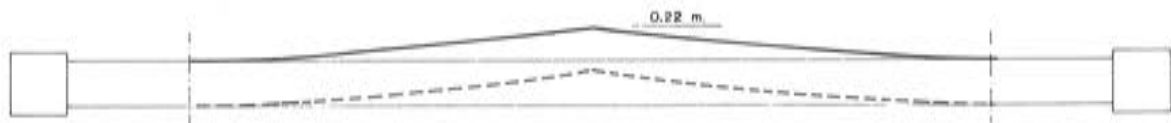
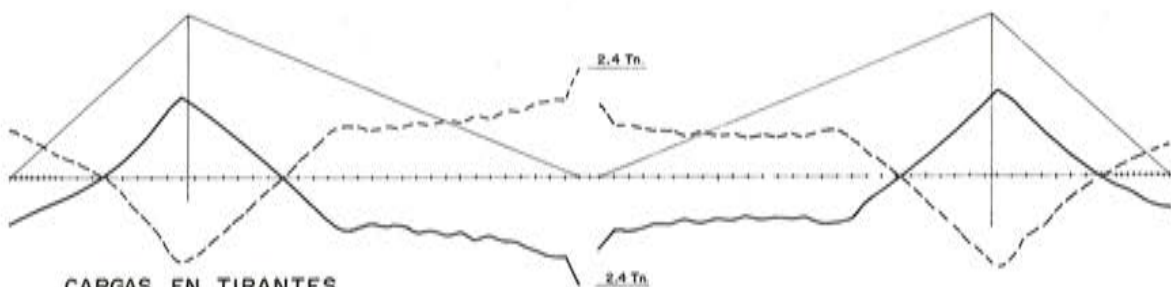


Fig. 2.56.

HIPOTESIS: VIENTO OESTE-ESTE



DESPLAZAMIENTOS EN PLANTA
 — LADO ESTE
 - - - LADO OESTE

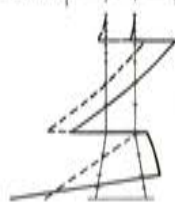


CARGAS EN TIRANTES
 — LADO ESTE
 - - - LADO OESTE



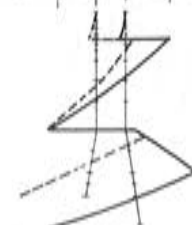
ESFUERZOS EN DINTEL
 — MOMENTOS FLECTORES
 - - - ESFUERZOS AXILES
 - - - MOMENTOS TORSORES

1766 m·Tn 1801 m·Tn



PILA NORTE
 — M. FLECTORES ESTE
 - - - " OESTE

1709 m·Tn 1952 m·Tn



PILA SUR
 — M. FLECTORES ESTE
 - - - " OESTE

Fig. 2.57.

Dicho ensayo se ha realizado en el Instituto Nacional de Técnica Aeroespacial "Esteban Terradas" (I.N.T.A.). La maqueta se ha construido en chapa a una escala de 1/50 y con una longitud igual a 5 veces la anchura del tablero. Tanto la escala como la longitud de la maqueta fueron fijadas en función de las dimensiones del túnel. La maqueta se coloca entre dos placas elípticas de gran tamaño que aseguran una corriente de aire prácticamente bidimensional y se somete a la acción de una corriente de aire transversal uniforme con la turbulencia propia del túnel. La maqueta se suspende en tres puntos mediante un sistema de cables que transmiten las fuerzas de viento a un conjunto de balanzas. De esta forma se determinan las dos componentes de la fuerza (ascensional y de tiro) y el momento aplicado sobre la maqueta y a partir de estos datos los coeficientes de forma adimensionales correspondientes. Este estudio se ha realizado para ángulos de ataque comprendidos entre -10° y $+10^\circ$ (véase figura 2.53).

El sistema de fuerzas de viento se reduce en el centro de gravedad de la sección y los coeficientes de forma se refieren al ancho de la sección en vez de al canto por ser ésta una práctica habitual en Aerodinámica. Estos coeficientes de forma se calculan por lo tanto de acuerdo con las siguientes expresiones

$$C'_D = \frac{F_D}{\frac{1}{2} \rho U^2 B L} \quad (2)$$

$$C'_L = \frac{F_L}{\frac{1}{2} \rho U^2 B L} \quad (3)$$

$$C'_M = \frac{M}{\frac{1}{2} \rho U^2 B^2 L} \quad (4)$$

siendo L la longitud de la maqueta. Los resultados obtenidos para la sección abierta se han representado en las figuras 2.54 a 2.56 y corresponden a un número de Reynolds de $1,7 \cdot 10^6$ mientras que el máximo número de Reynolds que se puede presentar en el puente es $7,8 \cdot 10^7$. Esta diferencia se presenta siempre en los ensayos en túnel de viento y su importancia es reducida sobre todo en el caso de secciones de bordes redondeados.

El coeficiente de arrastre, C_D , se ha comprobado en la figura 2.54 con los valores propuestos por las normas española e inglesa pudiendo observarse la excelente aproximación obtenida por esta última. En efecto, para el máximo giro que se puede producir en el tablero ($\pm 0,6^\circ$), el coeficiente de arrastre varía entre 0,78 y 0,81 mientras que el valor propuesto por la norma inglesa es 0,84. La utilización del valor propuesto por la norma española (1,3) hubiese supuesto un error en la sobrecarga de viento del 60 por 100. Los tres coeficientes (C_L , C_D y C_M) se han comparado con los correspondientes a los puentes de Wye, Humber, Rande y Tajo comprobándose el buen acuerdo existente en todos ellos debido a que los criterios que se han tenido en cuenta al diseñar la sección transversal han sido los mismos por tratarse en todos los casos de puentes de gran luz (colgados o atirantados). Esta concordancia no debe llamar a engaño pues no indica que todos los tableros de puente tengan coeficientes semejantes. En efecto, si se representasen en las mismas figuras los resultados correspondientes a diseños más antiguos como el de Tacoma o el del Golden Gate los coeficien-

tes serían muy distintos debido a que en estos casos no se diseñaban las secciones transversales buscando formas aerodinámicas como se hace actualmente.

2.7.1.3 Estudio de los esfuerzos.

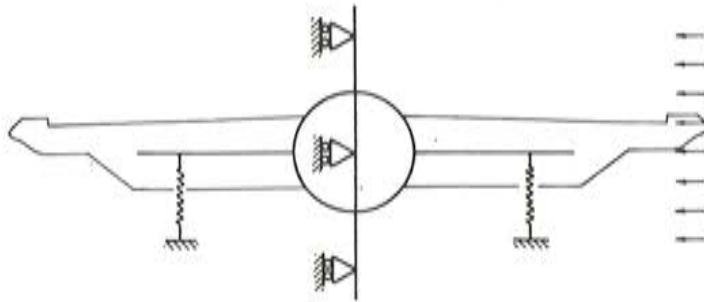
Las hipótesis más importantes de viento que se han analizado son las correspondientes a un viento transversal al puente ya sea en dirección Este-Oeste o bien Oeste-Este. Los resultados obtenidos de este análisis, de tipo estático, se han representado en la figura 2.57. En esta figura se puede comprobar que, dadas las características de la articulación central, el dintel se comporta en el vano central como dos ménsulas isostáticas ya que los cables no suponen una coacción importante al desplazamiento transversal. La flecha transversal en el centro del vano es de 0,22 m y la discontinuidad angular en el mismo punto de $0,13^\circ$. El desplazamiento transversal del dintel va acompañado de un pequeño giro longitudinal (valor máximo $0,10^\circ$) que genera momentos torsores apreciables y cambia ligeramente y de forma antimétrica respecto al eje del puente las cargas de los tirantes. Los momentos flectores transversales en el dintel son los correspondientes a las dos ménsulas en el vano central siendo interesante resaltar el hecho de que la acción del viento sobre los cables es responsable del 35 por 100 de estos momentos flectores. En los vanos laterales las leyes de momentos flectores transversales no son las correspondientes a un modelo de viga empotrada-apoyada como cabría esperar y es debido al desplazamiento transversal de las pilas, efecto que se nota más, como es lógico, en el vano Sur que el vano Norte.

En cuanto a las pilas, las leyes de momentos ponen de relieve que el mecanismo para resistir las acciones horizontales es el correspondiente a un marco relativamente rígido empotrado en los extremos de dos ménsulas siendo las dos riostras los elementos críticos de la estructura. La presencia del dintel por debajo de las dos riostras no rigidiza el conjunto ya que su contacto con la pila (materializado mediante apoyos de Teflón) no admite esfuerzos de tracción lo cual se aprecia por otra parte en las leyes de momentos flectores en las que sólo se observa el quiebro correspondiente en una de las patas de cada pila. Hay que destacar la importancia de las dos riostras como elementos transmisores de esfuerzos y de rigidización del conjunto de la pila, papel que viene reforzado por el hecho de ser más rígidas (debido a su longitud reducida) que los elementos verticales de la pila.

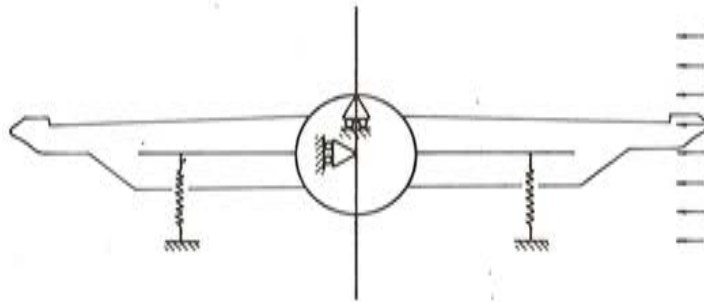
2.7.2 Análisis dinámico

2.7.2.1 Introducción.

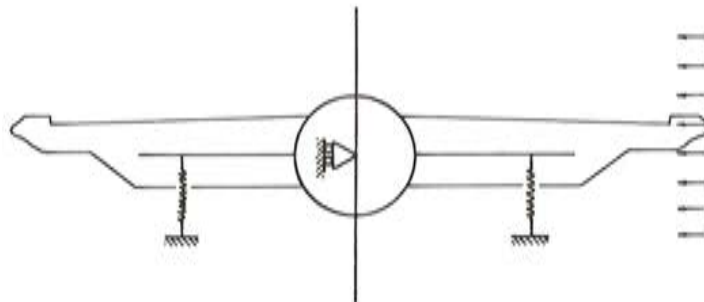
Los efectos estáticos del viento, a pesar de ser muy importantes y condicionar en gran medida el diseño de la sección transversal y de las pilas, no son los que más preocupan al proyectista de un puente de gran luz. En efecto, el caso del puente de Tacoma demostró que un puente perfectamente calculado en cuanto a las acciones estáticas del viento puede presentar problemas si se consideran las acciones de tipo aeroelástico hasta el punto de provocar su hundimiento para una velocidad de viento muy inferior a la velocidad de proyecto. Este hecho hace que no solamente sea necesario tener en cuenta la resistencia como concepto fundamental en el diseño sino también la forma exterior, la flexibilidad, las frecuencias propias de vibración, etc. Por ello mismo no sólo es difícil saber a priori cual es el diseño estrictamente seguro, lo cual sería el ideal a conseguir, sino incluso el diseño conservador. Existen ciertas reglas básicas que se deben cumplir en el diseño de la sección transversal y el esquema estructural como son el conseguir una forma que no distorsione excesivamente las líneas de corriente, una anchura de tablero importante comparada con el canto, el separar lo más posi-



a) SUSPENSION DE FLEXION (1GRADO DE LIBERTAD = DESPLAZAMIENTO VERTICAL)



b) SUSPENSION DE TORSION (1GRADO DE LIBERTAD = GIRO)



c) SUSPENSION DEL MOVIMIENTO ACOPLADO FLEXION-TORSION (2 GRADOS DE LIBERTAD = DESPLAZAMIENTO VERTICAL + GIRO)

Fig. 2.59.

ble las frecuencias de los modos fundamentales de flexión y torsión, el perforar el dintel permitiendo el paso libre del aire de la superficie inferior a la superior y viceversa, etc.

Todos estos criterios se han tenido en cuenta y se han adoptado, en la medida de lo posible, en el diseño de la sección transversal del puente sobre el embalse de Barrios de Luna. En este caso existía incluso la experiencia previa de otros puentes de luces semejantes como el de Rande y el de Saint-Nazaire pero de tablero metálico y por lo tanto más ligero y de formas menos redondeadas que un tablero de hormigón. A pesar de todas estas razones se ha efectuado un ensayo dinámico en túnel de viento como única forma de asegurar la estabilidad aeroelástica del puente.

2.7.2.2 Descripción del modelo seccional.

La maqueta utilizada es la misma que para el ensayo estático manteniéndose una semejanza geométrica total salvo en los detalles de pequeño tamaño como defensas y barandillas para las cuales sólo se han conservado semejantes su altura y la superficie neta que presentan al viento. Se ha fabricado a partir de tres cajones de chapa de 1 mm de espesor soldados entre sí longitudinalmente y unidos a una chapa de 1,5 milímetros de espesor que materializa la losa superior del tablero (figura 2.58). El modelo incluye las riostras transversales dispuestas de forma semejante a las del puente, aunque su misión en este caso consiste fundamentalmente en dar rigidez a la maqueta y ajustar su masa para cumplir los requisitos de semejanza. La maqueta corresponde a la sección abierta pero se puede tapar fácilmente el hueco inferior para convertirla en una maqueta de la sección cerrada. El sistema de sustentación consiste en dos pares de muelles que permiten reproducir la rigidez a flexión y la rigidez a torsión deseadas sin más que variar la rigidez de los muelles y su separación. La maqueta tiene dos grados de libertad (movimiento vertical y giro) siendo posible fijar cualquiera de ellos para realizar ensayos con un solo grado de libertad. El desplazamiento horizontal de la maqueta está impedido mediante unos hilos sujetos al eje de giro que absorben las fuerzas de arrastre. El esquema de la suspensión del modelo se ha representado en la figura 2.59.

La escala de longitudes, $\lambda_L = B_m/B_p$ (donde B_m es la anchura de la maqueta y B_p la anchura del puente o prototipo), se ha elegido en función de las dimensiones del túnel de forma que se pudiese ensayar una maqueta con una longitud igual a cinco veces su anchura para minimizar los efectos parásitos de los bordes y obtener resultados representativos. A causa de este condicionante la escala elegida ha sido $\lambda_L = 1/50$.

La escala de masas se define obligando a que la densidad aparente del material y la distribución de masas a lo largo de la sección transversal sean las mismas en el modelo y en el prototipo. Por lo tanto la escala de masas resulta ser λ_L^3 y la escala de momentos de inercia λ_L^5 .

Para fijar la escala de velocidades de viento, λ_U , existen diversas posibilidades. La primera consiste en mantener la igualdad de números de Froude (U^2/Bg , donde U es la velocidad del viento y g la aceleración de la gravedad) pero esto es importante únicamente si los efectos de las fuerzas de gravedad son importantes en la oscilación del puente (efecto de péndulo) lo cual ocurre en puentes colgantes pero no en puentes atirantados. Otro criterio para fijar la escala de velocidades consiste en mantener la igualdad de números de Reynolds entre el modelo y el prototipo. Esto obligaría a tomar una escala de velocidades igual a λ_L^1 lo cual supondría en nuestro caso trabajar con velocidades en el túnel de viento de hasta 2500 m/s (7,3 Mach) lo cual es totalmente impensable. Dado que no es necesaria la igualdad de números de Reynolds entre el modelo y el prototipo sino sólo que el número de Reynolds en el modelo supere una cierta cota (alrededor de 100), la escala de velocidades se fija en

función de las características del túnel y de la escala de frecuencias elegida. En nuestro caso, para velocidades de 20 m/s en el túnel y teniendo en cuenta que la menor dimensión de los detalles de la maqueta es de 2 mm, el mínimo número de Reynolds obtenido sería del orden de 2600 que supera ampliamente la cota anterior.

La escala de frecuencias se fija con la condición de que se mantenga la igualdad de velocidades reducidas entre el modelo y el prototipo. Es importante que esta condición se mantenga ya que la velocidad reducida, U/NB (donde N es una frecuencia de vibración), es la inversa del número de Strouhal que gobierna la frecuencia de desprendimiento de remolinos cuya incidencia en la posible inestabilidad del puente es fundamental. A partir de esta condición se deduce que la escala de frecuencias es $\lambda_N = \lambda_U / \lambda_L$. En la práctica, la escala de frecuencias se determina en función de los muelles disponibles para la suspensión de la maqueta y la condición anterior se utiliza para determinar la escala de velocidades: $\lambda_U = \lambda_N \cdot \lambda_L$.

Finalmente, el último parámetro cuya igualdad se debe mantener entre modelo y prototipo es el amortiguamiento. Sin embargo hay que tener en cuenta varios hechos. En primer lugar el I.N.T.A. no dispone de frenos de inducción que permitan variar el amortiguamiento por lo que sólo se puede medir el amortiguamiento del modelo pero no fijarlo a priori. Por otro lado, el amortiguamiento de la estructura no se puede conocer hasta que ésta no esté terminada y se pretende utilizar el túnel de viento en la etapa de proyecto y no después de construir el puente. Finalmente, los resultados de los ensayos en túnel de viento se van a elaborar para obtener unas funciones que sólo dependen de la forma de la sección y no del amortiguamiento por lo que la influencia de este parámetro se va a eliminar al interpretar los resultados de los ensayos. En cualquier caso, la norma inglesa propone un valor del decremento logarítmico variable entre 0,03 y 0,05 en función del tipo de puente, mientras que los valores del decremento logarítmico de la maqueta oscilaron entre 0,013 y 0,080 lo que supone que se mantiene de forma aproximada el nivel de amortiguamiento de la estructura real.

El ensayo en túnel de viento así planteado tiene una doble finalidad. En primer lugar y manteniendo las condiciones de semejanza que acabamos de detallar, se ensaya la maqueta, tanto de la sección abierta como de la cerrada, para distintos ángulos de ataque y para las tres condiciones de sustentación descritas anteriormente, a velocidades de viento crecientes hasta alcanzar la inestabilidad. Mediante la aplicación de las escalas adecuadas se obtiene la velocidad de inestabilidad del prototipo en cada caso, comparándose este valor con la velocidad de proyecto. En segundo lugar, se puede utilizar el túnel de viento como herramienta auxiliar del cálculo para determinar las admitancias aerodinámicas del tablero y poder, con estos datos, predecir el comportamiento global del puente en condiciones distintas de las ensayadas. Para ello utilizaremos las ecuaciones y el método propuestos por Scanlan por ser las de mayor aceptación en la actualidad y porque son los que entrañan menor dificultad en la ejecución de los ensayos.

2.7.2.3 Planteamiento de las ecuaciones del flameo.

La inestabilidad por flameo (o "flutter") es un problema muy estudiado en el caso de las alas de avión y que interesó a los proyectistas de puentes a partir del colapso del puente de Tacoma. Su análisis se basa en considerar que el tablero tiene dos grados de libertad: desplazamiento vertical, h , y giro, α (figura 2.60) siendo las ecuaciones del movimiento correspondientes

$$m [\ddot{h} + 2 \zeta_h \omega_h \dot{h} + \omega_h^2 h] = L_h \quad (5)$$

$$I [\ddot{\alpha} + 2 \zeta_\alpha \omega_\alpha \dot{\alpha} + \omega_\alpha^2 \alpha] = M_\alpha \quad (6)$$

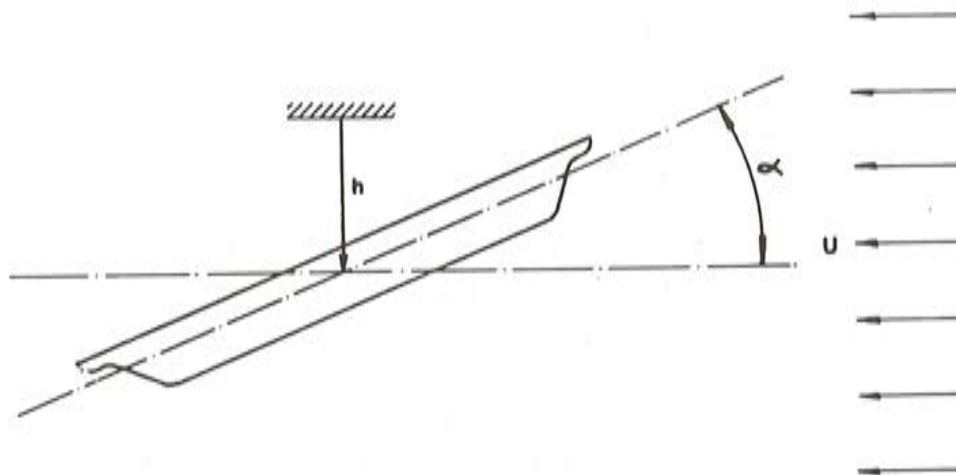


Fig. 2.60.

donde m es la masa del tablero por unidad de longitud, I el momento de inercia por unidad de longitud, ζ_h y ζ_α los amortiguamientos relativos respecto al crítico para cada grado de libertad y ω_h y ω_α las frecuencias circulares naturales correspondientes en ausencia de viento.

Las acciones aerodinámicas L_h (fuerza de sustentación) y M_α (momento) se expresan como combinaciones lineales de los grados de libertad, h y α , y de sus derivadas, siendo la expresión propuesta por Scanlan

$$L_h = m [H_1 \dot{h} + H_2 \dot{\alpha} + H_3 \alpha] \quad (7)$$

$$M = I [A_1 \dot{h} + A_2 \dot{\alpha} + A_3 \alpha] \quad (8)$$

donde los coeficientes H_i y A_i son funciones de la frecuencia de oscilación, de la velocidad del viento y de la forma de la sección. Sin embargo, se pueden definir unas nuevas funciones adimensionales H_i^* y A_i^* que son sólo función de la velocidad reducida, $U_r = U/BN$, o, lo que es lo mismo, de la frecuencia reducida $K = B \omega/U = 2 \pi/U_r$. Las expresiones de las acciones aerodinámicas resultan

$$L_h = \frac{1}{2} \rho U^2 (2 B) [KH_1^*(K) \frac{\dot{h}}{U} + KH_2^*(K) \frac{B \dot{\alpha}}{U} + K^2 H_3^*(K) \alpha] \quad (9)$$

$$M_\alpha = \frac{1}{2} \rho U^2 (2 B^2) [KA_1^*(K) \frac{\dot{h}}{U} + KA_2^*(K) \frac{B \dot{\alpha}}{U} + K^2 A_3^*(K) \alpha] \quad (10)$$

Supuestas conocidas estas funciones es relativamente sencillo determinar la velocidad crítica de inestabilidad. En efecto, si la inestabilidad se produce con un solo grado de libertad (flameo de torsión), la ecuación del movimiento se reduce a

$$\ddot{\alpha} + 2 \zeta_\alpha \omega_\alpha \dot{\alpha} + \omega_\alpha^2 \alpha = A_2 \dot{\alpha} + A_3 \alpha \quad (11)$$

El procedimiento a seguir consistirá en tantear distintos valores de la velocidad reducida para determinar A_3 (o su correspondiente A_3^*) y A_2 (o A_2^*) y de ahí la frecuencia de vibración ω y el amortiguamiento efectivo ζ . Si este último resulta ser negativo, el movimiento será inestable.

Si la inestabilidad se produce con dos grados de libertad (flameo clásico) el problema se complica ligeramente. En este caso hay que tantear distintos valores de la velocidad reducida,

hasta conseguir que las funciones:

$$h = h_0 e^{i\omega t} \quad (12)$$

$$\alpha = \alpha_0 e^{i(\omega t + \varphi)} \quad (13)$$

sean solución del sistema de ecuaciones

$$\ddot{h} + 2 \zeta_h \omega_h \dot{h} + \omega_h^2 h = H_1 \dot{h} + H_2 \alpha + H_3 \dot{\alpha} \quad (14)$$

$$\ddot{\alpha} + 2 \zeta_\alpha \omega_\alpha \dot{\alpha} + \omega_\alpha^2 \alpha = A_1 \dot{h} + A_2 \dot{\alpha} + A_3 \alpha \quad (15)$$

con la condición de que la parte imaginaria de ω sea negativa o nula (vibración no amortiguada).

Para determinar las funciones A_i y H_i el plan de ensayos propuesto por Scanlan es el siguiente. En primer lugar se restringe el movimiento vertical y se observa que el modelo sigue un movimiento vibratorio amortiguado de torsión cuya ecuación puede ser

$$\alpha = \alpha_0 e^{at} \sin \omega t \quad (16)$$

Midiendo a y ω para distintas velocidades de viento se pueden obtener las funciones A_2 y A_3 mediante las expresiones

$$A_2 = 2 (a + \zeta_\alpha \omega_\alpha) \quad (17)$$

$$A_3 = \omega_\alpha^2 - a^2 - \omega^2 \quad (18)$$

cuya deducción es sencilla a partir de las ecuaciones del movimiento.

Si en segundo lugar se restringe el movimiento de torsión, la maqueta seguirá un movimiento vibratorio amortiguado en dirección vertical cuya ecuación es

$$h = h_0 e^{at} \sin \omega t \quad (19)$$

Midiendo nuevamente a y ω se puede determinar la función H_1 mediante

$$H_1 = 2 (a + \zeta_h \omega_h) \quad (20)$$

Finalmente se realiza el ensayo con dos grados de libertad. En este caso y en la situación de flameo o a velocidades superiores, los dos movimientos de oscilación (desplazamiento vertical y giro) se producen con la misma frecuencia y amortiguamiento por lo que se pueden representar mediante las expresiones

$$h = h_0 e^{at} \sin \omega t \quad (21)$$

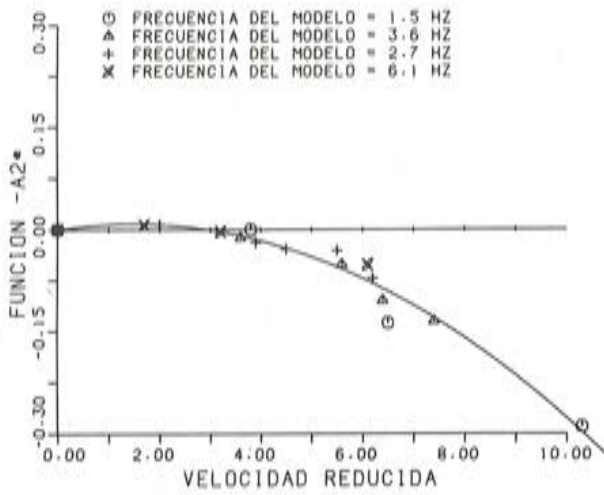
$$\alpha = \alpha_0 e^{at} \sin (\omega t - \varphi) \quad (22)$$

En estas condiciones, midiendo h_0 , α_0 , a , ω y φ , se pueden determinar las restantes funciones aerodinámicas A_1 , H_2 y H_3 .

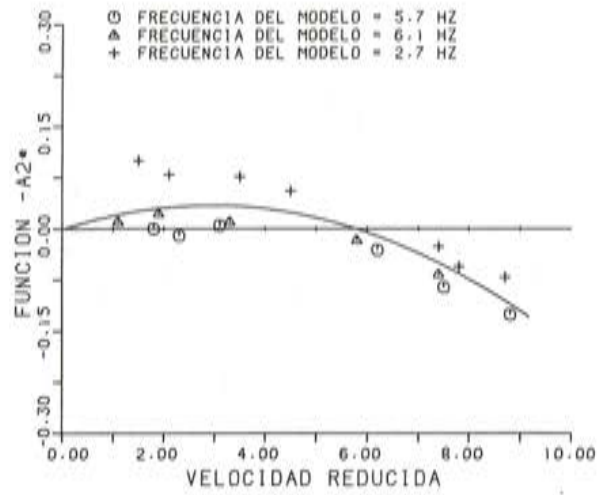
2.7.2.4 Descripción de los resultados experimentales.

De acuerdo con el método propuesto por Scanlan y que acabamos de describir se han realizado ensayos en túnel de viento para el movimiento de torsión, para el de flexión y para el movimiento acoplado. En los tres casos se han repetido los ensayos para tres ángulos de ataque distintos (0° , 5° , -5°).

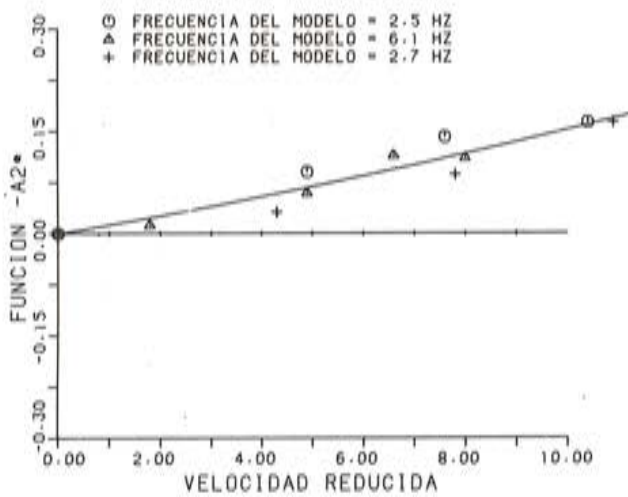
FUNCION A2* - SECCION ABIERTA - ALFA = +5



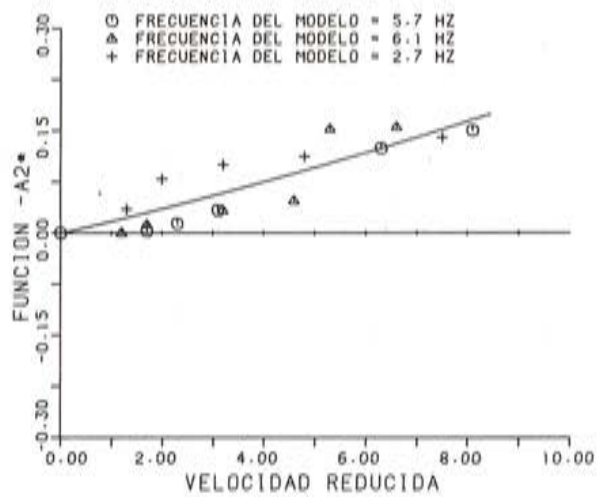
FUNCION A2* - SECCION CERRADA - ALFA = +5



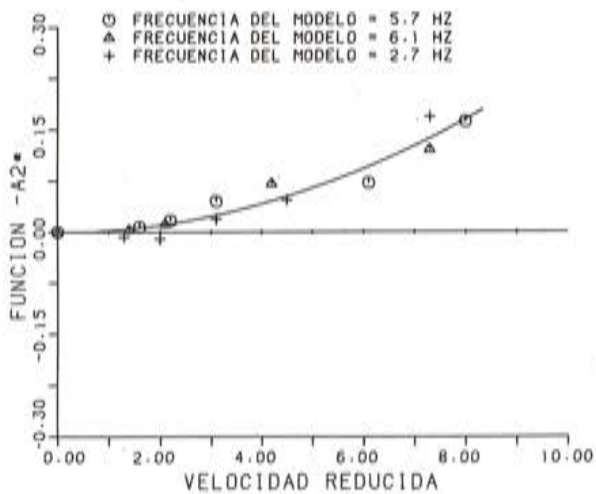
FUNCION A2* - SECCION ABIERTA - ALFA = 0



FUNCION A2* - SECCION CERRADA - ALFA = 0



FUNCION A2* - SECCION ABIERTA - ALFA = -5



FUNCION A2* - SECCION CERRADA - ALFA = -5

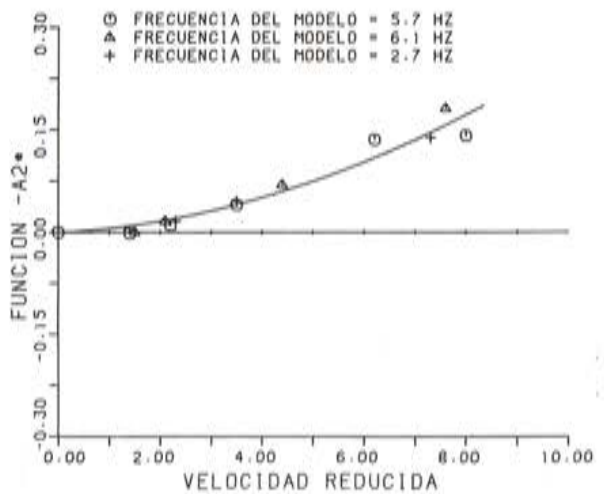


Fig. 2.61.

Fig. 2.62.

En los ensayos de torsión se observó que la frecuencia de vibración en presencia de viento coincidía prácticamente con la frecuencia natural del modelo, pero no se pudo medir esa diferencia. Dado que la función A_3 es

$$A_3 = (\omega_\alpha^2 - \omega^2) - a^2 \quad (23)$$

y la diferencia de los cuadrados de las frecuencias es del mismo orden de magnitud que el término a^2 , la ausencia de información respecto a ese primer término imposibilita la determinación de A_3 . De hecho, y basándonos en valores de A_3 obtenidos para tableros semejantes, se puede deducir que la diferencia entre las frecuencias N_α y N correspondientes es del orden de 0,003 Hz por lo que sería necesaria una precisión mínima de $5 \cdot 10^{-4}$ Hz en la determinación de las frecuencias para obtener valores representativos de A_3 mientras que la precisión conseguida ha sido 100 veces menor. Por otro lado, aún en el caso de disponer de equipos que afinasen la medida de frecuencias hasta el punto requerido, ello no tendría mucho sentido ya que cualquier pequeña variación en la disposición de los muelles producida por la propia oscilación del modelo tendría una repercusión mayor en su frecuencia de vibración.

Por lo tanto, a partir del ensayo de torsión sólo es factible determinar la función A_2 cosa que se ha realizado tanto para la sección abierta como para la cerrada y para los tres ángulos de ataque mencionados. Los resultados se han representado en las figuras 2.61 y 2.62 junto con las correspondientes aproximaciones de A_2^* mediante el método de los mínimos cuadrados. Hay que destacar el hecho de que para la determinación de cada curva se han usado los resultados de un mínimo de tres ensayos en cada uno de los cuales la frecuencia natural de vibración del modelo era distinta (desde 1,5 hasta 6,1 Hz) por lo que la escala de frecuencias y la de velocidades eran distintas. También el amortiguamiento relativo ha sufrido variaciones importantes de un ensayo a otro (el decremento logarítmico varió entre 0,013 y 0,060).

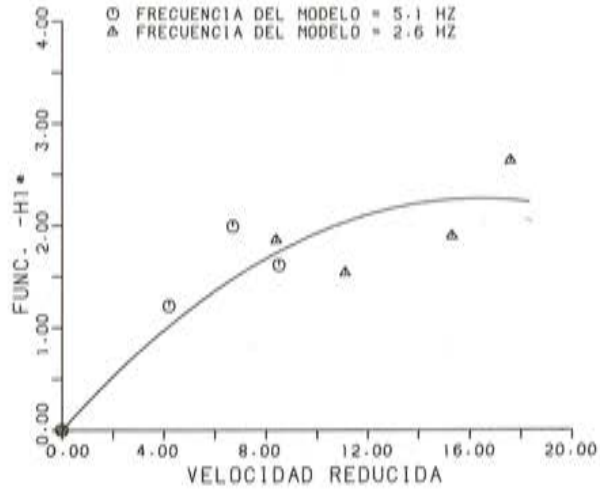
El modelo experimentó oscilaciones estacionarias de pequeña amplitud debidas al desprendimiento de remolinos. La amplitud de estas oscilaciones, trasladada a la escala real y medida en el borde del dintel nunca excedió de 10 mm para velocidades equivalentes a la velocidad de proyecto de 50 m/s. De todos modos estas amplitudes siempre estarán sujetas a inexactitudes debido a la influencia del número de Reynolds.

También se investigó la velocidad de viento que produce la inestabilidad y, a pesar de llegar a velocidades equivalentes a 130 m/s en la escala real, no se alcanzó la inestabilidad para los ángulos de ataque de 0° ó -5° . Para un ángulo de ataque de 5° se alcanzó la inestabilidad por flameo de torsión con una velocidad de viento (traducida a la escala real) variable entre 89 y 99 m/s para la sección abierta y entre 98 y 130 m/s para la sección cerrada. Esta variación es debida fundamentalmente a la variación del decremento logarítmico de un ensayo a otro.

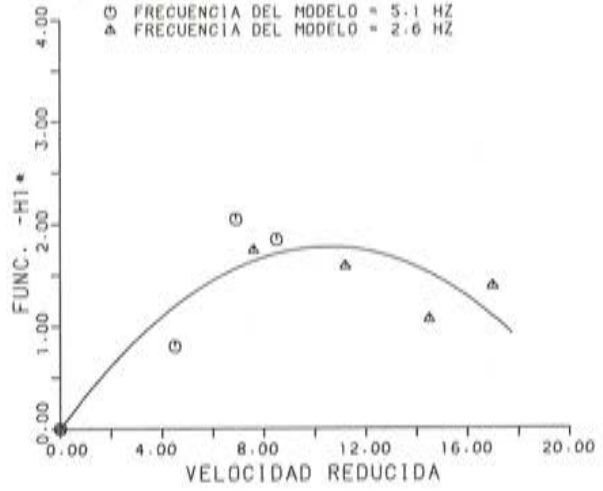
Esta diferencia en el comportamiento del modelo en función del ángulo de ataque era previsible a la vista de la forma de la función A^* (figuras 2.61 y 2.62) ya que para $\alpha = 5^\circ$ esta función sufre un cambio de signo que redundaba en un amortiguamiento global negativo y por lo tanto en un movimiento inestable, según se explicó anteriormente.

En el caso de los ensayos de flexión también se observó que la frecuencia de vibración del modelo excitado por el viento y en un movimiento transitorio, coincide prácticamente con la frecuencia natural. Para determinar la función H_1 se utiliza la fórmula correspondiente deducida en un apartado anterior. Los resultados se han representado en las figuras 2.63 y 2.64 junto con las aproximaciones por mínimos cuadrados para los tres ángulos de ataque

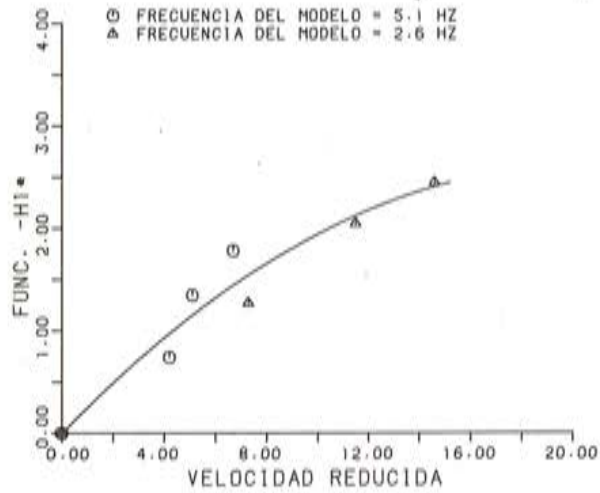
FUNCION H1* - SECCION ABIERTA - ALFA = +5 GRADOS



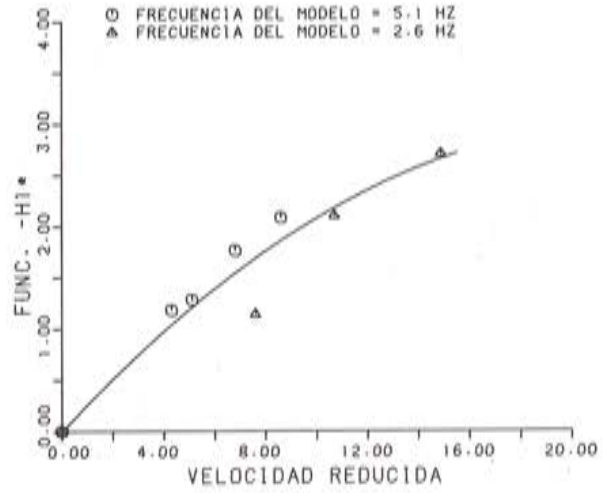
FUNCION H1* - SECCION CERRADA - ALFA = +5 GRADOS



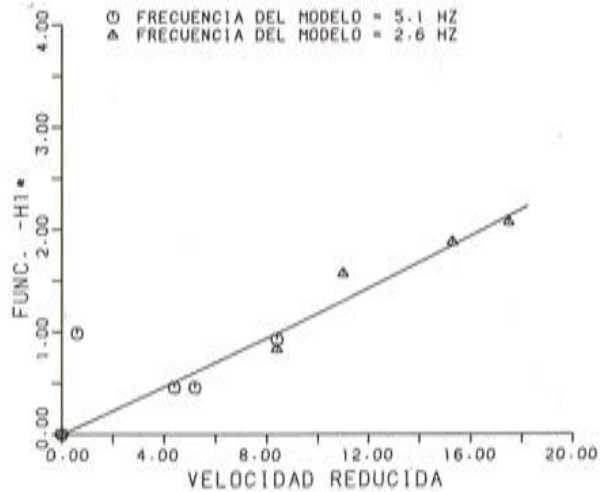
FUNCION H1* - SECCION ABIERTA - ALFA = 0 GRADOS



FUNCION H1* - SECCION CERRADA - ALFA = 0 GRADOS



FUNCION H1* - SECCION ABIERTA - ALFA = -5 GRADOS



FUNCION H1* - SECCION CERRADA - ALFA = -5 GRADOS

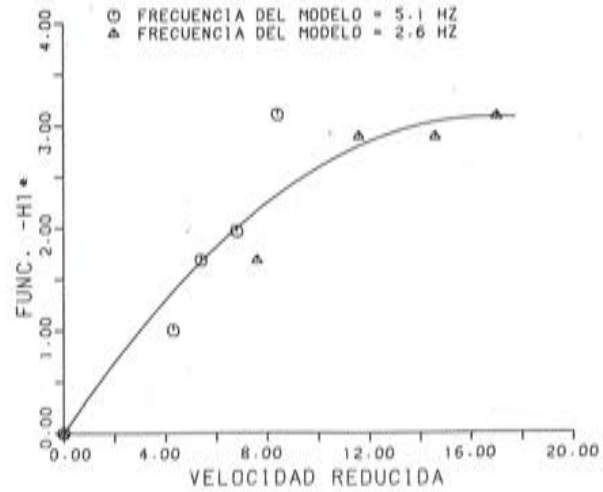


Fig. 2.63.

Fig. 2.64.

considerados y para los dos tipos de sección. En este caso se usaron solamente dos juegos de muelles y por lo tanto los puntos representados corresponden únicamente a dos ensayos aunque con frecuencias muy distintas (2,6 Hz y 5,1 Hz). Los decrementos logarítmicos correspondientes fueron 0,025 y 0,040.

Las oscilaciones estacionarias fueron en este caso superiores a las de torsión. Para velocidades de 50 m/s (a escala real) la máxima amplitud de oscilación estacionaria prevista en el puente es de 30 mm. Para velocidades de viento superiores, esta amplitud aumenta pero sin que llegue a hacerse inestable el movimiento hasta velocidades de 130 m/s (en el prototipo) que fueron las máximas ensayadas. De hecho, se comprobó que en todos los casos, salvo para $\alpha = 5^\circ$, el movimiento era tanto más estable (mayor amortiguamiento) cuanto mayor era la velocidad de viento.

En el caso del movimiento acoplado (2 grados de libertad) existe un condicionante a la hora de definir las características y posición de los muelles que consiste en que la relación entre las frecuencias de vibración de torsión o flexión del modelo debe ser la misma que en el prototipo. De esta forma seguirá siendo válido todo lo dicho anteriormente respecto a los parámetros de semejanza.

Al ensayar el modelo con dos grados de libertad y analizando su respuesta frente a una pequeña perturbación, se comprueba que el movimiento se produce con unas frecuencias muy semejantes a las naturales por lo cual no es posible determinar las restantes funciones aerodinámicas ya que para ello sería necesario que los movimientos de desplazamiento vertical y giro tuviesen la misma frecuencia. Esta condición, impuesta por Scanlan, solamente se cumple durante el flameo o para velocidades de viento superiores a la de inestabilidad. Dado que el movimiento es inestable, hay que realizar las medidas necesarias (amplitudes, frecuencias, diferencia de fase) en un intervalo de tiempo extremadamente reducido siendo muy importante la forma de provocar la pequeña perturbación que inicia el proceso. En nuestro caso, además de las dificultades de tipo experimental que acabamos de explicar existía el problema de la gran estabilidad de la sección por lo que era muy difícil alcanzar la situación de flameo.

Los resultados obtenidos son muy semejantes a los obtenidos en cada uno de los ensayos con un grado de libertad. En efecto, la inestabilidad sólo se alcanza para un ángulo de ataque de 5° y en un movimiento de torsión siendo inferiores las amplitudes de flexión. Por esta razón las velocidades de inestabilidad obtenidas son muy parecidas a las del movimiento de torsión: 96 m/s para la sección abierta y 102 m/s para la sección cerrada (en este caso sólo se realizó un ensayo para cada tipo de sección).

Un estudio interesante que se ha realizado sobre el movimiento acoplado ha consistido en determinar la velocidad de inestabilidad de la maqueta para distintos juegos de muelles y por lo tanto para distintas relaciones entre la frecuencia de flexión y la de torsión. En la figura 2.65 se ha representado la velocidad de inestabilidad (traducida a la escala del puente) en función de esta relación, ω_α/ω_h , para los tres ángulos de ataque considerados. La trama representa la diferencia entre la sección abierta y la sección cerrada. Dado que para nuestro puente $\omega_\alpha/\omega_h = 1,96$, la figura demuestra que sólo cabe una inestabilidad para $\alpha = 5^\circ$. Esta figura sirve para demostrar la importancia de separar las frecuencias de flexión y torsión a la hora de proyectar un puente de este tipo. De todos modos el valor mínimo de ω_α/ω_h es algo que depende de la forma de la sección y que en nuestro caso, para $\alpha = 0^\circ$, sería del orden de 1,1 si extrapolamos las curvas de la figura 2.65.

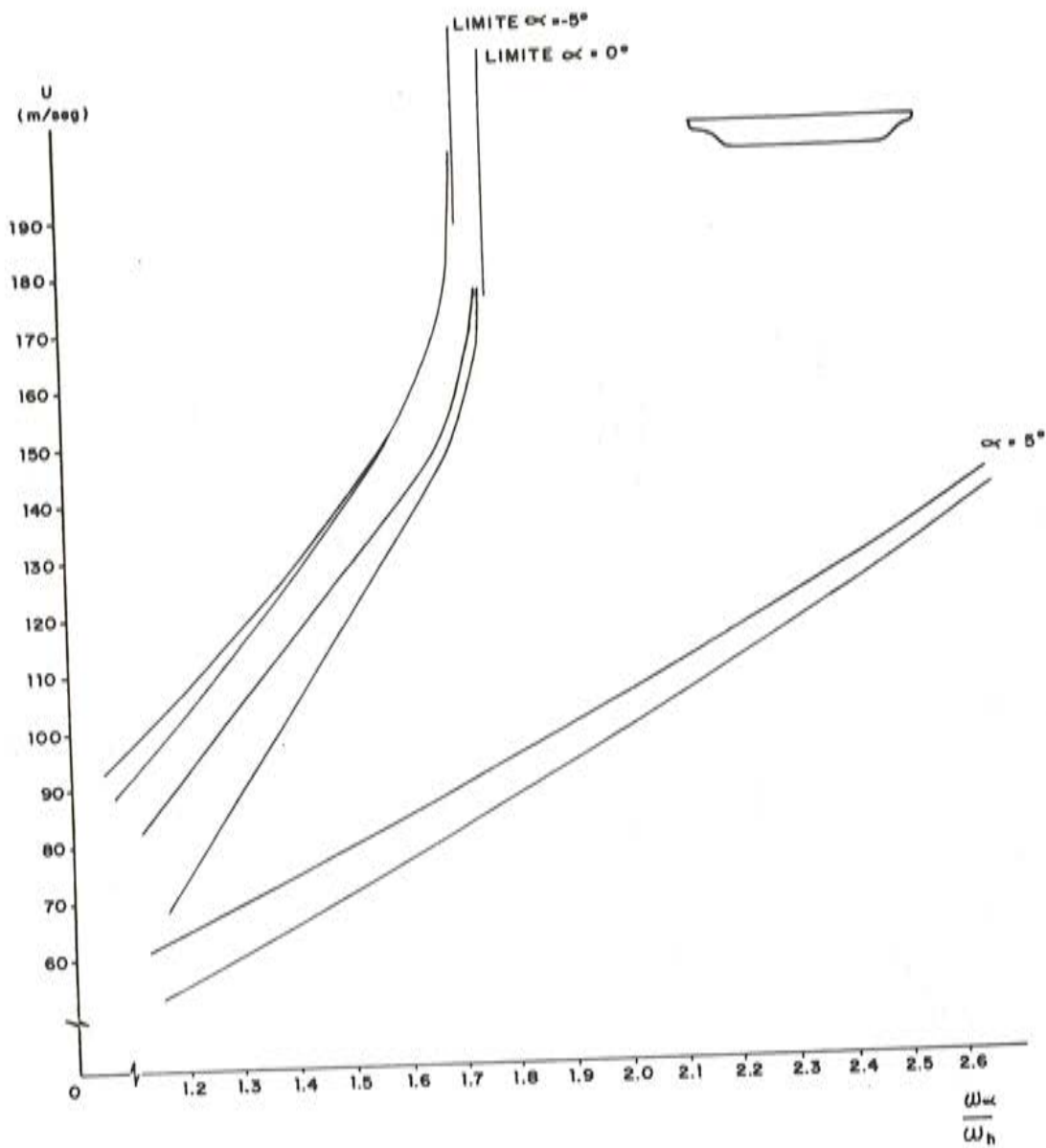


Fig. 2.65.

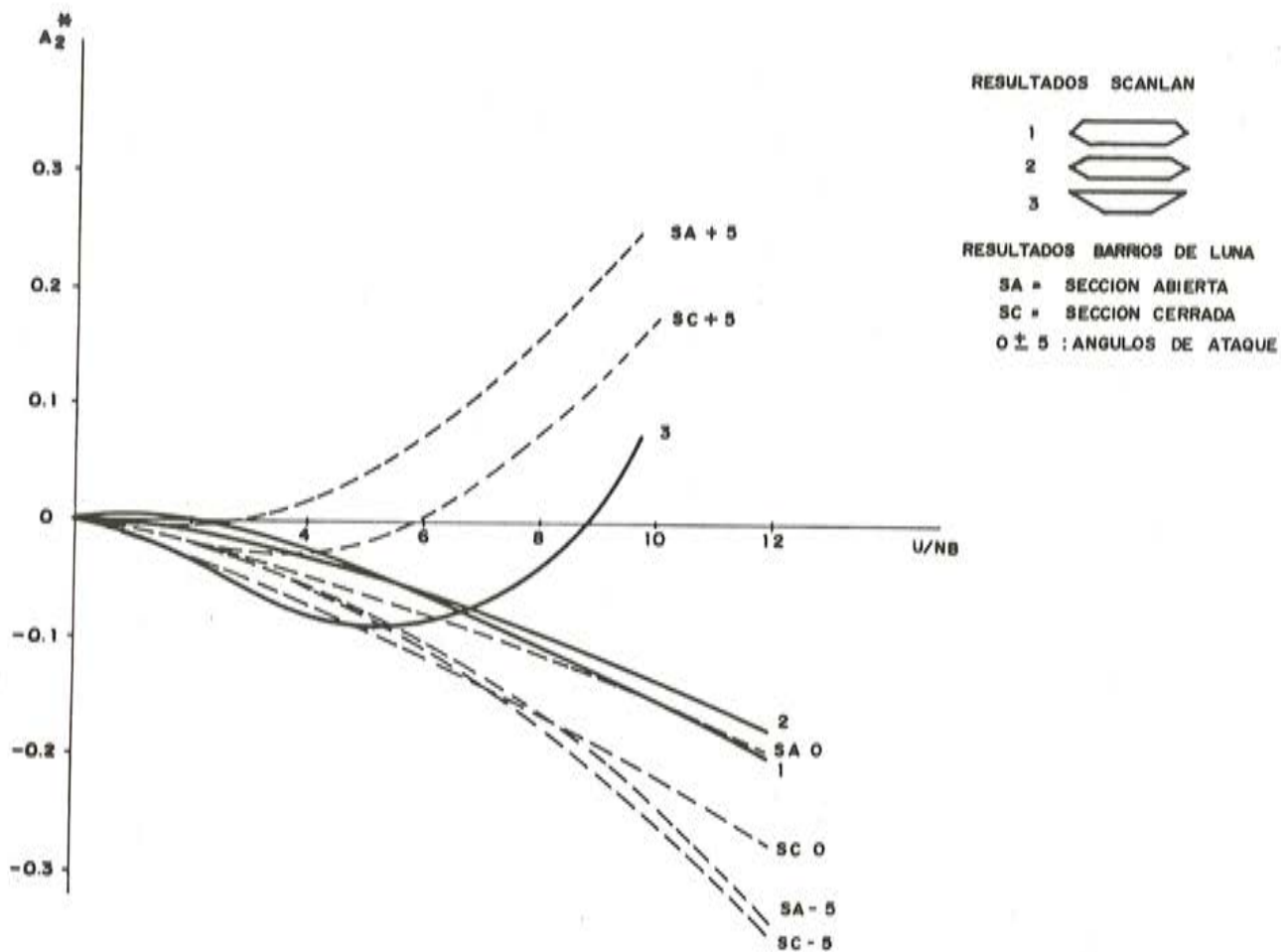


Fig. 2.66.

2.7.2.5 Comparación con resultados anteriores.

El punto de referencia para comprobar la validez de estos ensayos dinámicos debe ser el conjunto de resultados publicados por Scanlan sobre la forma de las 6 funciones A_1^* y H_1^* para un gran número de secciones. Ciñéndonos a las secciones tipo cajón, hemos representado en las figuras 2.66 y 2.67 los resultados de Scanlan para las funciones A_2^* y H_1^* junto con los obtenidos en el caso del puente de Barrios de Luna.

En la figura 2.66 se observa que, para ángulos de ataque de 0° y -5° , la sección tiene un comportamiento similar al de los cajones tipos 1 y 2 de Scanlan. Se trata en todos los casos de secciones estables ya que A_2^* es negativa. Por el contrario, para un ángulo de ataque de $+5^\circ$ la sección, ya sea la abierta o la cerrada es inestable y además de forma más acusada que el cajón tipo 3. Ya hemos visto que esta posible inestabilidad no entraña peligro alguno para el puente por producirse a una velocidad cercana a los 100 m/s y además para un ángulo de ataque que no se puede alcanzar en la práctica según se ha visto anteriormente (el máximo giro previsible del tablero es de $\pm 0,6^\circ$).

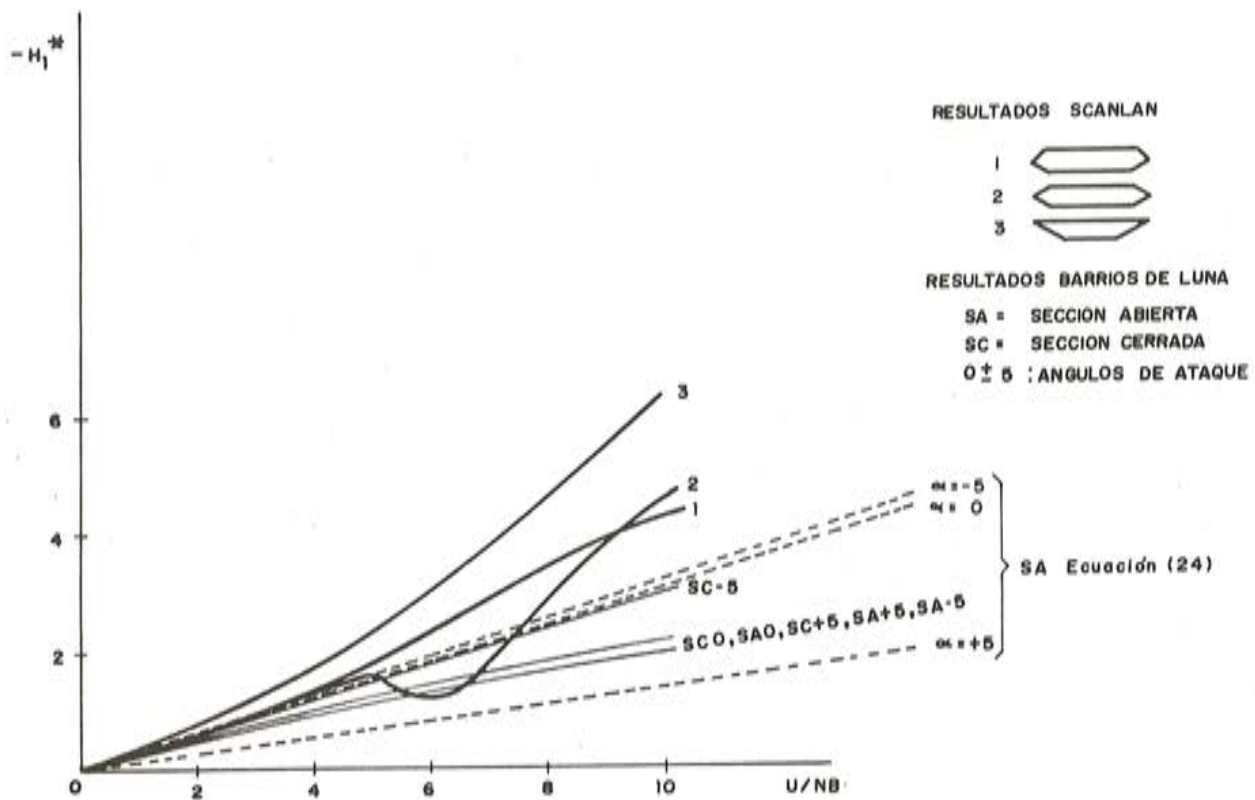


Fig. 2.67.

En el caso de la función H_1^* (véase figura 2.67) todos los resultados se agrupan salvo para la sección cerrada con un ángulo de ataque de -5° . Estos resultados son generalmente inferiores en valor absoluto a los correspondientes a las secciones 1, 2 y 3 estudiadas por Scanlan. Esta función H_1^* también se puede estimar a partir del ensayo estático, asociando el cociente h/U a un ángulo de ataque efectivo. De esta forma, teniendo en cuenta las ecuaciones (3) y (9) es sencillo deducir la expresión.

$$H_1^* \approx -\frac{1}{4\pi} \frac{dC_L'}{d\alpha} \left(\frac{U}{NB} \right) \quad (24)$$

en la que se observa la dependencia lineal de H_1^* respecto de la velocidad reducida, U/NB , que se cumple aproximadamente como se aprecia en la figura 2.67. Sin embargo, la pendiente está sobreestimada (para $\alpha = 0^\circ$) al aplicar esta ecuación, lo que demuestra la imposibilidad de deducir las funciones aerodinámicas a partir de los resultados de un ensayo estático (coeficiente de forma) y mediante consideraciones que implican el suponer en la maqueta un comportamiento cuasi-estático. Sin embargo, este método se debe de tener en cuenta si se pretende obtener una estimación de estas funciones ya que los resultados obtenidos no están excesivamente desviados respecto a los reales.

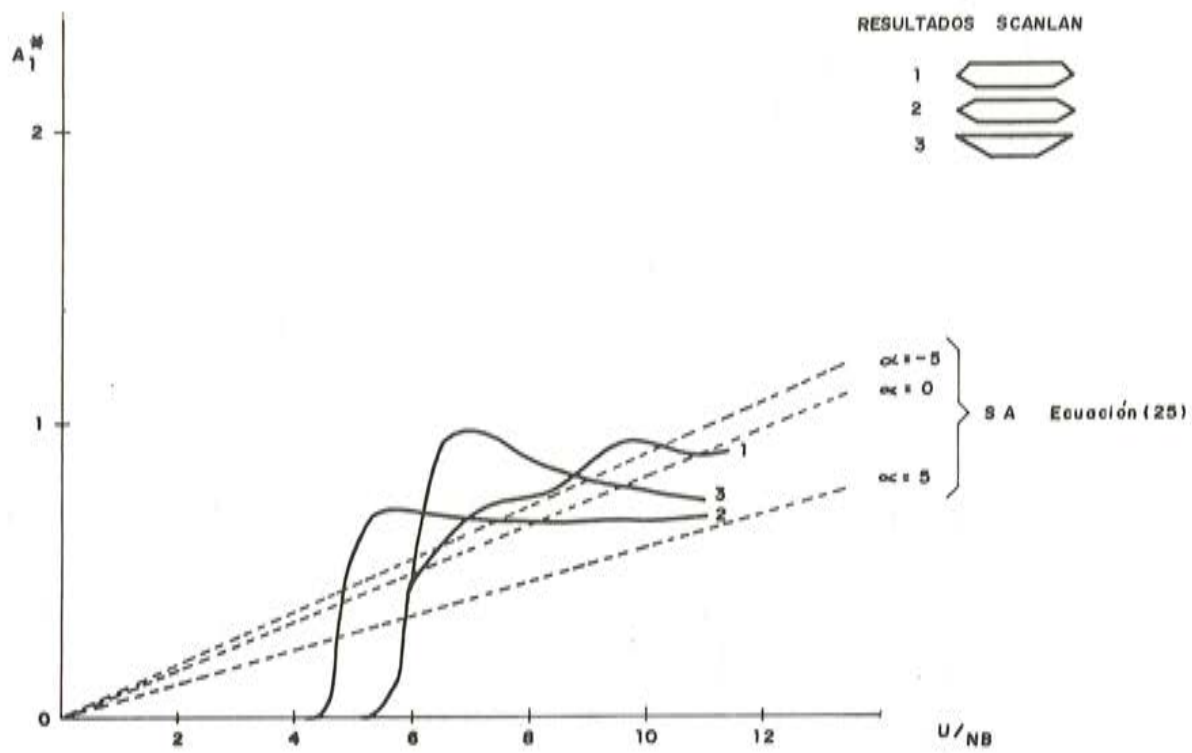


Fig. 2.68.

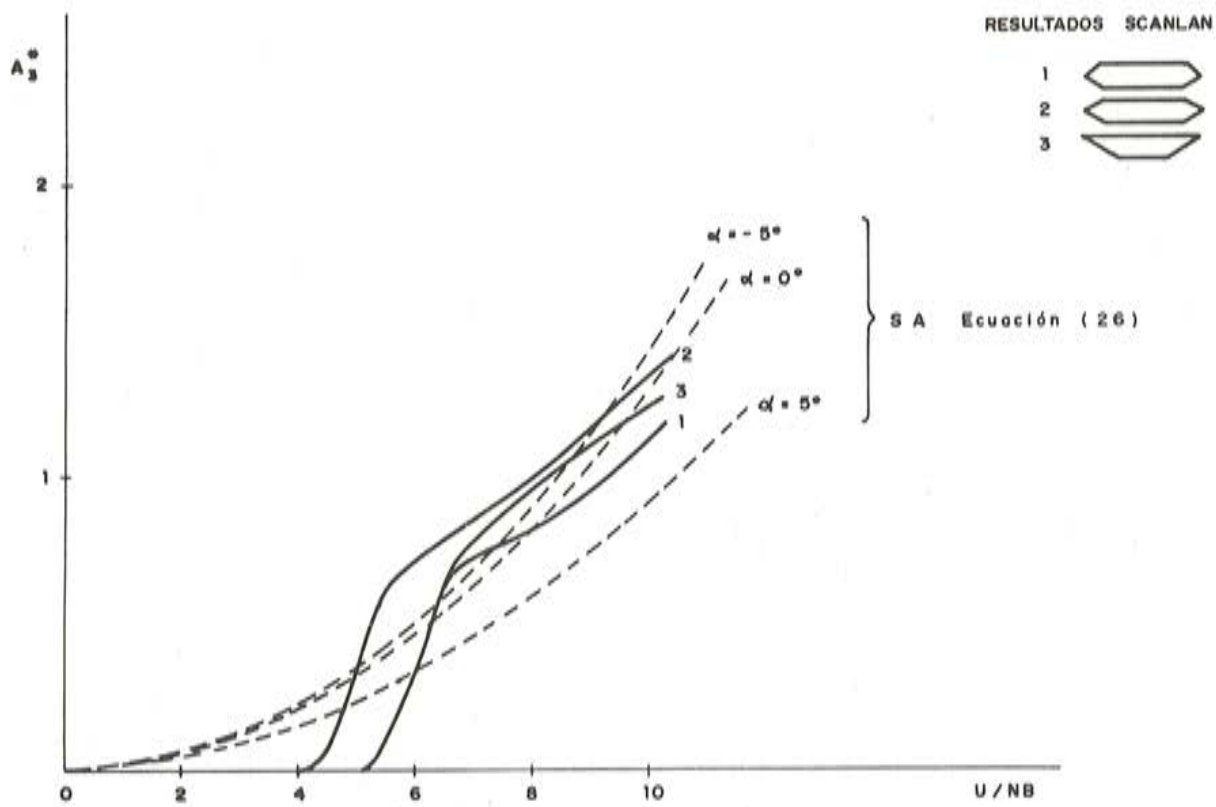


Fig. 2.69.

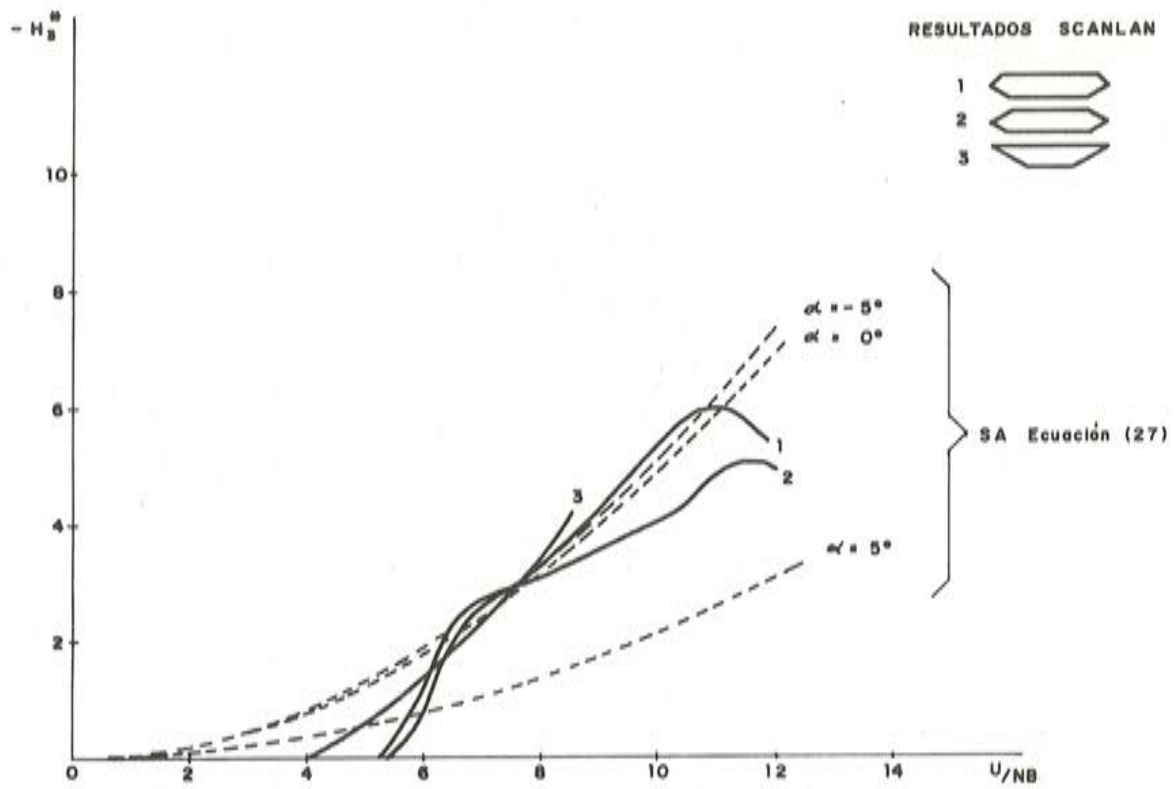


Fig. 2.70.

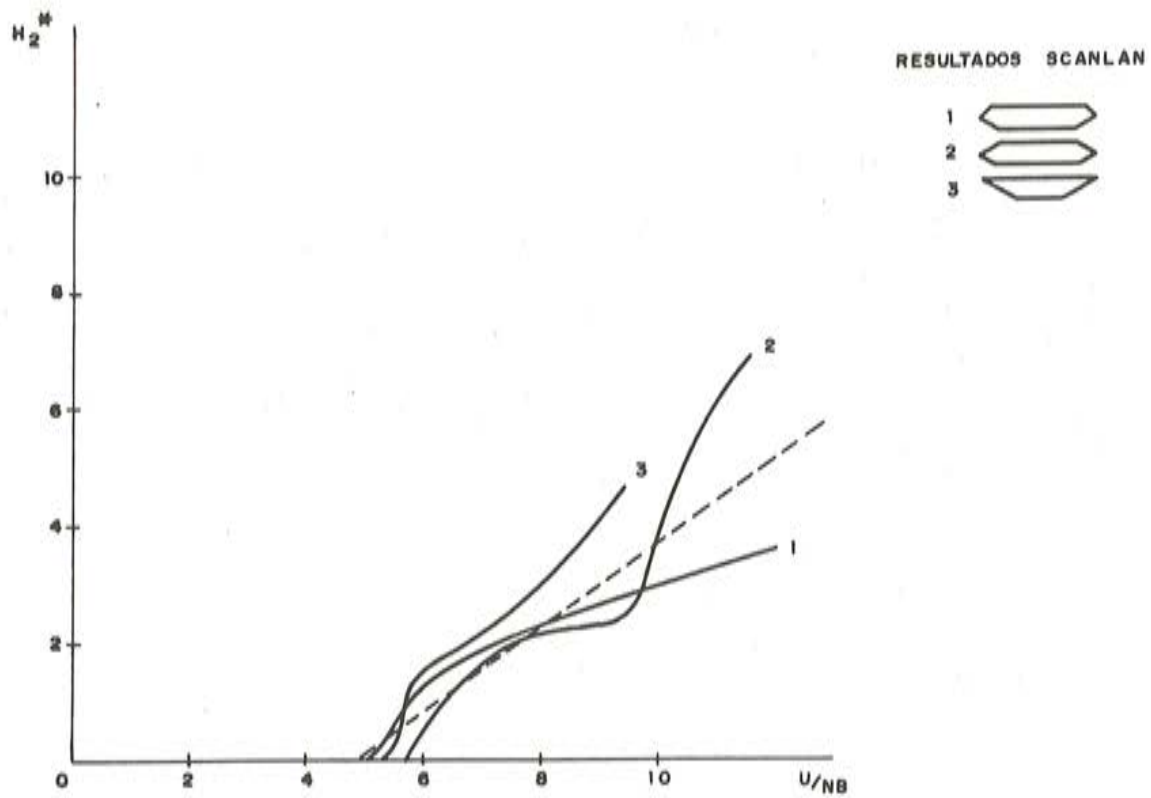


Fig. 2.71.

Consideraciones semejantes se podrían realizar para determinar las funciones A_1^* , A_3^* y H_3^* que corresponden a la variación de la fuerza de sustentación y al momento en función del ángulo de ataque. Se pueden deducir a partir de las ecuaciones (3), (4), (9) y (10) las expresiones siguientes:

$$A_1^* \approx \frac{1}{4\pi} \frac{d C_M'}{d \alpha} \left(\frac{U}{NB} \right) \quad (25)$$

$$A_3^* \approx \frac{1}{8\pi^2} \frac{d C_M'}{d \alpha} \left(\frac{U}{NB} \right)^2 \quad (26)$$

$$H_3^* \approx - \frac{1}{8\pi^2} \frac{d C_L'}{d \alpha} \left(\frac{U}{NB} \right)^2 \quad (27)$$

Estas expresiones se han aplicado a la sección abierta para los tres ángulos de ataque considerados hasta ahora y se han comparado a los resultados correspondientes de las secciones 1, 2 y 3 de Scanlan (figuras 2.68 a 2.70). El análisis de estas figuras permite deducir que los valores de A_1^* , A_3^* y H_3^* estimados concuerdan muy bien con los valores deducidos por Scanlan sobre todo para los ángulos de ataque -5° y 0° .

En la figura 2.71 se han representado los tres resultados de Scanlan para la función H_2^* así como una aproximación lineal que podemos tomar como válida en nuestro caso, a falta de más datos, dado que no es posible deducir H_2^* de los resultados experimentales como se vió anteriormente.

2.7.2.6 Análisis de la estabilidad del puente

Aunque los resultados de los ensayos aseguran la estabilidad del puente frente al fenómeno del flameo para velocidades de viento inferiores a la de proyecto es posible utilizar las funciones aerodinámicas para estudiar la estabilidad con los datos de densidad del aire y de amortiguamiento reales en la estructura.

La densidad del aire a 1.120 m de altitud es apreciablemente inferior a la correspondiente al I.N.T.A. (585 m). Por otro lado, el amortiguamiento de la estructura no se conoce pero puede ser tan bajo como un 0,5 por 100 mientras que en los ensayos el valor del amortiguamiento varió entre 0,3 por 100 y 1,3 por 100.

Por estas razones se ha calculado la velocidad de inestabilidad por flameo para un amortiguamiento variable y en las condiciones reales de presión y temperatura, obteniéndose los resultados representados en la figura 2.72. En esta figura se puede comprobar que para ángulos de ataque de 0 y -5° la sección es estable y que sólo se produce la inestabilidad para un ángulo de ataque de 5° . Este último caso, para que la velocidad de inestabilidad coincidiese con la velocidad de proyecto, sería necesario que el amortiguamiento relativo fuese 0,0003 lo cual no se puede producir en este tipo de estructuras. Para los valores reales del amortiguamiento (0,5 a 1 por 100) la velocidad de inestabilidad varía entre 88 y 110 m/s lo cual concuerda muy bien con los valores obtenidos en los ensayos.

El cálculo anterior se ha realizado para la sección abierta. Dado que la sección del puente no es uniforme y que los desplazamientos y giros del tablero tampoco lo son, sería en principio necesario integrar las ecuaciones 5 a 8 a lo largo del tablero teniendo en cuenta que los desplazamientos vienen fijados por la forma de los correspondientes modos de vibración. Este cálculo, empleado ya por varios autores (Scanlan, Juliá) es innecesario en este caso debido a la gran estabilidad de la sección.

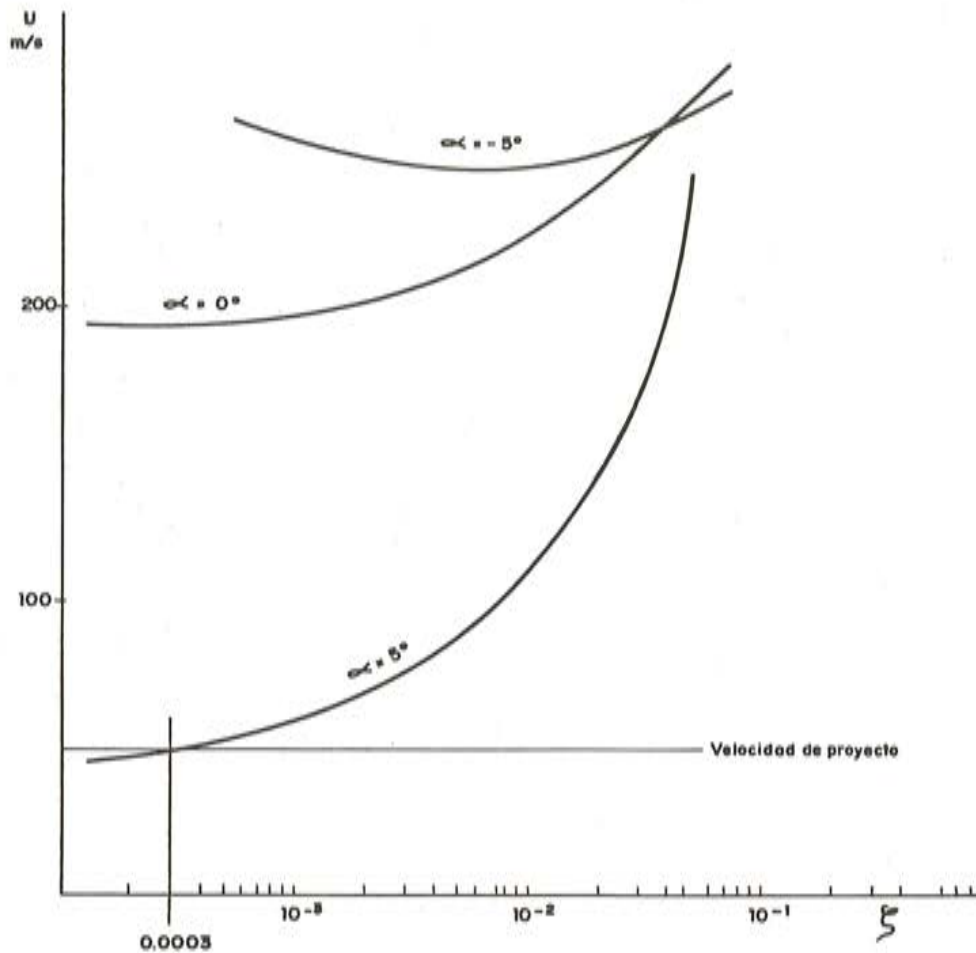


Fig. 2.72.

2.8 Análisis dinámico (M.A. Astiz)

2.8.1 Determinación de los modos de vibración

La determinación de los modos de vibración y de las frecuencias correspondientes se realizó mediante el cálculo matricial utilizando el mismo modelo de la estructura que para el estudio de las hipótesis de carga. Este modelo consta de 365 nudos y 508 barras y por lo tanto supone considerar 2.190 grados de libertad. La matriz de masas se supuso diagonal para lo cual se concentraron las masas de las distintas barras en los nudos correspondientes. Dado que la discretización de la estructura es muy fina y que no se consideran problemas de impacto esta hipótesis es razonable y por otro lado simplifica en gran medida la determinación de los modos de vibración.

Se han calculado los primeros 20 autovalores y sus correspondientes modos por el método de la iteración en subespacio. De estos modos, los más significativos son los siguientes:

Vibración del dintel en el plano horizontal (flexión transversal)

$N = 0,246 \text{ Hz}$ (Modo 1)

$N = 1,047 \text{ Hz}$ (Modo 10)

Vibración del dintel en el plano vertical (flexión)

N = 0,358 Hz (Modo 2)

N = 0,486 Hz (Modo 3)

N = 0,607 Hz (Modo 4)

Torsión del dintel

N = 0,702 Hz (Modo 5)

N = 1,084 Hz (Modo 11)

Vibración transversal de las pilas

N = 0,829 Hz (Modo 6): Pila Sur

N = 0,884 Hz (Modo 8): Pila Norte

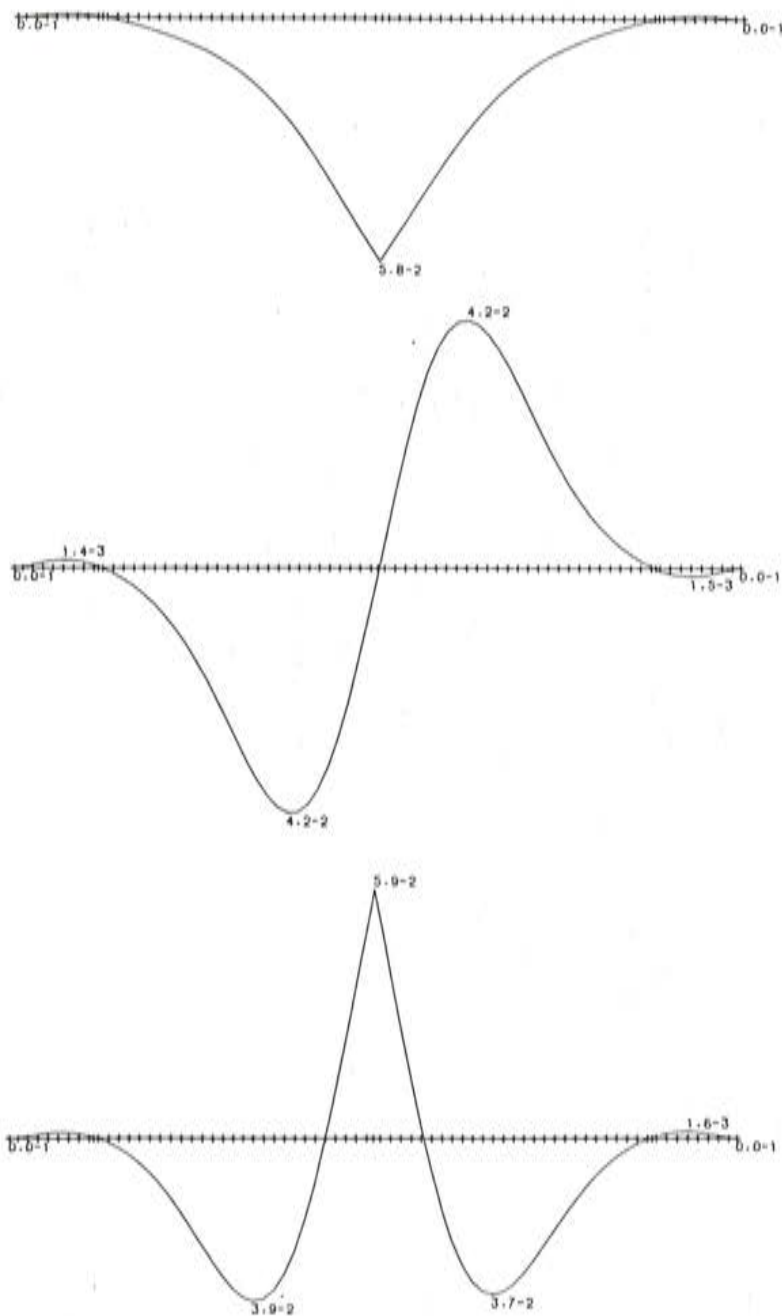


Fig. 2.73. Primeros modos de flexión.

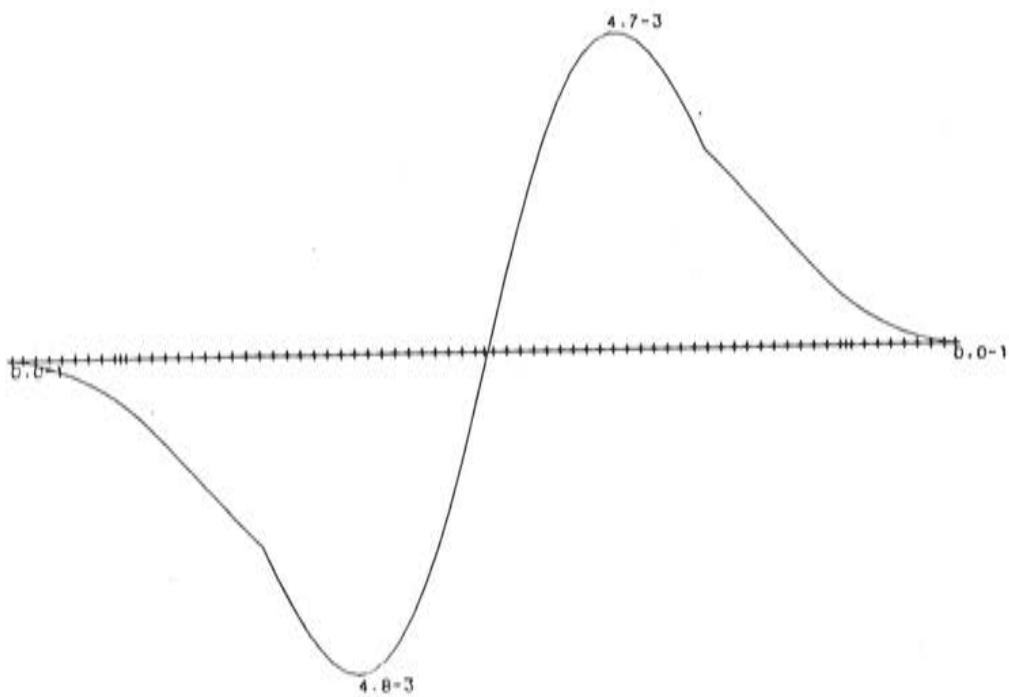
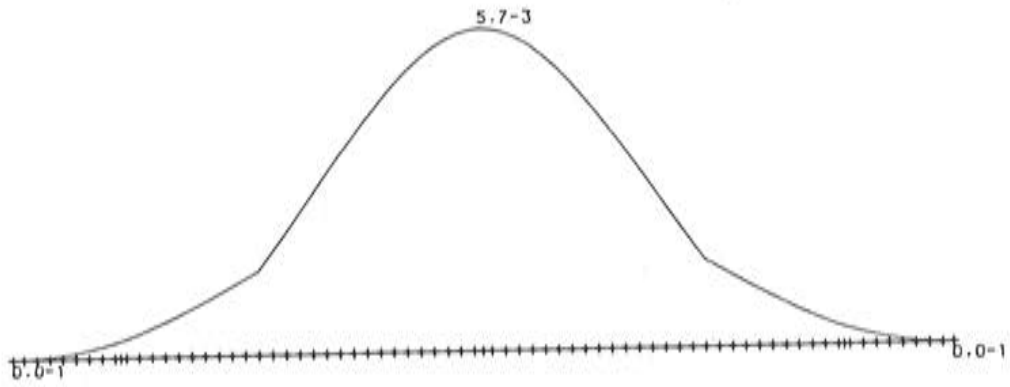


Fig. 2.74. Primeros modos de torsión.

En la figura 2.73 se han representado los desplazamientos verticales del dintel correspondientes a los tres primeros modos de flexión. En el tercer modo se aprecia una falta de simetría en la deformada del dintel que es debida a la diferencia existente entre las pilas Norte y Sur. Estos desplazamientos están normalizados respecto a la matriz de masas de la estructura. En la figura 2.74 se han representado los giros del dintel correspondientes a los dos primeros modos de torsión. Los quiebros que se aprecian en ambas figuras corresponden al punto de paso de la sección cerrada a la sección abierta que supone una discontinuidad muy importante en la rigidez de torsión del tablero y repercute por lo tanto en su deformada.

2.8.2 Estudio de una carga dinámica.

Dado que el puente está situado en la zona primera (intensidad V) no es preciso estudiar cargas sísmicas. Por lo tanto, descontando las acciones de viento que acabamos de estu-

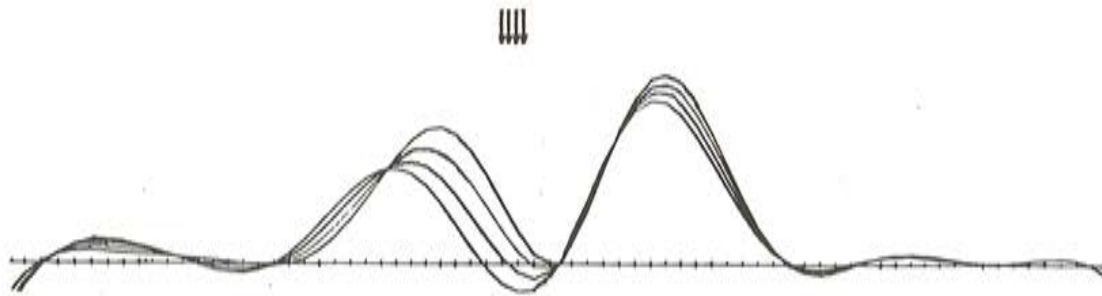


Fig. 2.75. Evolución de la ley de momentos flectores.

diar sólo cabe considerar como acciones dinámicas aquellas que procedan de las sobrecargas de servicio aplicadas sobre el dintel. Como se trata de un puente de carretera no es preciso tener en cuenta impactos importantes originados por el tráfico. Por otro lado, los períodos de vibración de la estructura son bastantes altos como acabamos de ver por lo que sí puede ser interesante comprobar el efecto que produce un vehículo desplazándose a una determinada velocidad sobre el dintel y comparar el estado de esfuerzos que produce en el puente con el obtenido en las correspondientes hipótesis estáticas.

Para el análisis del efecto de una carga constante que se desplaza a lo largo del tablero se ha utilizado el método de superposición modal considerando los mismos 20 modos citados anteriormente. El esquema de integración temporal elegido ha sido el de Newmark con $\delta = 0,5$ y $\alpha = 0,25$ por ser incondicionalmente estable.

La carga considerada ha sido el carro de 60 t de la Norma de Puentes circulando a 80 km/h con la máxima excentricidad permitida por esta Norma. De esta manera se mezclarán efectos de flexión y de torsión en la deformación del tablero. El método utilizado nos permite conocer las leyes de esfuerzos en todo instante. Como ejemplo, la figura 2.75 contiene las leyes de momentos flectores en el dintel, para tiempos que se diferencian entre sí en 0,12 segundos. En esta figura se han representado mediante flechas las correspondientes posiciones del eje central del carro.

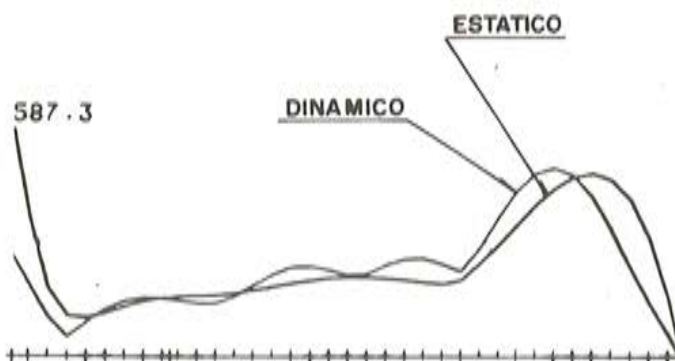


Fig. 2.76. Leyes de momentos flectores máximos estáticos y dinámicos para la mitad Norte del dintel.

La comparación con los resultados del análisis estático se resumen en la figura 2.76 en las que se observan las leyes de momentos flectores máximos en medio dintel, determinadas mediante el análisis estático convencional y mediante el análisis dinámico cuando el carro viaja a 80 km/h. Se observa que las diferencias son poco importantes ya que son debidas fundamentalmente a que los máximos no se calculan exactamente para las mismas posiciones del carro. Es interesante en cualquier caso apreciar el desfase existente entre ambas leyes en las cercanías del centro del puente, efecto que es indudablemente debido al carácter dinámico de la carga analizada.

El efecto de la velocidad del carro también se ha analizado repitiendo el estudio para un carro que se desplace a 60 km/h observándose una coincidencia casi absoluta con los resultados correspondientes a una velocidad de 80 km/h.

3 - VIADUCTO DE LUNA III

El tercer cruce de la autopista sobre el río Luna esta constituido por un viaducto de 22 m de anchura y cuatro vanos de 32 m de luz. El viaducto es curvo, con radio de curvatura medio de 440 m y de una gran oblicuidad variando entre 53° y 32° . La altura a la que pasa sobre el nivel del río es de 18 m. Figuras 3.1 y 3.2.

El planteamiento estructural de este viaducto es consecuencia de los diseños realizados para la primera solución —no construída— para el viaducto sobre el río Huerna. En este caso se trata de un viaducto de gran anchura, de 21,6 m, similar a la del Luna III y una longitud de 492 m. En el planteamos una gran viga cajón continua de la cual vuelan transversalmente una serie de costillas separadas entre sí 3 m.

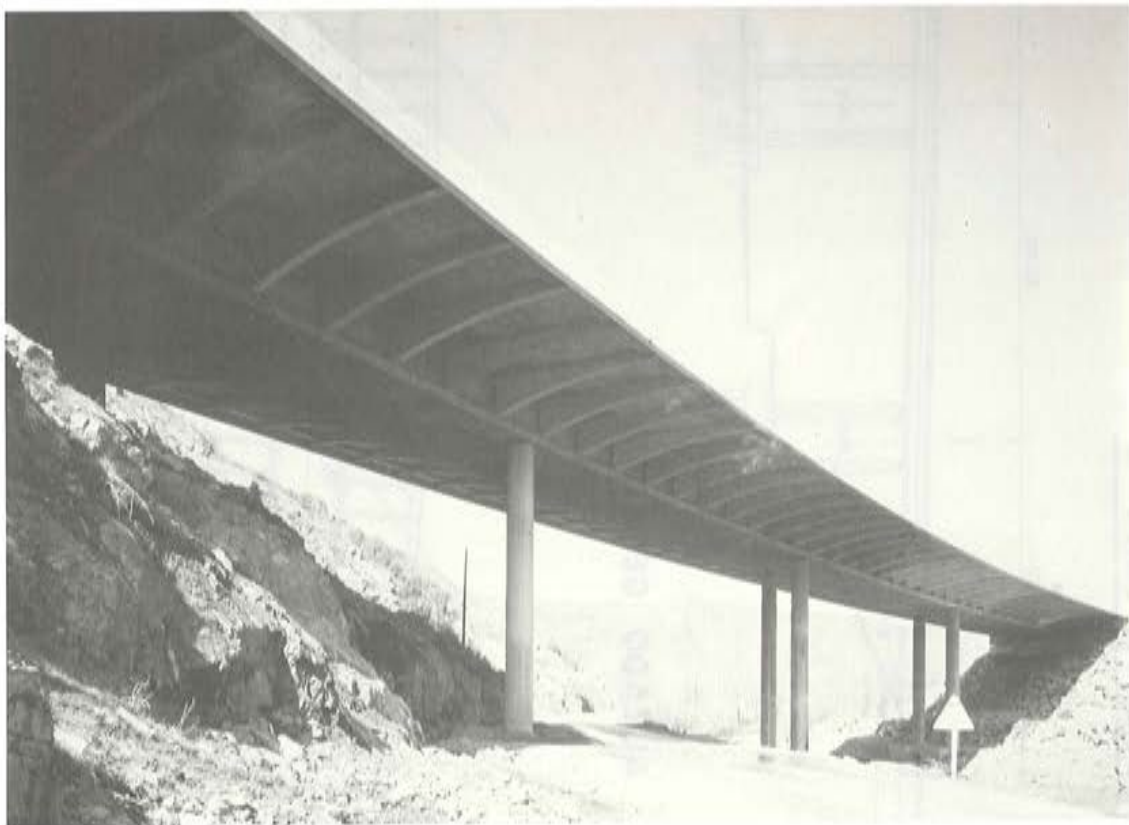
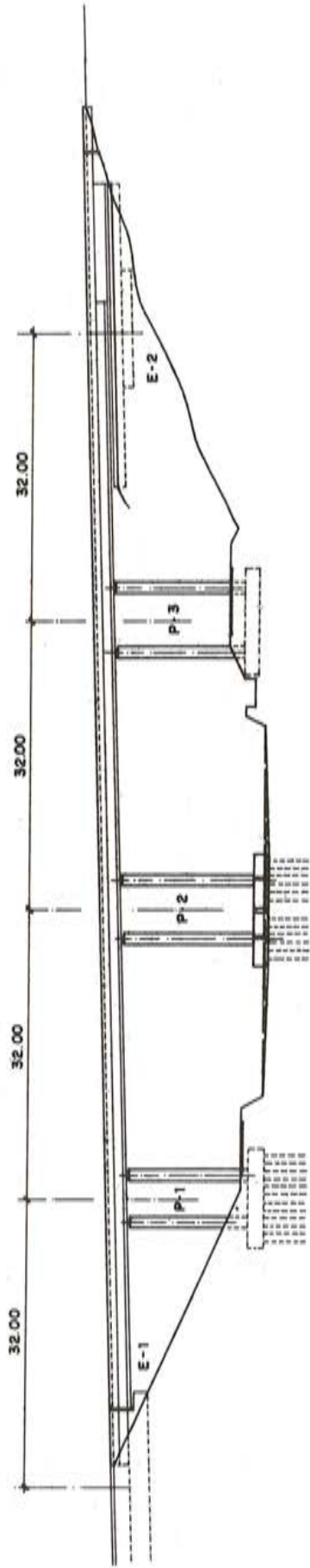
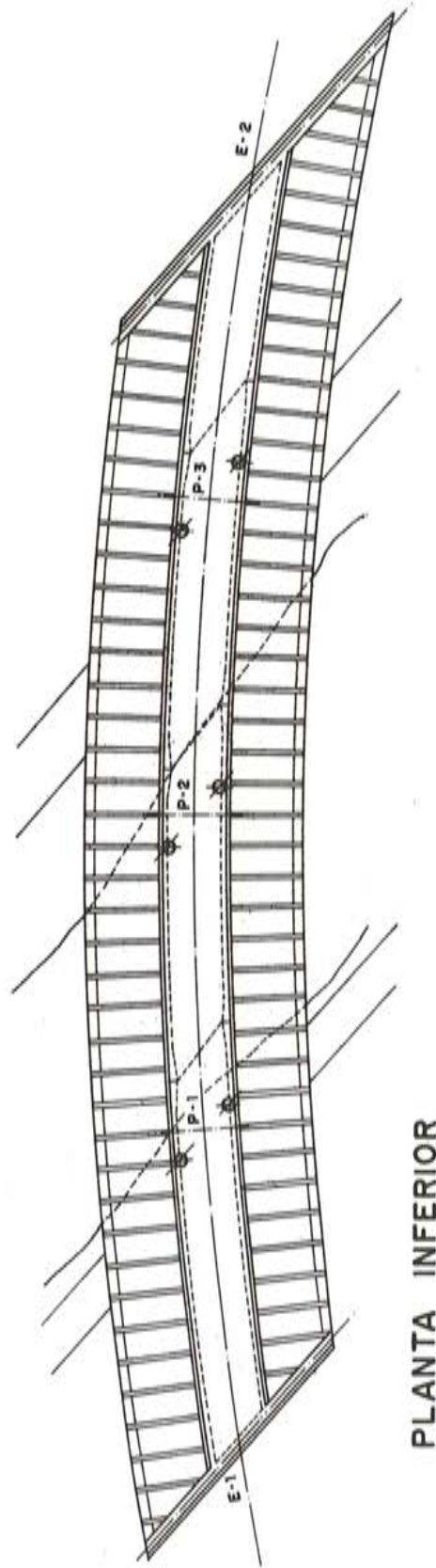


Fig. 3.1.

PUENTE LUNA - 3

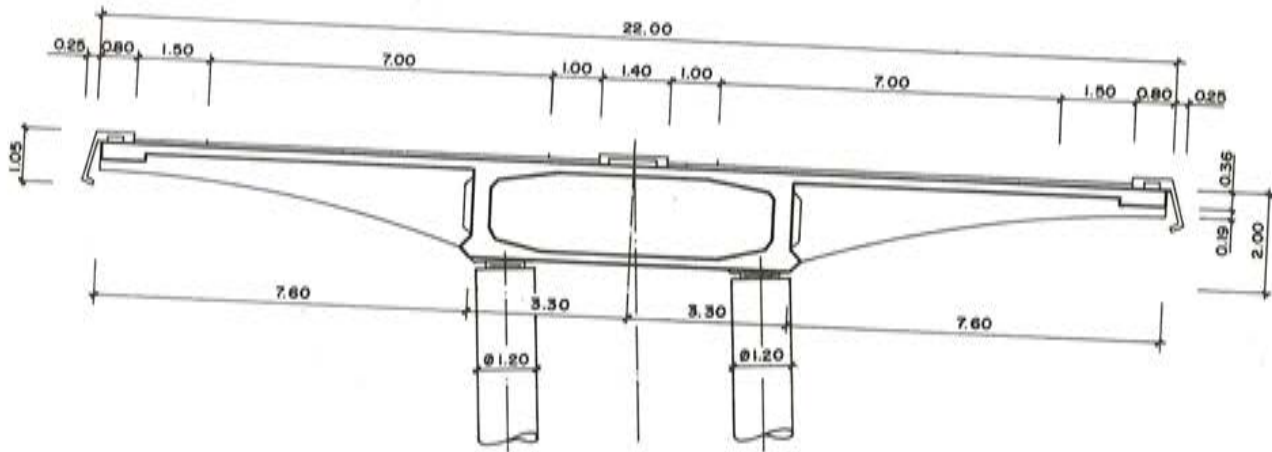


ALZADO GENERAL

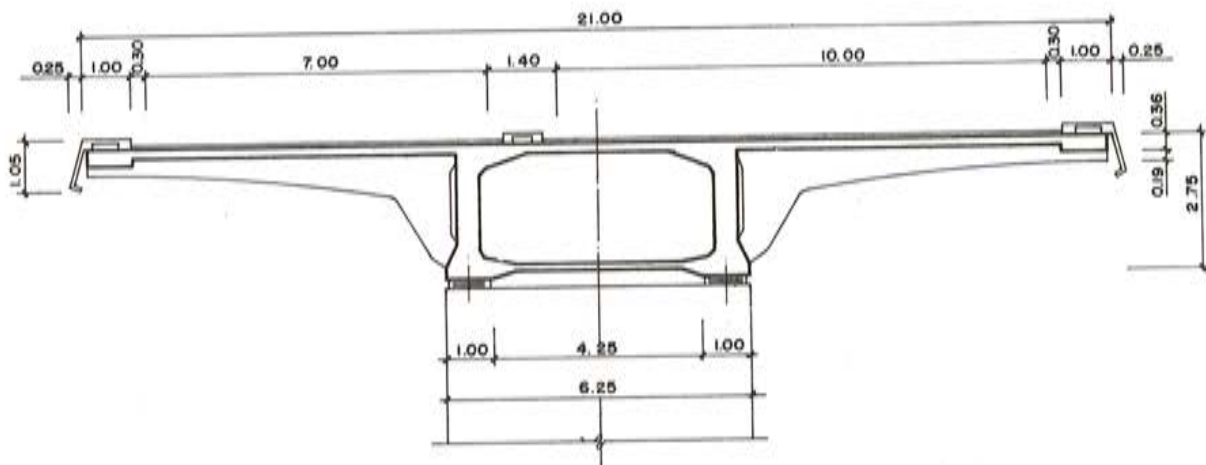


PLANTA INFERIOR

Fig. 3.2.



PUENTE LUNA - 3



PUENTE HUERNA (1ª SOLUCION)

Fig. 3.3.

La intención estructural es realizar un solo elemento resistente longitudinal que lleva su propio ritmo de construcción y que utilizando las magníficas características resistentes a flexión y torsión de la viga de cajón pueda resistir la construcción de los voladizos transversales que se realiza a continuación. De esta manera se consigue acelerar el ritmo de construcción y reducir el volumen de la cimbra (Figura 3.3).

En el caso del puente de Huerna no pudo realizarse por falta de plazo, optándose por una solución totalmente prefabricada que comentamos en otro apartado. En el puente de Luna III, adoptando la solución a sus características particulares, pudo realizarse.

Dada la limitada longitud de este puente, la construcción de la viga cajón se realizó con cimbra metálica apoyada en el suelo en lugar de la cimbra autoportante que se había pensado para el puente de Huerna. Figura 3.4.



Fig. 3.4.

El cajón se realizó en cuatro fases, construyendo tramo a tramo por cortes oblicuos situados a los cuartos de la luz.

El cálculo estructural de este puente fue bastante complejo habida cuenta de la gran oblicuidad de la viga cajón, su curvatura en planta, la gran rigidez a torsión de la viga y su no pequeña relación ancho-luz.

Se realizó en primer lugar un modelo matemático en el que la viga cajón se contemplaba como una unidad lineal de sección transversal indeformable apoyándose por medio de travesaños oblicuos indeformables en los apoyos reales.

Los resultados de este modelo eran bastante adecuados en lo que se refiere a las flexiones y torsiones generales de la viga pero dejaba serias dudas sobre la reproducción del comportamiento en las proximidades de los apoyos oblicuos.

Por esto realizamos un modelo en elementos finitos —losa + membrana— con seis grados de libertad por nudo que resultó plenamente satisfactorio.

Resultado de sus características resistentes y de sus vinculaciones de contorno, el tablero, sobre todo los vanos extremos, queda fuertemente solicitado a torsión necesitándose una gran cantidad de armadura transversal en almas y losa superior e inferior, para resistirla, no compensando su coste el alivio que sobre las flexiones longitudinales introduce la oblicuidad.

Mirando desde este punto de vista surgen dudas sobre la conveniencia de utilizar secciones transversales cajón para puentes tan oblicuos. El efecto de la deformación impuesta a torsión, que es todo apoyo oblicuo, puede soslayarse reduciendo al máximo la rigidez a torsión del tablero. Pero en este caso, esto no era posible, pues la gran envergadura transversal del puente con sus grandes voladizos y el concepto resistente que esta implícito en el diseño de la sección transversal del puente hacia imposible reducir la rigidez a torsión de la viga central sin reducir su rigidez a flexión transversal.

Además este puente tenía como intención, servir de modelo constructivo real al mucho mayor puente recto de Huerna para el cual se hizo el diseño. Pero es necesario tener en cuenta también que un puente no es sólo idoneidad resistente de cara a minimizar esfuerzos, es

también un proyecto formal con una intención constructiva y estética determinada y en ambos el resultado no ha podido ser más adecuado a nuestro entender. El concepto de columna vertebral con costillas que se articulan en ella lleva implícita una manera de ver una estructura que crece y se articula resistentemente de una manera "muy humana". Este mismo concepto resistente está en el tablero del puente atirantado sobre el Ebro que construimos hace años y antes que nosotros en una expresiva realización inglesa (puente de Hammersmith). Sin embargo en esta obra hemos intentado algo diferente.

Las costillas, por su forma y cantidad, son un elemento a ser prefabricado tanto por el ahorro de cimbra que supone como por el de encofrado. En otros casos la costilla es un elemento transversal total, que cruza el puente de uno a otro lado. En este caso hemos decidido aprovechar la capacidad de resistencia a la flexión transversal del marco que constituye la viga cajón, el cual está arriostrado interiormente no solo por las vigas riostras colocadas sobre las pilas sino por dos vigas riostras intermedias.

El problema que se presenta entonces, es la conexión de un elemento prefabricado transversal, a la viga cajón realizada previamente. Si en su conexión la costilla tuviese que traspasar la flexión a través de sus cabezas y el cortante por el alma obtendríamos una conexión complicada con gran continuidad de armadura que atravesaría la cara del cajón para conectarse con el alma de la costilla. Hemos huído de esta solución por complicada y hemos utilizado la capacidad de transporte de cortante de la inclinación de la cabeza inferior de la costilla para realizar únicamente dos puntos de unión entre costilla y cajón, uno en su cabeza superior a la altura de la losa del tablero y otro en la parte inferior en un ligero tacón que sale del cajón, el cual transporta las tensiones inclinadas al punto de unión del eje del alma y de la losa inferior.

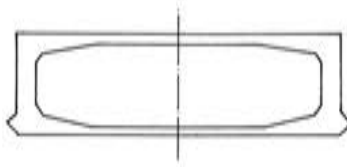
Esta hipótesis de comportamiento ha sido plenamente confirmada por la realización de un modelo de elementos finitos del nudo de unión costilla viga cajón.



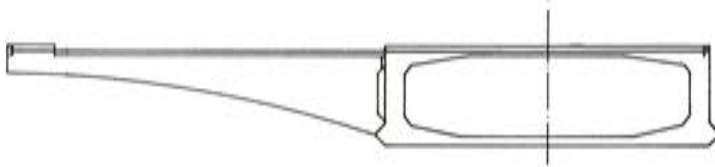
Fig. 3.5. La viga cajón se hormigona en primera fase. Las costillas prefabricadas se colocan por medio de una pequeña grúa móvil que se mueve sobre la viga cajón. Entre ellas se disponen placas prefabricadas, se hormigona la losa superior y se completa el pretensado transversal del tablero.

Fig. 3.5.

PUENTE LUNA - 3



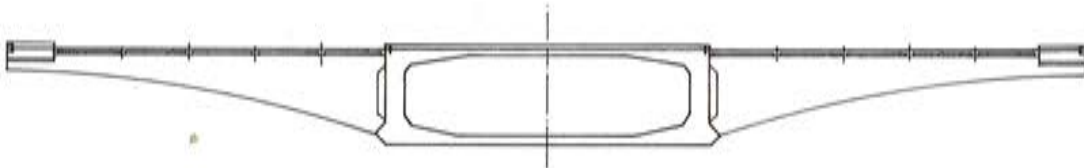
CONSTRUCCION DEL CAJON "TRAMO A TRAMO"



NIVELACION DE LA COSTILLA POR PRETENSADO



FIJACION DE LA COSTILLA POR ACUÑADO PROVISIONAL Y DEFINITIVO



COLOCACION DE PLACAS PREFABRICADAS



HORMIGONADO LOSA SUPERIOR Y PRETENSADO COMPLEMENTARIO

Fig. 3.6.

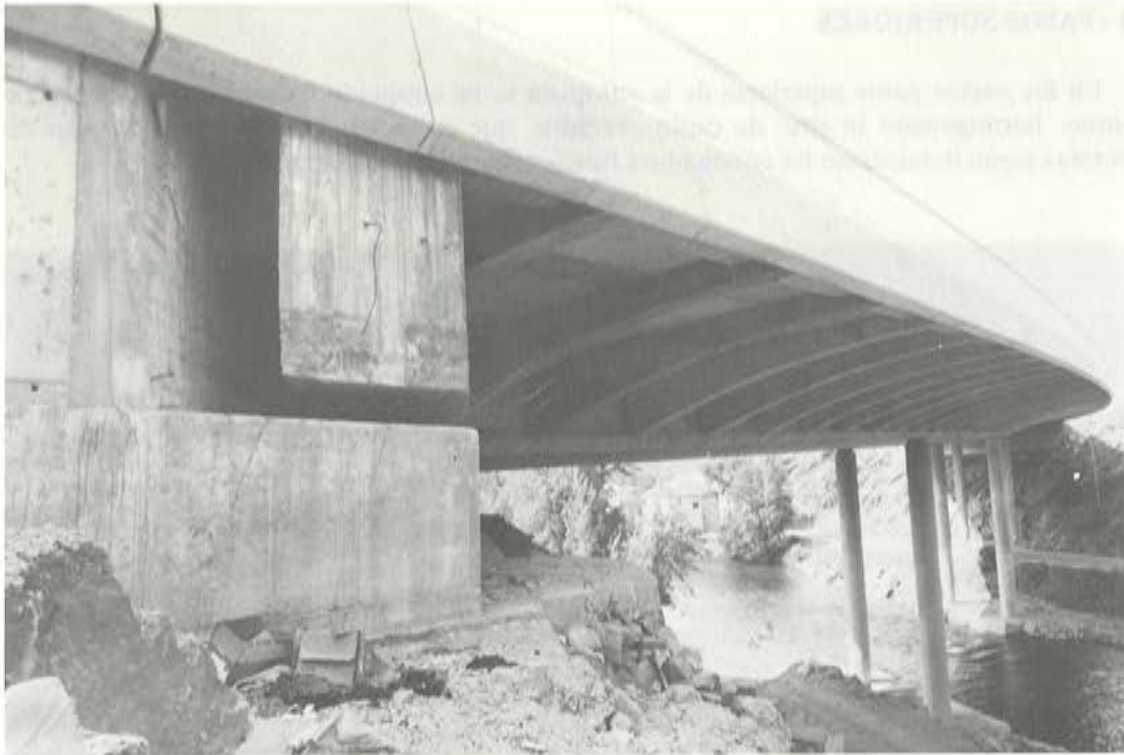


Fig. 3.7.

Con esta disposición estructural la ejecución de las costillas ha resultado de una gran facilidad, siguiendo el siguiente proceso: figura 3.6.

1. Colocación de la costilla prefabricada sobre el tacón inferior de la viga cajón. En dicho tacón se dejó una huella circular en cada punto donde se va a colocar una costilla con una pequeña capa de mortero. La costilla tiene en su extremo otro tacón circular que servirá de rótula provisional para la nivelación de la costilla. Esta se realiza por el pretensado de una barra que anclándose en un extremo de la costilla se ancla en el borde contrario de la viga cajón. (Fig. 3.6).
2. Una vez nivelada la costilla se introduce una pequeña cuña metálica en la parte superior que permite incrementar el pretensado transversal mientras endurece el mortero colocado al efecto en la parte superior y tener así fija la costilla sin necesidad de utilizar la pequeña grúa móvil que las coloca.
3. Una vez endurecido el mortero de unión en la parte superior se incrementa el pretensado transversal para que la costilla tenga capacidad de resistencia para recibir la losa superior del tablero. Todo este pretensado se realiza desde el extremo contrario de la viga cajón con el fin de no necesitar realizar las operaciones de puesta en carga del tirante desde un extremo tan precario en estabilidad como el de una costilla.
4. Colocación de placas prefabricadas longitudinales entre costillas, colocación de la armadura pasiva y el complemento de pretensado transversal del dintel. Hormigonado de la losa in situ y terminación del pretensado transversal.

Los medios auxiliares para la colocación de cada costilla eran mínimos, no era necesario colocar dos costillas opuestas a la vez y la rapidez de ejecución fue muy grande.

La terminación del tablero se completó con la colocación de la acera prefabricada. Figura 3.7.

4 - PASOS SUPERIORES

En los cuatro pasos superiores de la autopista se ha adoptado la solución de tablero continuo hormigonado in situ, de canto variable, que se apoya sobre una serie de pilas dispuestas según determinan las condiciones funcionales de las vías inferiores.



Fig. 4.1.

Dos de los pasos, el de Onzonilla y el del enlace de la Magdalena tienen tres vanos, los otros dos, el puente de Montejos y el ramal G-H del nudo León, tienen solamente dos vanos, con una sola pila central. Figura 4.1.

Los pasos superiores de carretera o autopista no presentan problema resistente alguno. Se trata de luces y alturas moderadas, perfectamente dominadas por la tecnología del hormigón pretensado. Esto permite una gran libertad formal tanto en el dintel como en las pilas.

El único problema de diseño que presentan los pasos superiores es encajarlo bien, con una adecuada distribución de vanos y alturas. Esto no siempre suele ser posible dado que la colocación de las pilas suele venir bastante condicionada por las necesidades funcionales. En el caso de puente de tres vanos conviene, en general, hacer los vanos laterales bastante más largos que lo que impone la distancia entre el pie del terraplén y su coronación. Esto nos ha ocurrido en el puente de Onzonilla sobre la carretera nacional de Madrid a León. Los vanos laterales son cortos y este efecto viene potenciado por la oblicuidad del cruce.

ENLACE DE LA MAGDALENA

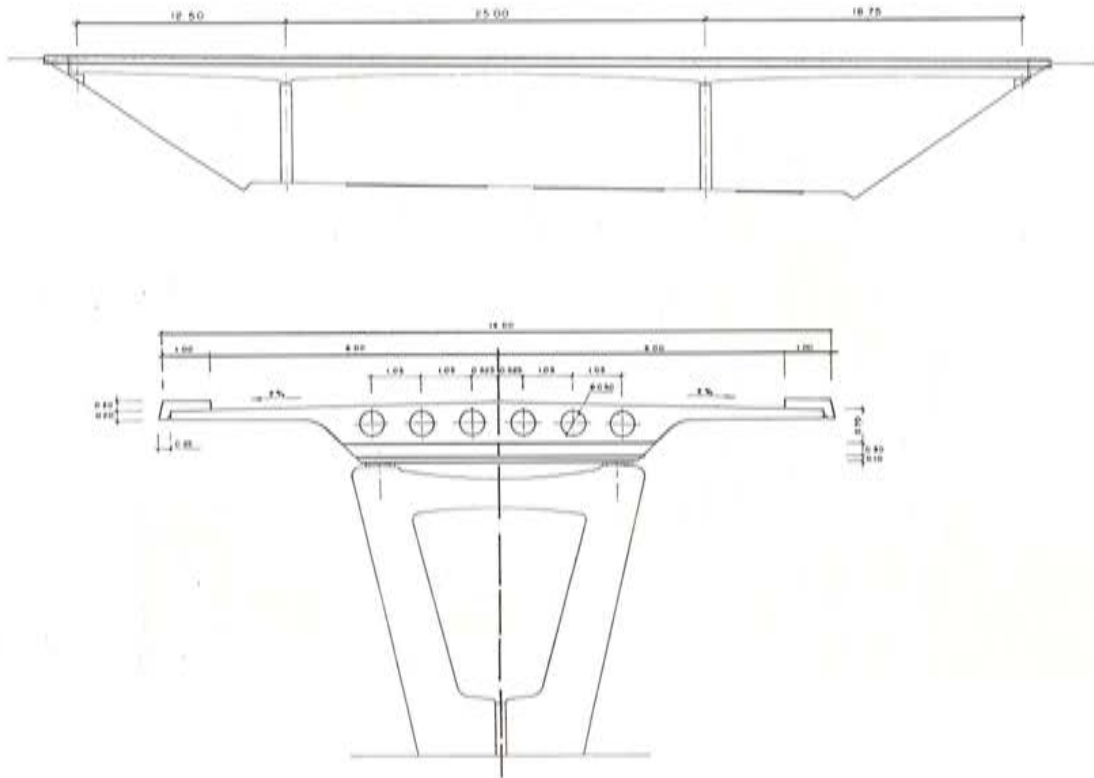


Fig. 4.2.

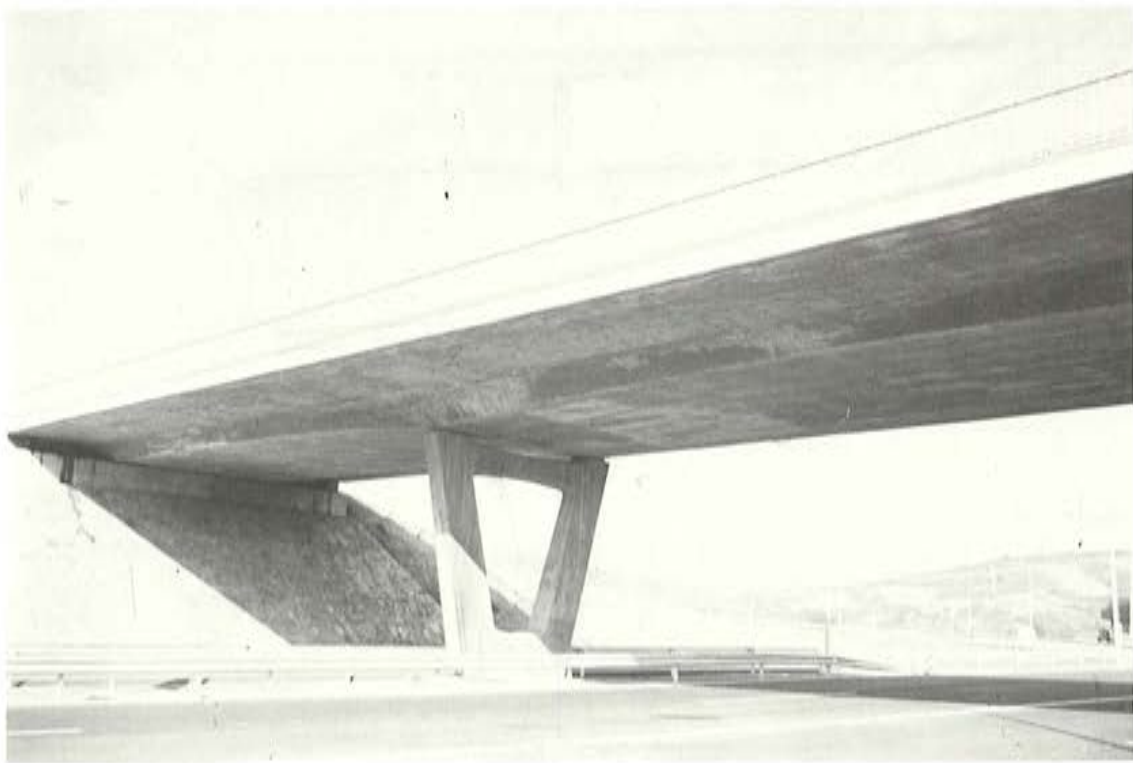


Fig. 4.3.

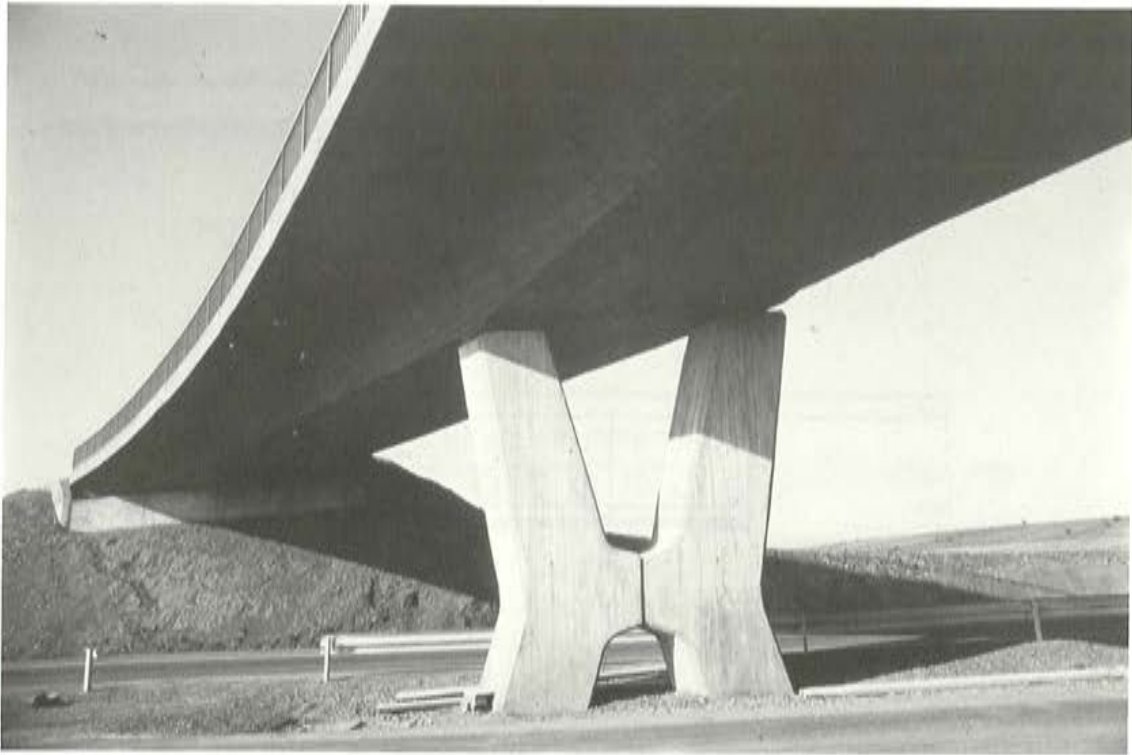


Fig. 4.4.

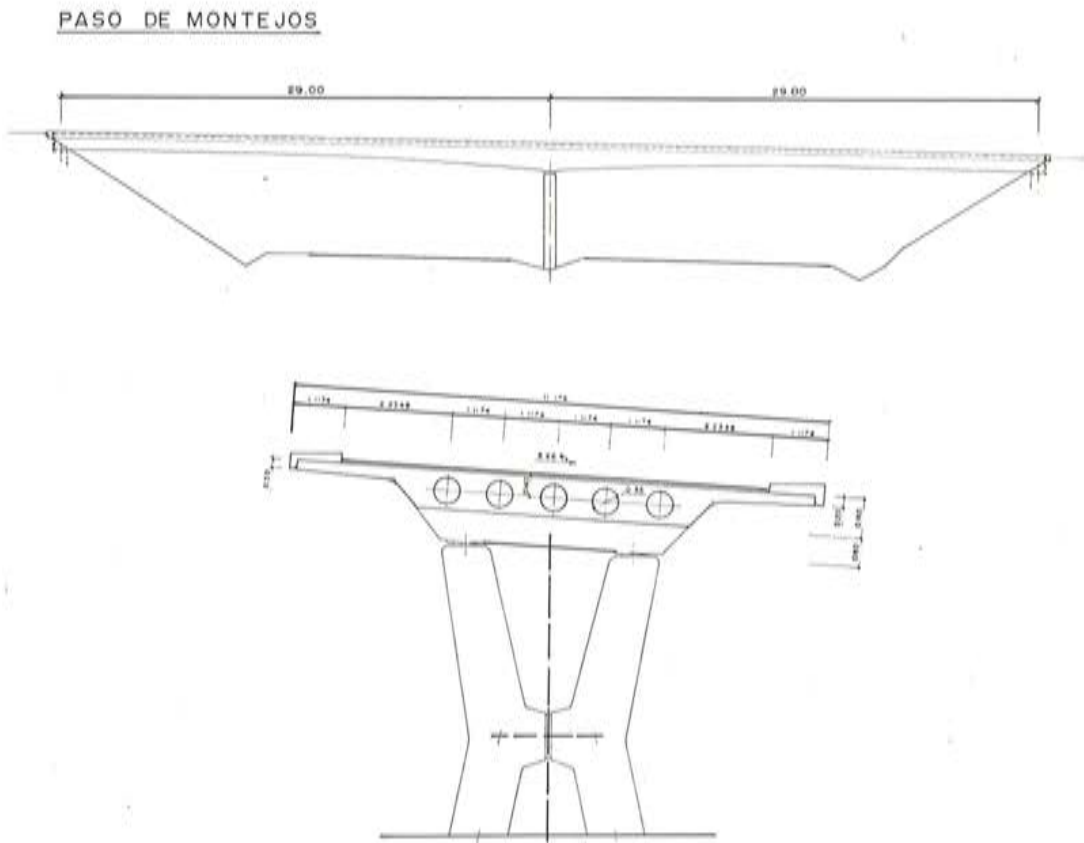


Fig. 4.5.

En el caso del puente del enlace de la Magdalena las condiciones funcionales son más estrictas por el hecho de estar el puente ubicado en desmante y contar con la presencia de una vía lateral de acceso situada junto a la autopista. Este hecho determina una falta de definición armónica de las luces que hemos intentado resolver realizando un dintel con muy poca variación de canto. Figura 4.2, 4.3.

En cambio, en los puentes de Montejos y el ramal G-H del enlace, las condiciones funcionales son exclusivamente el cruce de la autopista. En los dos hemos dispuesto una pila central en la mediana de la autopista. Lo que nos produce un puente tipo "gaviota" que, sin ser excesivamente caro, produce una gran diafanidad de paso. Fig. 4.4 y 4.5.

En planta la curvatura es bastante importante, lo que determina un peralte acusado del tablero. El fondo del dintel se ha dispuesto paralelo a la rasante, en lugar de horizontal, para evitar que el canto del puente sea mayor en un lado que en el otro. La unión con la pila se realiza a través de un pequeño "tetón" cuya finalidad es producir una sensación de despegue del dintel de la pila, lo que, a nuestro entender, acusa la sensación de esbeltez.

El diseño de las pilas está aún menos condicionado que el dintel por las condiciones resistentes. Tiene que soportar únicamente la carga del dintel, centrada o descentrada, el pequeño empuje longitudinal debido a las deformaciones del dintel y el efecto del viento. Esto es bastante poco para condicionar formalmente a la pila, lo que determina una gran variedad en los tipos que se ven por ahí.

Nosotros hemos adoptado dos formas de pilas, una para los pasos en "gaviota" y otra para los otros dos.

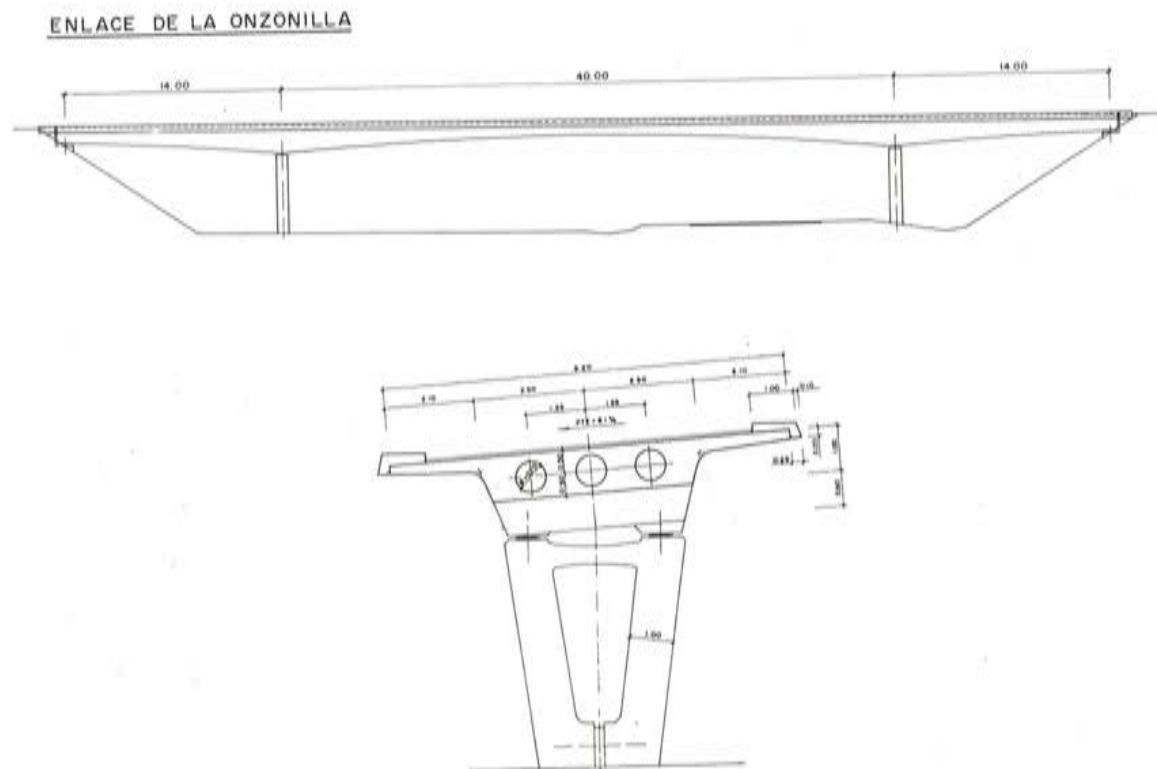


Fig. 4.6.

Para los primeros hemos adoptado una forma de "H" con ramas inclinadas. En los otros dos, una pila trapecial con aligeramiento interior.

Esta última pila, más trabajada que la primera, presenta el inconveniente, para los puentes curvos con fondo de tablero inclinado, de establecer una desarmonía entre el travesaño superior de la pila horizontal y la pendiente del cajón, cosa que no le pasa a la primera por no existir esa referencia.

El "tetón" del dintel sirve también para acoplar uno y otro lado del tablero inclinado a la horizontal de la pila.

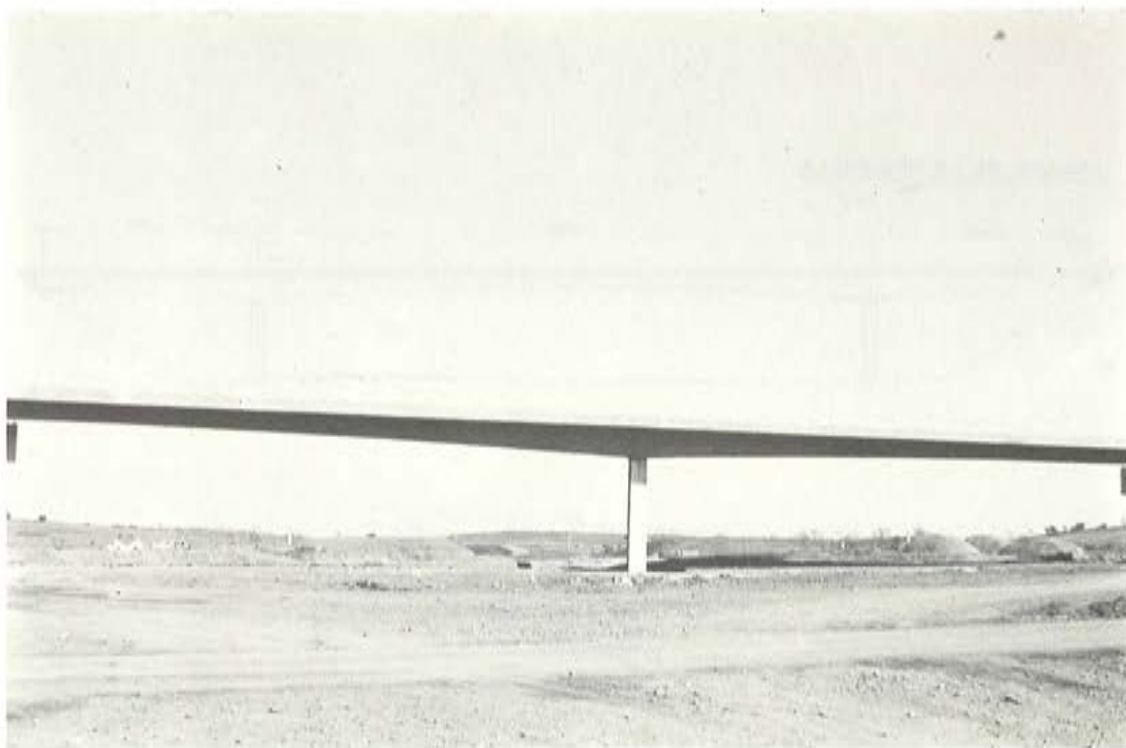


Fig. 4.7.

5 - PASOS INFERIORES

Para todos los pasos inferiores a la autopista, no comentados hasta ahora, hemos elegido una solución de tablero formado por vigas prefabricadas.

Sobre el puente de vigas prefabricadas existe una opinión bastante generalizada: son puentes fáciles de hacer y dan poco trabajo al constructor, son rápidos de construcción y son baratos pero también son bastante feos. Cuando se quiere hacer algo especial se acude al puente *in situ*, más complicado, lento, caro, pero mucho más bonito.

Mi opinión no es exactamente coincidente. Es cierto que son más rápidos de fabricar, pero no está tan claro que sean más baratos y si es verdad que suelen ser más feos que los puentes *in situ* es porque su diseño suele dejar bastante que desear. Esto nos lleva a analizar sucintamente dos problemas.

El primero se refiere a la evolución que están experimentando los constructores en este país. A los constructores no les gusta hacer puentes, empiezan a no saber hacer puentes. No quieren tener especialistas, se ordenan de cara a subcontratar casi todo y cuando hay que plantear algo se hace con movimiento de tierras a no ser que sea imprescindible hacer puentes y en este caso prefieren comprarlos.

Quizá sea un poco exagerado y poco matizado lo que acabo de decir y muchos buenos constructores de puentes protestarán con razón, pero no cabe duda de que las cosas van por ahí, cada vez con más fuerza, nos guste o no nos guste.

El segundo se refiere al diseño de puentes prefabricados. Diseñar bien un puente prefabricado, diseñar tablero, pilas, estribos de un puente que se va a montar es bastante más difícil que diseñar un puente *in situ*. El puente de vigas es mucho más rígido que el *in situ* y se encaja peor que éste a trazados curvos y oblicuos. Fig. 5.1.

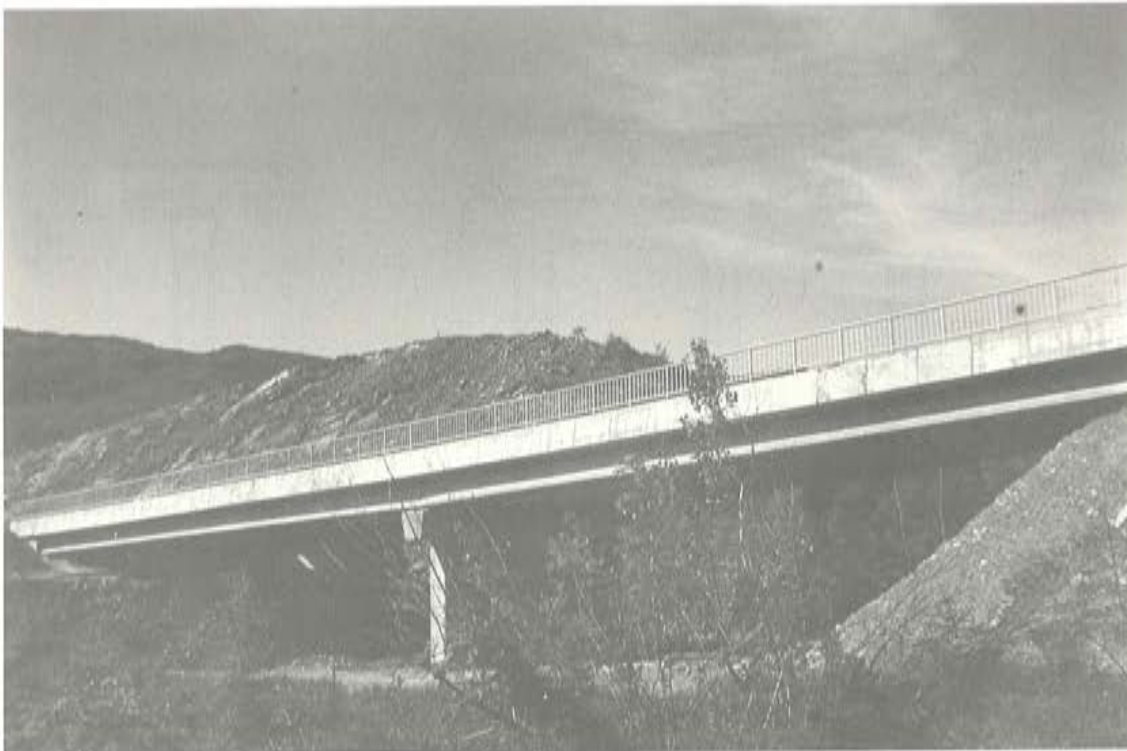


Fig. 5.1.

Hasta ahora las fábricas de prefabricados han dirigido su atención principalmente a la venta de vigas que es el elemento más normalizable y de más fácil aplicación a casos diversos y el que más útil le es al constructor. Este, normalmente, fabrica pilas y estribos sobre los que monta las vigas que compra. Además se suelen poner el menor número de vigas posible con el fin de abaratar el tablero con lo que el canto de las mismas es muy fuerte dando lugar a puentes pesados. No olvidemos que las esbelteces económicas para las vigas están alrededor del quinceavo de la luz, mientras que los puentes in situ se mueven entre el veinteavo y el treintavo para llegar al cuarenta o cincuentavo en el centro de la luz de los puentes de canto variable.

PUENTE DE LUNA - 1

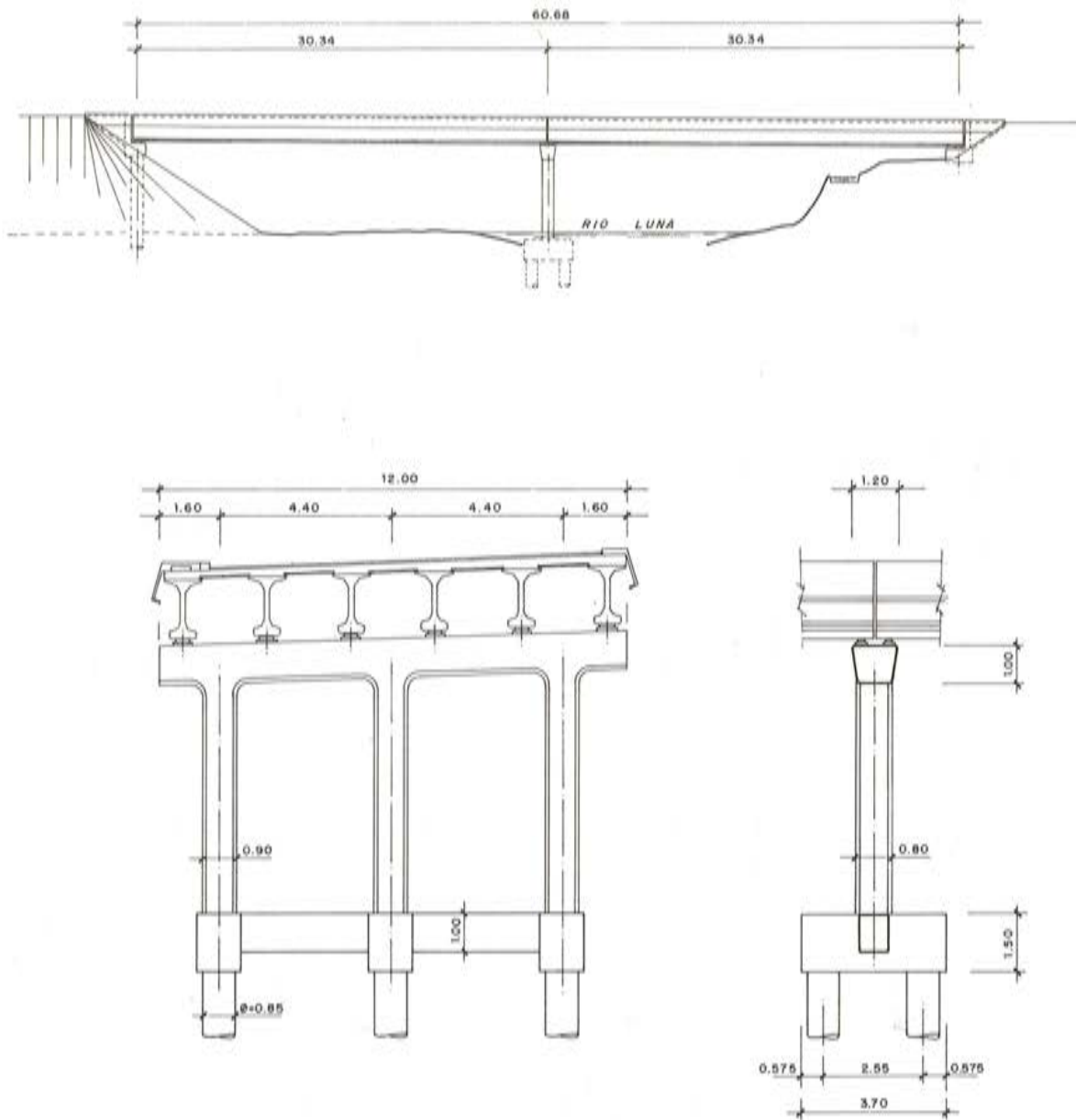


Fig. 5.2.

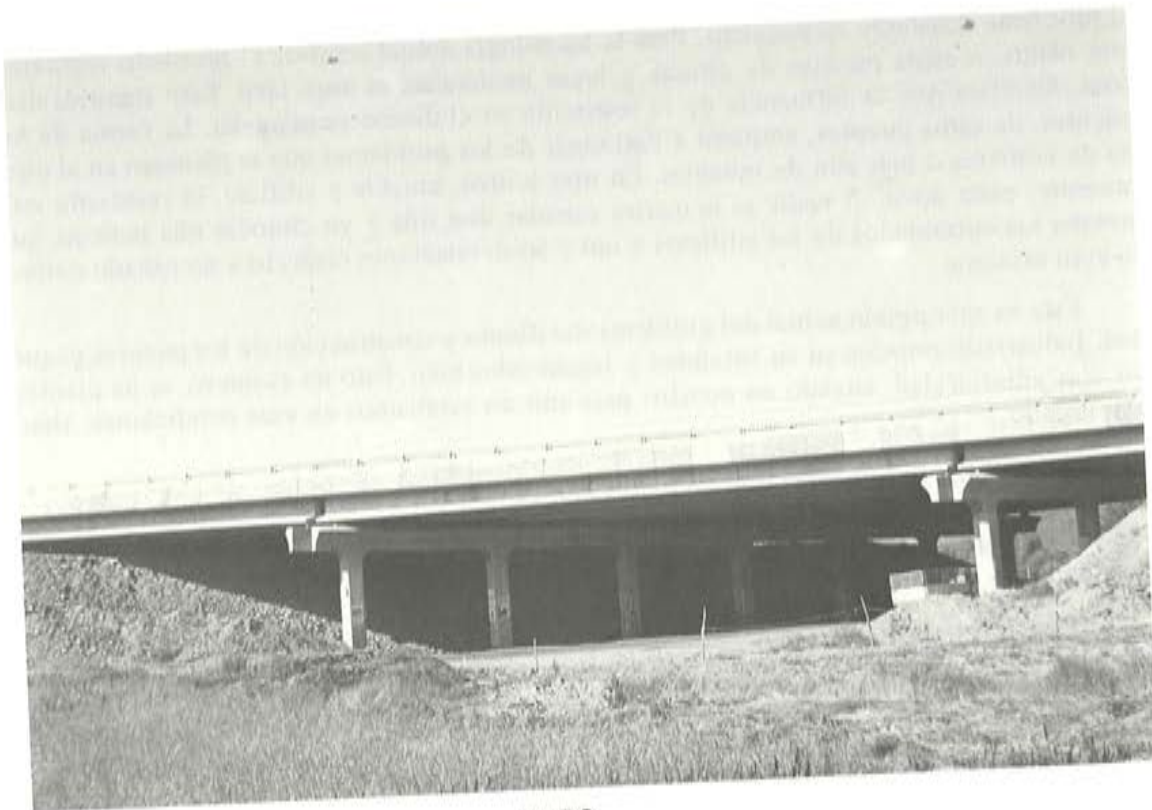


Fig. 5.3.

Esto explica que llevan razón los que dicen que el puente in situ es más bonito. Además las pilas y estribos del puente de vigas suelen estar bastante mal diseñados y cuando acudimos a los detalles, como son impostas, defensas, etc., tan importantes en el aspecto general del puente, nos encontramos con elementos poco cuidados. Lo que en el puente in situ sale solo, en un puente prefabricado hay que diseñarlo.

Algunas fábricas de vigas han afrontado el problema de prefabricar los pilares y las vigas cabezal, buscando el puente total. Y en ellas se observa un defecto que aparece normalmente cuando el que hace una cosa no tiene coacción exterior a su acción. Tiende a facilitar-se los problemas. El diseño de la viga cabezal, eje alrededor del cual gira el problema, suele ser incorrecto, aunque eso sí, fácil de montar y de unir con las pilas y en el que las vigas caben holgadamente.

Un conocido mío suele decir que si se le da a un ingeniero a diseñar el carburador de un coche hará un carburador que funcione muy bien, será barato pero ocupará medio motor del coche y tendrá razones fuertes para defender que sea tan grande.

Si los constructores no quieren hacer puentes sino comprarlos, obliguemos a los prefabricadores a que se planteen el problema en su totalidad, mirando el puente como un todo, no como suma de partes y recomendemos a la Administración que exija puentes mejor diseñados aunque puedan ser un poco más caros que los que hasta ahora paga.

Y de esto tenemos muchos ejemplos. Estamos rodeados de objetos de todo tipo, coches, neveras, muebles, tocadiscos, etc. Muchos de ellos están perfectamente diseñados, la construcción seriada, la funcionalidad y el precio están adecuadamente conjugados dando lugar a objetos útiles y bellos. No digo con esto que los puentes deben seguir exactamente los planteamientos del diseño industrial; deberán encontrar su manera, pero deberán dirigirse por este camino. Porque, además, hay que tener en cuenta que el problema empieza a no ser tan diferente. Cuando comentábamos los pasos superiores de la autopista decíamos que

el problema resistente es pequeño. Para la tecnología actual resolver el problema resistente que plantean estos puentes de alturas y luces moderadas es muy fácil. Esto significa otra cosa. Significa que la influencia de lo resistente en el diseño es pequeña. La forma de los puentes, de estos puentes, empieza a participar de los problemas que se plantean en el diseño de edificios o más aún de muebles. En uno y otro, mueble y edificio, lo resistente está presente, pero poco. A nadie se le ocurre calcular una silla y yo conocía una persona que armaba los entramados de los edificios a ojo y las desviaciones respecto a un cálculo correcto eran mínimas.

Esta es mi opinión actual del problema del diseño y construcción de los puentes pequeños. Industrialicémoslos en su totalidad y hagámoslos bien. Esto no es nuevo, se ha planteado con anterioridad, cuando en nuestro país aún no estábamos en esas condiciones; ahora han llegado.

Se me podrá argumentar que en países más claramente industrializados y desarrollados que el nuestro las cosas no han seguido este camino; cierto, pero en este país tenemos una manera de plantearnos las cosas, no exentas de cierto abandonismo, que nos están conduciendo en esta dirección.

En la autopista Campomanes-León no se han seguido las pautas que preconizamos en esta larga introducción: únicamente lo hemos hecho al final, cuando diseñamos el puente de Huerna. En los demás, el planteamiento de los puentes prefabricados era el normal: comprar unas vigas y montarlas sobre pilas y estribos construidos con anterioridad. Nuestro trabajo ha consistido en lo siguiente:

1. Intentar conseguir unidad formal al conjunto pila-cabezal. Ya que se trata de una construcción in situ podíamos eliminar uno de los defectos presentes, casi siempre, en el conjunto viga-cabezal; la existencia de una disociación marcada entre los dos elementos.

Para ello no era necesario sino realizar una transición curva en alzado entre las pilas y la viga, que es una de las maneras de conseguirlo, y que es nuestra manera actual de hacerlo.

La segunda condición que es necesario cumplir es realizar una transición adecuada entre la anchura del cabezal, necesaria para colocar los apoyos de neopreno y dejar suficiente entrega a las vigas, y la necesaria en las pilas en su trabajo resistente, que es mucho menor. Esto lo hemos conseguido de dos maneras, la primera haciendo trapecial la sección transversal del cabecero en unos casos y haciendo una transición curva, que encaja mejor pero complica más el encofrado, en otros.

2. Mejorar el aspecto del dintel.

Para ello sería necesario en primer lugar poner mayor número de vigas de menos canto. Esto no lo hemos conseguido del todo.

Hacer que las vigas de dos vanos contiguos estén prácticamente a tope sin dejar huecos entre ellas. Este hecho obliga a cuidar un poco, en la fabricación, la longitud de las vigas sin tomarse márgenes innecesarios.

Por último, disponer impostas de gran altura, lo que se ha conseguido sin más que dar un faldón grande a las aceras prefabricadas. De esta manera se proporciona mayor esbeltez al dintel, al crear una línea de sombra intermedia, a la vez que se regulariza la línea superior del dintel.

* * * *

Simposio FIC/CPCI, en Calgary.- Canadá

25 - 31 de agosto de 1984

INVITACION

El Comité Organizador de este Simposio invita, a quienes puedan estar interesados, a participar en una Sesión especial destinada a la presentación y discusión de Comunicaciones que estarán expuestas en paneles.

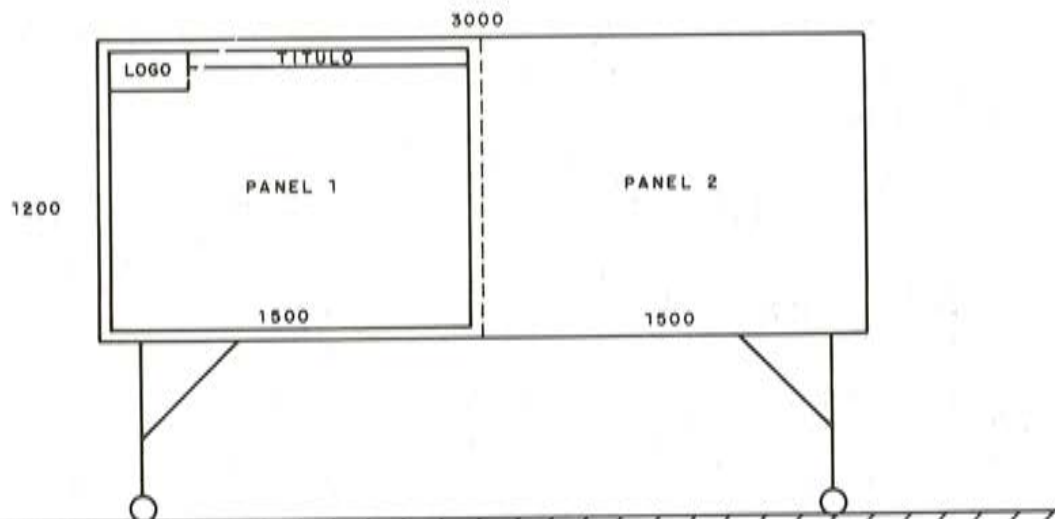
Para esta Sesión, los autores de las Comunicaciones utilizarán paneles para presentar un tema particular, el cual será posteriormente discutido. Como estos paneles estarán expuestos con antelación a la fecha fijada para la Sesión, las personas que deseen conocer con mayor amplitud aspectos relacionados con alguno de los temas incluidos en dichos paneles, tendrán ocasión de establecer contactos personales con los correspondientes autores; lo que se espera pueda dar lugar a fructuosas discusiones.

Cada comunicación que haya sido aceptada por el Comité Organizador, se exhibirá ocupando la mitad de un panel de 1,20 x 3,00 metros. El Comité se reserva el derecho de rechazar aquellas Comunicaciones de carácter básicamente comercial.

PRESENTACION Y DIMENSIONES

1.- Los tableros para los paneles son, generalmente, de 1,20 x 3,00 metros, según se indica en la figura adjunta. La superficie destinada a cada Comunicación es de 1,20 x 1,50 metros = 1,80 metros cuadrados. Ninguna Comunicación podrá exceder de estas dimensiones.

2.- El material de cada Comunicación (texto, diagramas, esquemas, fotografías, etc.) deberá montarse dentro de un recuadro de las dimensiones antes citadas y resultar claramente legible desde una distancia de dos metros. Se podrá distribuir también información complementaria, siempre que no tenga carácter comercial. No se admitirán maquetas u otros objetos tridimensionales.



3.— El material que vaya a exponerse, deberá entregarse totalmente terminado y montado en el panel correspondiente, de tal forma que su colocación en el tablero de exposición no ofrezca dificultades.

4.— En el borde superior del panel se dejará libre una banda de 10 cm de anchura, para colocar en ella el título de la Comunicación y el nombre del autor. Las letras utilizadas para la información incluida en esta banda tendrán, como mínimo, 2 cm de altura. Toda información adicional deberá incluirse en una "hoja de datos", la cual podrá contener también el nombre comercial o logotipo de la empresa.

5.— Cada una de las páginas que se incluyan en el panel, deberá ser, como mínimo, de 30 x 40 cm.

6.— Las letras del texto tendrán, por lo menos, 2 cm de altura, para que puedan fotografiarse. (Por consiguiente no se aceptarán textos mecanografiados). Los textos se podrán redactar en francés, alemán, ruso o inglés. No obstante, se recomienda utilizar el inglés ya que todos los participantes en el Simposio deben conocer este idioma y todas las Comunicaciones presentadas en las diferentes Sesiones de Trabajo, lo serán en inglés.

REQUISITOS

1.— El material de estos paneles deberá marcarse claramente con la indicación "FIP-84" y enviarse, antes del 1 de agosto de 1984, a la siguiente dirección:

Calgary Convention Centre
823 - 1st. S.E.
Calgary
Alberta
Canadá

A efectos de aduana, este material deberá declararse como "Documentación científica-Sin valor comercial". (Si no se va a enviar por adelantado el material que haya de ser expuesto, se deberá comunicar al Comité Organizador Local, la forma en que se piensa hacerlo llegar a Calgary a tiempo para que pueda ser montado en el correspondiente tablero).

2.— El Comité Organizador se encargará de montar en los tableros el material recibido dentro del plazo antes señalado. El montaje se hará siguiendo las instrucciones dadas al efecto por el autor de la Comunicación; instrucciones que deberán incluirse con el material que se envíe.

3.— Transcurrida la indicada fecha del 1 de agosto de 1984, todo material destinado a los paneles debe ser entregado personalmente en el local donde habrá de celebrarse el Simposio. No obstante, las instrucciones para su montaje deberán enviarse por correo, al Comité Organizador, antes de dicha fecha.

4.— El Comité Organizador no aceptará responsabilidad alguna por las pérdidas o daños de cualquier clase que pueda experimentar el material destinado a su exhibición en los paneles.

5.— La preparación, exposición y desmontaje de los paneles, se ajustará al siguiente calendario:

Montaje:	Sábado, 25 de agosto de 1984	de 15,00 a 18,00 horas
	Domingo, 26 de agosto de 1984	de 8,00 a 21,00 horas

Exhibición:	La tarde del 25 de agosto	
	Del 26 al 30 de agosto, inclusive	de 8,00 a 18,00 horas
Desmontaje:	Viernes, 31 de agosto de 1984	de 18,00 a 21,00 horas

Todo el material desmontado deberá ser retirado por el autor en la fecha y hora que oportunamente se anunciará. El material que no se haya retirado en esa fecha, no será devuelto ni conservado por el Comité Organizador.

6.— Los autores de los paneles deberán inscribirse como participantes en el Simposio y estar presentes en los horarios destinados a la discusión de los respectivos paneles. Estos horarios se darán a conocer al iniciarse el Simposio y deberán ser rígidamente respetados. Se fijará también un horario para poder sacar fotografías de los paneles.

7.— Las fotografías de los paneles, junto con una breve sinopsis de los comentarios del autor o un resumen de las consultas y discusiones relativas al tema específicamente tratado en el panel, se incluirán en futuros números de las "Notas de la F.I.P."

8.— Todos los participantes en el Simposio recibirán una relación de los paneles expuestos, con indicación de sus autores, antes de que se inaugure la exhibición.

9.— Los interesados en formular cualquier consulta o solicitar alguna aclaración sobre las anteriores instrucciones, deberán dirigirse a:

Mr. George Adam
Chairman Local Host Committee
F.I.P. Symposia Calgary 1984

Manual de Consejos Prácticos sobre Hormigón

La Asociación Nacional Española de Fabricantes de Hormigón Preparado (ANEFHOP) y la Agrupación de Fabricantes de Cemento de España (OFICEMEN) acometieron en 1975 la preparación de este manual que en su etapa inicial se publicó en forma de hojas sueltas para pasar, a partir de 1978, a su formato actual.

Los 45.000 ejemplares, ya repartidos del mismo, lo convierten sin duda en un "Best Seller" técnico de nuestro país y su éxito ha traspasado sus fronteras ya que se han recibido peticiones del mismo de casi todos los países de habla hispana.

Redactado para ser utilizado principalmente por el personal de obra, ha sido solicitado por innumerables titulados medios y superiores y se utiliza como texto recomendado en numerosas Escuelas Técnicas de España y de Iberoamérica.

ANEFHOP y OFICEMEN ofrecen nuevamente a los técnicos y responsables de la construcción este manual, en el que se han actualizado varios de sus capítulos, como herramienta para conseguir hormigones terminados de buena calidad.

Felicitemos al Director Técnico de ANEFHOP, Don Javier Martínez de Eulate, que ha coordinado las valiosas colaboraciones, ha redactado la obra y a Bernardo Petit, que con sus dibujos ha puesto una nota de amenidad al texto.

Los que estén interesados por este libro o alguna de sus hojas, pueden solicitarlo a su suministrador de hormigón o a la Asociación Nacional Española de Fabricantes de Hormigón Preparado (ANEFHOP), Bretón de los Herreros, 43, bajo, Madrid-3.

1.º Concurso Iberoamericano de "Informes" 1984

PRESENTACION:

La Revista "INFORMES DE LA CONSTRUCCION" del Instituto Eduardo Torroja, con 35 años de existencia y amplia difusión en los países iberoamericanos, desea sumarse a la preparación del V Centenario del descubrimiento dedicando, con carácter bianual, sucesivos números extraordinarios a temas específicos del ámbito de la construcción en Iberoamérica. A tal fin se convocarán bianualmente sucesivos concursos, hasta un total de cinco, el último de los cuales coincidirá en 1992, con la celebración del V Centenario.

El fin primordial de estos concursos es el de estrechar los vínculos entre los profesionales, empresas e instituciones de habla castellana del ámbito de la construcción y afines facilitando, mediante la Revista INFORMES, el intercambio de conocimientos y puntos de vista respecto a aspectos fundamentales del hecho constructivo.

BASES:

1. OBJETO: Se pretende seleccionar un conjunto de trabajos que habrán de constituir un número monográfico dedicado a Iberoamérica.
2. TEMA: El tema de este número monográfico será: "SOLUCIONES ACTUALES AL PROBLEMA DE LA VIVIENDA EN IBEROAMERICA".
3. CONTENIDO: Quedarán en libertad los autores en la elección del enfoque que deseen dar a sus artículos: trabajos de investigación, de planificación, económico-sociales, etc.; exposición de proyectos; obras realizadas; tecnologías de materiales autóctonos, etcétera. La única limitación consiste en ceñirse al tema propuesto.
4. PRESENTACION: La forma de presentación deberá ceñirse a las normas habituales de la revista Informes de la Construcción, las cuales se reproducen en 3ª de cubierta de la misma.

Los trabajos serán redactados en castellano y no excederán de 30 páginas, mecanografiadas a doble espacio, en hojas UNE A4.

5. PARTICIPANTES: Podrán tomar parte en el concurso tanto personas físicas como jurídicas (cátedras, grupos de trabajo, etc.) pertenecientes a cualquier país del área iberoamericana, con excepción de España.
6. JURADO: Estará compuesto por las siguientes personas:
 - Don Fernando Aguirre de Yraola, doctor arquitecto, director del Instituto Eduardo Torroja en el período 1979-1983, en representación de dicho Centro.
 - Don José Calavera Ruiz, doctor ingeniero de Caminos, catedrático de Edificación y Prefabricación de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Madrid.
 - Don Alvaro García Meseguer, doctor ingeniero de caminos, director de la revista "Informes de la Construcción".
 - Don Eduardo Lechuga Jiménez, licenciado en C. Económicas, director de Cooperación Científico-Técnica del Instituto de Cooperación Iberoamericana.
 - Don Francisco Javier Sáenz de Oiza, doctor arquitecto, catedrático de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid.

- Don Julián Salas Serrano, doctor ingeniero industrial, miembro del Comité de Redacción de "Informes de la Construcción" y Coordinador del Concurso.
- Don Javier Serra María-Tomé, arquitecto, miembro del Comité de Redacción de la revista "Informes de la Construcción".

7. **PLAZO:** El plazo de recepción de trabajos expira el 30 de agosto de 1984, admitiéndose los que lleguen a poder de la revista antes del 30 de septiembre, con matasellos del país de procedencia, anterior al 30 de agosto.

8. **FALLO:** El fallo del jurado se hará público antes de finalizar 1984 y se comunicará a todos los autores de trabajos admitidos.

Simultáneamente al fallo, el jurado hará públicas las bases que regirán el II Concurso Iberoamericano de "Informes", 1986.

9. **PREMIOS:** Se establecen cinco premios, dos de los cuales podrán ser excepcionalmente declarados desiertos. La cuantía será la siguiente:

- Primer premio de 250.000 pesetas.-Segundo premio de 125.000 pesetas.-Tercero, cuarto y quinto premios de 50.000 pesetas cada uno.

Los cinco trabajos premiados se publicarán en el número extraordinario de la revista, recibiendo sus autores cien separatas del trabajo respectivo.

Los autores de todos los trabajos admitidos al concurso tendrán derecho a una suscripción gratuita de 2 años a la Revista INFORMES, reservándose ésta el derecho de publicar cualquier trabajo no premiado, en las condiciones habitualmente establecidas por la Revista.

10. **CLAUSULA FINAL:** La presentación de un trabajo significa la plena aceptación de las bases de las bases de este Concurso.

COORDINACION:

Julián Salas, Dr. Ing. Ind. Instituto Eduardo Torroja (C.S.I.C.) Apdo. 19.002 - Telef.: 202 04 40 - MADRID-33 - ESPAÑA.

CENSOLAR

CONVOCATORIA DE BECAS

Para cursar, durante el año 1984, y en régimen de enseñanza a distancia, los estudios conducentes a la obtención del Diploma de Proyectista-Instalador de Energía Solar (autorizado por el Ministerio de Educación y Ciencia O.M. 26-III-82).

REQUISITOS:

Haber cumplido los 16 años (sin limitación de edad) y poseer como mínimo estudios a nivel de Bachiller Superior, Formación Profesional o equivalentes.

Los aspirantes, para obtener los impresos de solicitud, deben dirigirse a CENSOLAR (Avda. República Argentina, 1. Sevilla, 11), indicando sus circunstancias personales, situación económica y motivo por el que se interesan por el tema de la Energía Solar, antes del 30 de Abril del presente año.

Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón Armado para Edificios

Por J. Calavera
Prof. Dr. Ingeniero de Caminos

Acaba de publicarse un nuevo libro del Profesor Calavera Ruiz, sobre PROYECTO Y CALCULO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGON ARMADO PARA EDIFICIOS. Aparece ahora el primer tomo, correspondiente al Cálculo de Esfuerzos, y está anunciada para el otoño la salida del segundo tomo, referente a Dimensionamiento y Detalles Constructivos.

El Autor ha redactado un libro dirigido tanto a profesionales en ejercicio como a estudiantes de los cursos avanzados de las Escuelas Técnicas. Como ya es habitual en él, ha aunado el rigor teórico de la exposición con una atención continua a los métodos simplificados, a los aspectos de aplicación práctica y a los detalles constructivos.

El tratamiento de los temas es realmente amplio, abarcando un campo más general de lo que indica el título del libro, ya que la mayor parte del mismo abarca las estructuras de hormigón en general y no sólo las de edificios. Es de subrayar el tratamiento completo y actual del tema, destacando aspectos como los edificios con pantallas, la colaboración de pantallas y entramados, los edificios realizados con encofrados-túnel, los métodos simplificados y aproximados de cálculo de entramados bajo cargas horizontales y verticales, etc.

En orden a la aplicación práctica de los métodos de cálculo expuestos, el libro se complementa con una amplia serie de ábacos y tablas.

El hecho de que desde hace muchos años no se haya publicado en España ningún libro sobre el tema de estructuras de edificios aumenta el interés de esta nueva publicación de J. Calavera.

Los interesados en esta publicación pueden dirigirse a: INTEMAC Instituto Técnico de Materiales y Construcciones Monte Esquinza, 30. 5º-D Madrid-4.

La Garantía de Calidad del Proceso Constructivo

Memorias de las Jornadas de Rigi, 1983

IABSE REPORTS.— Volumen 47; 242 páginas; 75 figuras.

Formato: 170 x 240 mm.

ISBN 3 85748 042 4

Fecha de publicación: Diciembre de 1983.

31 comunicaciones en inglés. Resúmenes en inglés, francés y alemán.

Precio: 75,— francos suizos (Para los Miembros de la IABSE: 50,— francos suizos).

Los pedidos deben dirigirse a: IABSE — Hönggerberg.— CH— 8093.— Zurich (Suiza).

En Rigi, ciudad situada en una zona montañosa al norte del lago de Lucerna, Suiza, cerca de sesenta destacados ingenieros procedentes de diferentes países, se han reunido durante tres días en junio de 1983, para estudiar diversos temas relativos a la utilidad y otros diferentes aspectos, tanto técnicos como organizativos, de la garantía de calidad a lo largo de todo el proceso constructivo de edificios y otros tipos de estructuras (es decir, desde las primeras etapas iniciales de planificación y pasando por las de construcción, utilización y mantenimiento, hasta las de reparación y demolición).

Las discusiones fueron extremadamente intensas, amplias y detalladas.

Un reducido equipo editorial, ha ordenado el material reunido antes y durante las Jornadas y redactado un resumen de las mismas. Todo ello queda recogido en estas Memorias en las que se incluyen: Un informe sobre los objetivos de las Jornadas; seis Notas Preliminares sobre diversos aspectos de la garantía de calidad dentro del proceso constructivo; veintitres comunicaciones presentadas por los participantes, y el resumen general de las Jornadas.

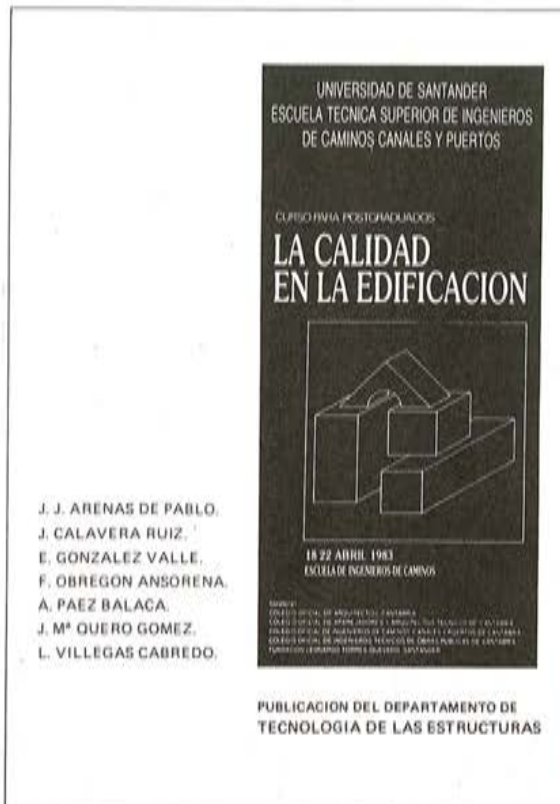
Entre los trabajos presentados, figura una contribución española, titulada "Adecuación ambiental; un requisito básico olvidado", cuyo autor, Alvaro García Meseguer, participó también en el equipo editorial como Miembro del Comité Científico organizador del evento.

LA CALIDAD EN LA EDIFICACION

Libro que compendia el Curso de Posgrado del mismo título que se celebró en la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander en el mes de Abril de 1983.

CONTENIDO:

- SESION 1: "Introducción a las Técnicas de Control de Calidad". José Calavera Ruiz .
- SESION 2: "Análisis de la situación de la Calidad en Cantabria (I) y (II)".
(I) Fernando Obregón Ansoarena .
(II) Luis Villegas Cabredo .
- SESION 3: "Análisis de la Normativa de Control en Estructuras". Juan José Arenas de Pablo .
- SESION 4: "Análisis de la Normativa de Control en Albañilería y Acabados". Enrique González Valle .
- SESION 5: "Análisis de la Normativa de Control en Instalaciones". José M^o Quero Gómez .
- SESION 6: "Control de Calidad del Proyecto de Estructuras". Enrique González Valle.
- SESION 7: "Control de Calidad del Proyecto de Albañilería y Acabados". José Calavera Ruiz .
- SESION 8: "Control de Calidad del Proyecto de Instalaciones". José M^o Quero Gómez.
- SESION 9: "Control de Calidad de la Ejecución de Estructuras". José Calavera Ruiz .
- SESION 10: "Control de Calidad de la Ejecución de Albañilería y Acabados". Enrique González Valle .
- SESION 11: "Control de Calidad de la Ejecución de Instalaciones". José M^o Quero Gómez.
- SESION 12: "Programas de Evaluación de la Calidad". Enrique González Valle .
- SESION 13: "Problemas específicos de los edificios de gran altura". Juan José Arenas de Pablo .
- SESION 14: "Cubiertas laminares en edificios singulares". Alfredo Páez Balaca .
- SESION 15: "Problemas específicos de los edificios de gran luz". José Calavera Ruiz .



340 páginas y 200 figuras. Formato 17 x 24.

Precio, incluidos gastos de envío: 2000 pts.

Pedidos a: Publicaciones del Departamento de Tecnología de las Estructuras.

Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y P.

Avda. de los Castros s/n. (SANTANDER)

D Domiciliado en,
Calle, n.º....., D.P.
desea recibir ejemplares del libro LA CALIDAD EN LA EDIFICACION,
para lo que incluye talón a favor de PUBLICACIONES DPTO. TECNOLOGIA DE
LAS ESTRUCTURAS E.T.S.I.C.C.P. SANTANDER por importe de
..... () pesetas.

Fecha y Firma.

ENCUESTA ENTRE LOS LECTORES

Estimado lector: Le agradeceríamos nos dedicase unos pocos minutos para ayudarnos a conocer, a través de esta encuesta, sus preferencias en relación con nuestra Revista.

El resultado de la encuesta nos proporcionará una información crucial acerca de hasta qué punto venimos satisfaciendo los deseos y necesidades de nuestros lectores y nos dará la oportunidad de mejorar el cumplimiento de los fines que nos hemos propuesto con la publicación de "Hormigón y Acero".

¡Gracias por su colaboración!

El Comité de Redacción

NUMERO 148: TERCER TRIMESTRE 1983

Nivel de interés ¿Lo ha leído?
Alto Medio Bajo SI NO

Dimensionamiento de soportes esbeltos de hormigón armado. 2ª parte.
Abacos de dimensionamiento.
H. Corres y F. Morán

Estados de cargas de máxima exigencia en secciones de hormigón armado solicitadas a flexión compuesta por acciones aleatorias múltiples.
C. Vilas

Análisis gráfico de la carga crítica de soportes complejos con distintas condiciones de apoyo.
F. Escrig

Diagramas axil-momento-curvatura ($N-M_x-M_y-C_x-C_y$) de una sección de hormigón armado solicitada por una flexo-compresión plana o biaxial.
L.M. Villegas y J.J. Arenas

Tratamiento en nivel 2 de seguridad, del cálculo de secciones de hormigón armado.
P.M. Sosa

Puentes de hormigón pretensado construidos en Bolivia.
A. Subieta

La demolición de "Les Halles Centrales" de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación.
J.A. Fernández Ordóñez y A. González Serrano

NUMERO 149: CUARTO TRIMESTRE 1983

Dimensionamiento de soportes esbeltos de hormigón armado. 3ª parte.
Fórmulas de dimensionamiento.
H. Corres y F. Morán

Estudio de una pila esbelta en ménsula de hormigón armado, con sección y armadura variables a lo largo de su altura, solicitada por acciones contenidas en uno o en sus dos planos principales.
J.J. Arenas y L.M. Villegas

Elementos de contorno adaptables.
E. Alarcón

Recomendaciones para hormigones estructurales de áridos ligeros. Comisión de Materiales del Comité Español del C.E.B.
J. Alonso y A. Delibes

Generación automática de malla triangular de elementos finitos.
A. Recuero y J.P. Gutiérrez

El puente internacional sobre el río Iguazú.
O.R. Caracciolo y J.F.J. Solari





**asociación técnica
española del pretensado**

BOLETIN DEL CEMENTO PORTLAND

ISSN 0523 - 9095

ACTUALIDADES E INFORMACIONES

PUBLICACION DEL INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO

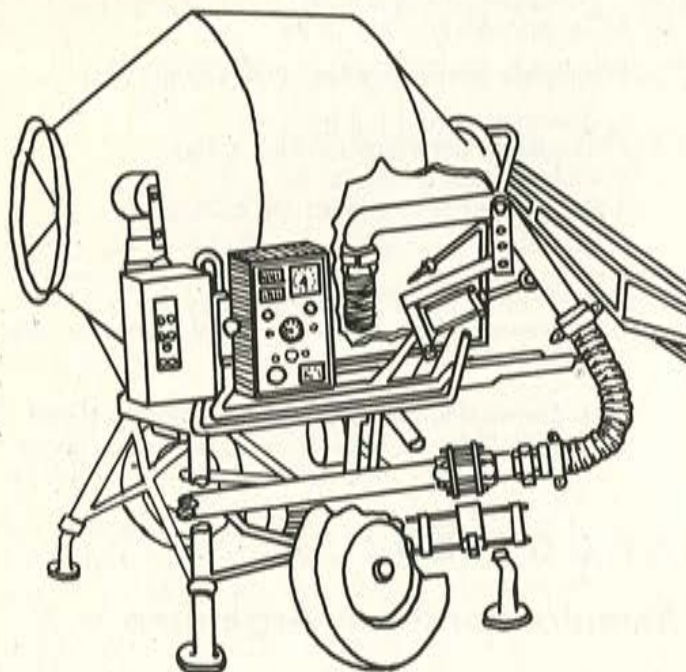
AÑO XVII - N° 102
NOVIEMBRE - DICIEMBRE 1984

DIRECTOR
ING. RAUL A. COLOMBO

Moderna tecnología para la producción de hormigón en climas rigurosos

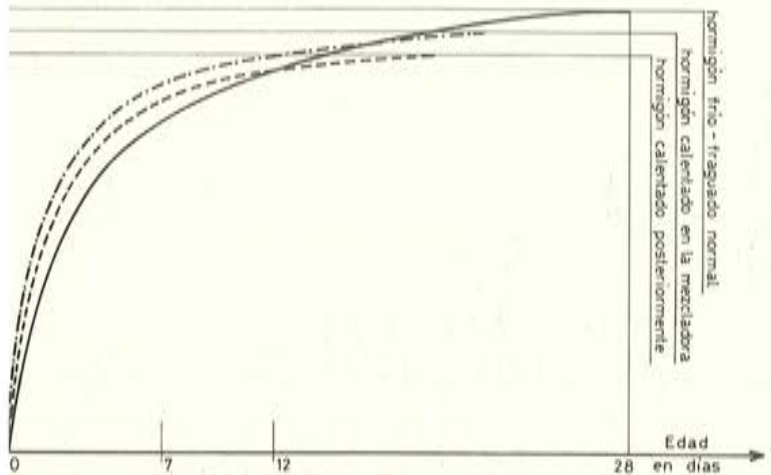
La tecnología del hormigón se enriquece ahora, en nuestro país, con un valioso e interesante aporte, destinado a facilitar la producción de hormigón en zonas con climas rigurosos, de muy bajas temperaturas, que hasta ahora afrontaban extensos períodos de "veda" para esa producción.

Nos referimos al procedimiento de termohidratación que consiste esencialmente en introducir una determinada cantidad de vapor saturado en cada pastón que se esté amasando en una máquina hormigonera, de cualquier tipo, con una capacidad no inferior a 350 lts. Este caudal de vapor, en volúme-



- A - Inyector de vapor.
- B - Colector de vapor.
- C - Dispositivo para retirar inyector.
- D - Tubería flexible.
- E - Válvula esférica.
- F - Actuador neumático.
- G - Sensor térmico.
- H - Tablero comando hormigonera.
- J - Tablero comando hormigón termohidratado.

EJEMPLO DE INSTALACION DEL EQUIPO TERMOHIDRATADOR SOBRE UNA HORMIGONERA DE OBRA, A INVERSION DE MARCHA, CAPACIDAD 500 Lts.



nes y temperaturas prefijadas y establecidas en el tablero de comando, produce en el pastón cementicio, una elevación de temperatura que puede llevar a la mezcla en preparación hasta los 80°C. Esta elevación de la temperatura no produce ningún efecto nocivo en el hormigón, beneficiándolo con una mayor resistencia final, en comparación con un hormigón curado a vapor, que puede ascender hasta un 7% más.

La termohidratación brinda las siguientes ventajas:

- Notable aceleración del tiempo de fraguado, hasta un 60% menos.
- Incremento de la resistencia final e inicial.
- Menor tiempo de utilización de los encofrados, y por consiguiente menor necesidad de inversiones en madera, fenólico, chapa de hierro.
- Reducción del gasto de combustible necesario para producir el fragüe en tiempo frío.
- Eliminación de los aditivos acelerantes de fragüe.
- Puede producirse y colarse el hormigón con temperaturas de hasta -10°C.
- Apto para cualquier tipo de hormigón, liviano o pesado.

El termohidratador es producido en Italia y distribuido en Argentina por Precast Estudio Técnico para

Prefabricación (1). Existen modelos para cualquier tipo de mezcladora. Está compuesto por un tablero de programación y comando, de funcionamiento automático o manual, a voluntad, donde se fijan tiempos y temperaturas, operaciones y secuencias, además posee un grupo de inyectores especiales, convenientemente fijado y dimensionado para cada mezcladora. La operación del equipo es sumamente sencilla y normalmente es operado por el mismo operador de la planta dosificadora.

Comparación de empleo de tiempos de fraguado y desmolde con hormigón termohidratado y común.

Elementos pretensados

- Remoción de laterales: 2 a 3 horas.
- Corte de cables: 18 horas.
- Remoción de laterales: 12 a 16 horas.
- Corte de cables: 24 horas.

Hormigón "In situ"

- Desencofrado: 24 hs.
- Desencofrado: 72 hs.

Bloques paramuros y pavimentos, etc.

- Levantado - sobre plataforma: 8 a 12 hs.
- sobre tabletera: 12 hs.
- Levantado - sobre plataforma: 24 a 48 hs.
- sobre tabletera: 24 hs.
mínimo.

Paneles prefabricados

- Desencofrado: 4 a 6 hs.
- Desencofrado: 12 a 18 hs.

Elementos premoldeados muy vibrados

- Desencofrado: 2 a 3 hs.
- Remoción del elemento: 4 a 6 hs.
- Desencofrado: 12 a 36 hs.
- Remoción del elemento: 36 a 72 hs.

* Con hormigón termohidratado.

• Con hormigón a temperatura normal y curado a vapor o con rociado de agua.

(1) Distribuidor Precast. - Rodríguez Peña 2033, 4º Piso "A" (1021) Cap. Fed.

Expovivienda '84

Stand del Instituto del Cemento Portland Argentino

Organizada por la Asociación de Empresarios de la Vivienda, para demostrar el desarrollo de la industria argentina en materia de construcción y estimular su superación, se realizó una exposición en los predios de la Sociedad Rural de Palermo, entre los días 26 de octubre y 11 de noviembre de 1984.

El Instituto del Cemento Portland Argentino, en mérito a la importancia de la muestra, participó con un stand, en el cual podían apreciarse paneles de distinta índole, tales como: finalidades del ICPA, ubicación de su Casa Central, de su Departamento de Investigaciones y de sus Seccionales, publicaciones y un muestrario fotográfico de las últimas

Y más destacadas obras ejecutadas en el país mediante la utilización del hormigón de cemento portland.

El Stand contaba además con una maqueta articulada, que representaba una fábrica de cemento portland, en todos sus detalles y de un exhibidor de premoldeados de tipo liviano usados en la construcción de viviendas. Otro motivo de atracción

para el público visitante fue su solado, constituido por un pavimento de bloques de hormigón intertrabados, de tipo sinusoidal, provisto y colocado por gentileza de la firma MORI & Cía.

Por otra parte el stand tuvo la atención de personal especializado que respondió a todas las consultas realizadas.

Dos aspectos ilustrativos del Stand.



Carrera de Postgrado sobre tecnología avanzada del hormigón de la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional de La Plata

Esta carrera de postgrado, en la especialidad Tecnología Avanzada del Hormigón, tiene como objetivo revisar y actualizar los conocimientos en esta área específica de la ingeniería, haciendo un relevamiento de los últimos avances a nivel internacional.

Está destinada a graduados universitarios argentinos y extranjeros y se realiza con una duración aproximada de 12 meses. Las clases teóricas se dictan en el Departamento de Construcciones de la Facultad de Ingeniería y en las instalaciones del Laboratorio de Entrenamiento Multidisciplinario para la Investigación Tecnológica (LEMIT-CIC), de la ciudad de La Plata. La totalidad de los trabajos prácticos se dictan en el LEMIT.

La carrera se ha dividido en cursos que son agrupados en dos ciclos. El primero denominado de Formación Básica comprende temas seleccionados de disciplinas científicas, mientras que el segundo, denominado Tecnología del Hormigón de-

sarrolla y profundiza, en el máximo nivel del conocimiento actual, los conceptos y técnicas de esta especialidad. Los cursos son dictados por profesores de reconocida capacidad científica, entre ellos algunos investigadores extranjeros.

La carrera incluye prácticas de laboratorio, visitas técnicas a fábricas de cemento, de premoldeados y obras de primera magnitud, y la realización de seminarios de investigación bibliográfica, estudio e interpretación de normas y de resolución de la tecnología del hormigón para proyectos de ingeniería.

Los alumnos que aprueban la totalidad de las evaluaciones reciben un diploma de Especialista en Tecnología Avanzada del Hormigón.

Las clases de este año comienzan el próximo 6 de marzo y se admiten alumnos regulares, para la totalidad de los cursos, o temporarios para seguir uno o más cursos sin completar la totalidad de los mismos.

Puente "Ingeniero Carlos Fernández Casado" sobre el embalse Barrios de Luna en España

Récord mundial de puente atirantado

Para definir las características del puente se estudiaron veintidós variantes. Dichas posibles soluciones iban desde un puente de varios tramos, de no más de 45 m de luz, realizados mediante vigas prefabricadas, fundado sobre pilotes o mediante fundaciones directas, hasta un puente continuo con dos tramos principales centrales, pensado para ser construidos mediante voladizos sucesivos. Finalmente se adoptó la solución de construir un puente atirantado con un tramo central de más de 400 m, evitando la cimentación en el lecho del pantano, solución que mostró, además de ser la más económica, la que aseguraba cumplir con el plazo de construcción.

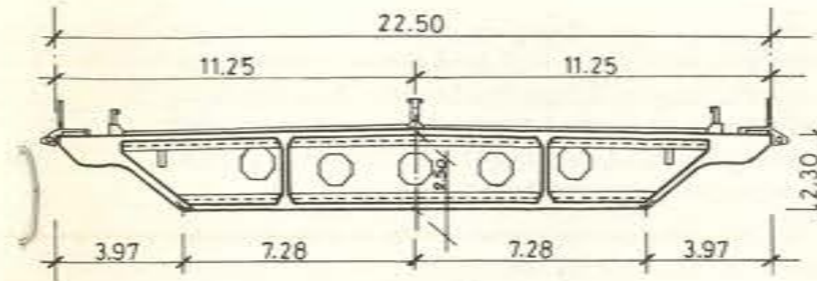
La ubicación de las pilas quedó entonces condicionada a encontrar un lugar que, durante un período de tiempo aceptable, estuviese fuera de la presencia del agua, a la vez que en él las características resistentes del terreno hicieran factible la fundación. En definitiva la ubicación permanente de las pilas determinó la longitud real del tramo central que, como queda dicho, resultó de 440 m.

En lo que respecta al tablero, la experiencia mundial, hasta la fecha, indicaba que para el orden de la luz central las realizaciones más importantes eran con solución metálica, siendo la más grande en hormigón la del puente Brotonne con una luz de 320 m.^{(2) (3)}

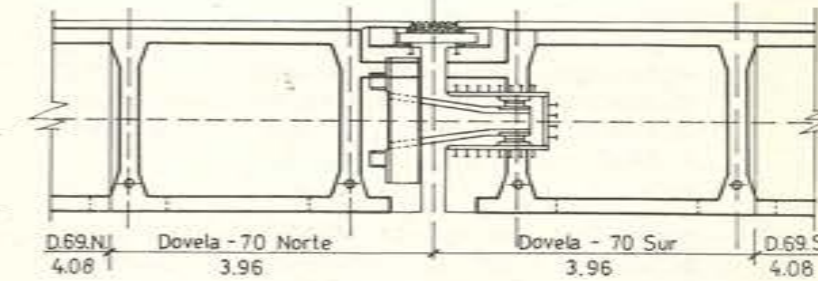
En el análisis de costos las conclusiones fueron las siguientes: el puente con tablero metálico necesitaba menos cables para el atirantamiento, menores cimentaciones y menores contrapesos, pero su costo por metro cuadrado de tablero era mayor y el costo total de la obra se inclinaba en favor de la solución con hormigón.

(2) El puente de Brotonne. Cemento Portland N° 79, pp. 14 a 17.

(3) Está en construcción, contratado por la Dirección Nacional de Vialidad, el puente internacional Encarnación - Posadas, del mismo tipo, con una luz de 330 m.



- SECCION TRANSVERSAL -



- ARTICULACION CENTRAL -

El tema del atirantamiento admitía también diversas variantes según fueran las soluciones que se adoptaran. Se debió decidir, en primer lugar, si se adoptaban pocos obenques para soportar el tablero, con lo que la esbeltez hubiera sido mucho menor del orden de las tres veces, o considerar al mismo, como se decidió, soportado por un medio elástico, constituido por un gran número de tirantes extendidos a lo largo de toda su longitud, anclados a intervalos de 8,16 m. Otra cuestión a decidir era si se utilizaban atirantamientos en el eje del tablero, cosa que hubiera exigido disponer de una mayor rigidez torsional del mismo con aumento sensible de las secciones transversales, o si, como en definitiva se adoptó, un atirantamiento continuo del tablero, donde la rigidez torsional del puente estuviera proporcionada por los dos planos donde se ubicaban los obenques.

Por último quedaba por definir la distribución de los obenques a lo largo de la pila, ya sea en arpa o en abanico. Esta última solución proporcionaba una distribución más uniforme de la rigidez del sistema y por lo tanto mejor distribución de los esfuerzos. En el caso que nos ocupa se recurrió a una solución mixta, donde los tirantes superiores presentan la disposición de arpa y los de la parte inferior en abanico.

Como el resto de las partes del puente la sección transversal del tablero fue objeto de un proceso de optimización que permitió, partiendo de la sección cajón con salientes de 9 m de largo apuntaladas en correspondencia con los obenques, llegar a una sección mucho más esbelta, de 2,30 m de altura formada por tres celdas, trapezoidales las laterales y rectangular la central. Presenta entonces cuatro almas, verticales las dos centrales y bastante inclinadas las extremas con el fin de reducir las presiones debidas al viento.

Para el trabajo transversal del tablero, el mismo está provisto de vigas riostra o diafragmas cada 4,08 m, distancia que corresponde exactamente a la mitad de la distancia entre obenques.

La construcción del tablero se realizó mediante avances por dovelas sucesivas, hormigonadas in situ, utilizando para ello carros de avance y arrancando la construcción desde los estribos.

Las dovelas son de 4,08 m de largo, tienen 22,5

m de ancho y se construyeron en promedio a razón de 2,77 m por día de trabajo.

La decisión de construir dos planos de atirantamiento para proporcionar mayor rigidez al tablero, condujo necesariamente al proyecto de pilas formadas por dos fustes verticales, dispuestos uno a cada lado y vinculados entre sí, para mejorar su respuesta a los esfuerzos transversales, mediante sendas vigas de arriostamiento de 4,50 m de altura. La altura total de las pilas o torres, desde donde se suspende el puente, es de 104 m y 118 m por diferencias en los planos de fundación de las mismas.

Al estar los fustes de las pilas ubicados a ambos lados del tablero, el plano donde se encuentran los obenques no resultó vertical, por lo que introducían fuerzas con componentes horizontales. Para absorber dichas fuerzas se optó por eliminar la verticalidad de los fustes de las torres en su primer tramo, es decir por debajo de la viga de arriostamiento inferior (cota 25,37 m).

Por las diferencias en la topografía del terreno y las características del suelo, se adoptaron dos di-

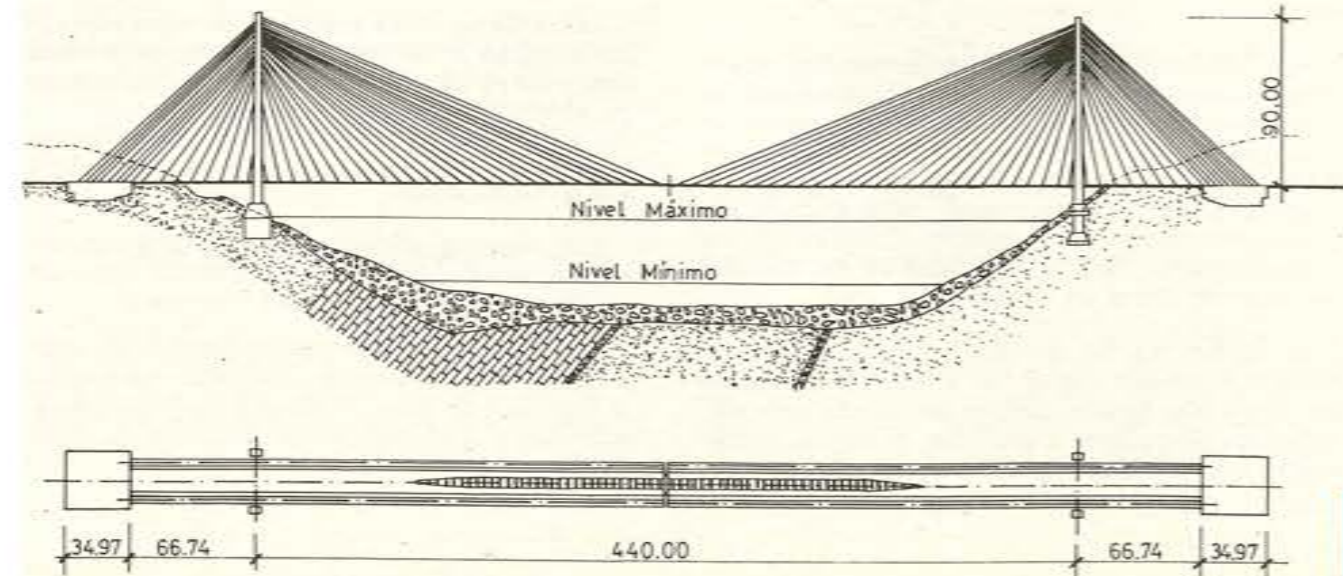


El puente a que hacemos referencia resuelve el problema de la Autopista Campomanes-León sobre el embalse de Barrios de Luna, en la provincia de León, España.⁽¹⁾

Es un puente suspendido de hormigón de 440 m de luz, en su vano central, record mundial en su tipo, siendo también la mayor luz de vano en el mundo, con utilización del hormigón pretensado.

Presenta dos tramos extremos de compensación, de 66 m de largo empotrados en los respectivos muros de contrapeso, y un tramo central de 440 m de luz formado por dos medios tramos de 220 m de largo cada uno, unidos mediante una articulación deslizante en el centro para permitir los movimientos longitudinales originados en los efectos de temperatura, retracción y fluencia del hormigón. El ancho del tablero es de 22,50 m.

(1) Javier Manterola Armisen y Leonardo Fernández Trovati, Autopista Campomanes - León, Los Puentes, Capítulo 2, Ingeniero Carlos Fernández Casado sobre el Embalse Barrios de Luna, Hormigón y Acero N° 151.



ferentes maneras de realizar la fundación de las pilas. La de la margen derecha, descansa sobre una zapata corrida de 44,00 m de largo, 15,00 m de ancho y una altura variable entre 10,00 m y 19,00 m, mientras que la de la margen izquierda presenta zapatas independientes para cada uno de los fustes de 10,00 m x 15,00 m y 6,00 m de altura.

En cuanto a los estribos presentan en su perfil longitudinal una sección escalonada, con mayor profundidad y por tanto mayor peso allí donde las tracciones de los obenques son mayores.

En esta obra, la función principal de los estribos es servir de contrapeso del atirantamiento que sustenta al tablero, siendo secundario el servir de elemento de transición entre el puente y el terreno. Los tirantes se anclan en la parte superior y su fuerza es transmitida a la inferior mediante pretensado vertical. En la zona de anclaje, los estribos también se hallan pretensados longitudinal y trans-

versalmente.

En cuanto a los obenques, están constituidos por cordones de 15,2 mm (0,6") de diámetro en número variable, desde 24 para los tirantes próximos a la pila, hasta 80 para el tirante que va al centro del tramo principal. Los anclajes fueron realizados mediante la patente española C. T. T.

En la salida de los obenques de la pila y del tablero, se dispusieron amortiguadores de neopreno para reducir la influencia de las vibraciones de los mismos sobre los anclajes.

Digamos, para finalizar, que este puente con su tramo central de 440 m de luz, constituye record mundial de puentes de este tipo construidos, tanto en los de tablero metálico (Puente de S. Nazaire en Francia, con 404 m), como en sus similares de hormigón (Puente Brotonne con 320 m).

Conmemoración del Cincuenta Aniversario del Instituto de la Construcción y Cemento Eduardo Torroja

Se ha conmemorado en España el Cincuenta Aniversario de la Fundación del Instituto de la Construcción y del Cemento "Eduardo Torroja".

Con tal motivo, en la sede del Instituto en Madrid, se inauguró una Exposición de Obras de Eduardo Torroja, en colaboración con el Colegio de Ingenieros de Caminos. Paralelamente, durante los días 20, 21 y 22 de noviembre se desarrollaron unas Jornadas Científico-Técnicas sobre la Construcción y el Cemento. En ellas participaron destacadas figuras españolas y de otros países, en el ámbito de la construcción y sus materiales y se estructuraron en tres campos de estudio, dedicados a Materiales de la construcción, Tecnología de la Construcción y Normativa, Calidad y Cooperación.

La Primera de las Jornadas incluyó "Materiales Orgánicos. Una perspectiva de nuevos materiales" (prof. Manuel Ballester), "Futuro en la ciencia y en la tecnología del cemento" (Prof. Frederick P. Glasser) y "Perspectivas de investigación en el campo de la construcción" (Prof. Julio Ferry-Borges). La segunda Jornada recogió la intervención del Prof. José Antonio Torroja, quien habló de "Materiales, técnicas y tipologías estructurales"; "La construcción con grandes paneles", por el Prof. Bohdan Lewicki y "Trabajos del Comité Euro-Internacional del Hormigón (CEB)", presentados por su presidente, Prof. Theo Tassios.

La última Jornada se centró en el estudio de las "Tendencias actuales de la arquitectura española", por el Prof. Francisco Sáez de Oiza, y la "Patología en la edificación", por M. Louis Logeais. En las

sesiones vespertinas se presentaron un total de 30 comunicaciones.

La sesión de clausura de Actos Conmemorativos, estuvo presidida por el Excmo. Sr. Ministro de Obras Públicas y Urbanismo de España, a quien acompañaban, los presidentes del Consejo Superior de Investigaciones Científicas y del Instituto de Cooperación Iberoamericana y el Presidente del Consejo del Instituto Eduardo Torroja, entre otras personalidades.

En su discurso de clausura, el Ministro de Obras Públicas, después de glosar la obra y la personalidad del fundador del Instituto, se refirió a la historia de la institución, sus realizaciones y a la importante labor llevada a cabo en el campo de la construcción y del cemento, simultaneando las labores investigadoras con el desarrollo de unas tecnologías que han situado a la Construcción Española a la misma altura que la de los países desarrollados.

El Instituto de la Construcción y del Cemento "Eduardo Torroja" pertenece en la actualidad al Consejo Superior de Investigaciones Científicas, y nació en el año 1934, por iniciativa de un grupo de ingenieros y arquitectos que decidieron poner en común sus esfuerzos y experiencias relativos a la investigación y desarrollo de la construcción. En el año 1947 se creó el Instituto del Cemento y dos años más tarde ambos organismos se unificaron, formando el Instituto Técnico de la Construcción y del Cemento, incorporado al Patronato "Juan de la Cierva", del C.S.I.C. Hasta su muerte, ocurrida en junio de 1961, Eduardo Torroja fue el Director de la Institución.

Las VI Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado

Tal como lo viene haciendo cada dos años, la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, organizó sus VI Jornadas Argentinas del Hormigón Pretensado las que tuvieron lugar en la ciudad de Mendoza, del 5 al 9 de noviembre próximo pasado, y a la que asistieron 240 participantes de todo el país y algunos de los países hermanos de Uruguay y Bolivia.

Las Jornadas, declaradas de interés nacional por el Superior Gobierno de la Nación y de interés provincial por el de la Provincia de Mendoza, contaron con el patrocinio del Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Nación, Secretaría de Estado de Vivienda y Ordenamiento Ambiental, Obras Sanitarias de la Nación, el CONICET y la Dirección Nacional de Vialidad, conjuntamente con las Vialidades de las provincias de Buenos Aires y Mendoza, así como el apoyo de veintisiete Empresas de nuestro medio relacionadas con el pretensado. Además dieron el auspicio y adhesión 32 entidades entre las cuales se contaron diversos organismos oficiales, Facultades y Universidades Nacionales, Centros y Consejos Profesionales y diferentes asociaciones de carácter técnico y profesional.

El lunes 5, después de rendirse un homenaje al General San Martín en la Plaza homónima, se declararon inauguradas las Jornadas en un acto presidido por el señor Ministro de Obras y Servicios Públicos de la Provincia, Arq. Gerardo Andía, en el que hicieron uso de la palabra el Presidente de la Asociación Argentina del Hormigón Pretensado, Ing. José Bagg, el Director de la Regional Mendoza y Presidente de la Comisión Organizadora local Ing. Alberto V. Zuccardi y el Ing. Pedro Grau, quien asistió en representación del Subsecretario de O. y S. P. de la Nación, Ing. Roberto Echarte.

El acto contó además con la lucida actuación del Coro Femenino de la Escuela Superior de Magisterio de Mendoza.

Concluido el acto, las autoridades y participantes fueron agasajados por el Instituto del Cemento Portland Argentino con el tradicional Cóctel de Bienvenida, servido en la Enoteca GIOL.

El mismo día, a las 16 horas, dio comienzo la

El Ing. Arturo Bignoli durante la exposición de su trabajo.



primera de las siete sesiones técnicas en el transcurso de las cuales se expusieron 37 trabajos cuyos temas abarcaron el diseño, los materiales, la tecnología, equipos, la investigación y las realizaciones en hormigón pretensado, cuya nómina y contenido puede —el lector interesado— consultar en las Memorias que próximamente editará la AAHP.

El desarrollo de las sesiones tuvo lugar en el Centro de Congresos y Exposiciones Emilio Civit (ex Centro de Prensa) y durante las mismas además de la exposición de los trabajos, se proyectaron películas y audiovisuales técnicos relativos al tema. Asimismo los días martes 6 y jueves 8 cuatro profesionales, miembros de la Comisión de Cursos de la AAHP, desarrollaron sendas conferencias destinadas a profesionales noveles y estudiantes.

Vivo interés entre los asistentes, despertó la Exposición —que ocupó dos amplios salones y el hall central— y que contó, además del aporte de las tradicionales empresas líderes en pretensado, con la presencia de numerosas firmas, reparticiones y organismos oficiales de la provincia de Mendoza y estudios de ingeniería dedicados a esta técnica.

Paralelamente a las actividades de las Jornadas, se llevaron a cabo un programa para las damas acompañantes, un emotivo recital poético a cargo de la Prof. Nina Cortese, una excursión hasta el puesto fronterizo de las Cuevas y finalmente la Cena de Camaradería a la que asistieron autoridades y representantes de diversas entidades locales.

Finalmente el viernes 9, y terminada la última sesión técnica, se dieron por concluidas las Jornadas con el correspondiente Acto de Clausura en el que hicieron uso de la palabra el Vicepresidente 1º de la Asociación Ing. Enrique De Luca y el Ing. Justo P. Gascón en representación de la Comisión local.

Como quedó dicho, la Asociación editará próximamente las Memorias con la totalidad de los trabajos presentados.

Vista parcial de la concurrencia.



Colloquia 85

La Sociedad Argentina de Ensayos de Materiales, la Asociación de Ingenieros Estructurales, la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón y el Grupo Latinoamericano de la RILEM, organizan en forma conjunta cinco reuniones con el objeto de intercambiar información sobre temas científicos y técnicos en materias afines.

XXIII Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural

En Montevideo, en el año 1950, se inicia un fructífero proceso de comunicación periódica de conocimientos y experiencias en el campo de la ingeniería estructural. El último encuentro se realizó en Chile, en el año 1983.

V Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural

A partir del año 1981 la Asociación de Ingenieros Estructurales ha organizado anualmente estas reuniones que han contado con la participación de ingenieros argentinos y latinoamericanos.

Los trabajos que se presenten a esta reunión deben versar sobre los siguientes temas: Confiabilidad y riesgo estructural; Métodos de análisis estructural; Optimización del diseño; Estructuras especiales; Estructuras sismoresistentes; Estructuras costa afuera; Experiencias adquiridas en la aplicación de técnicas constructivas y soluciones estructurales no convencionales; Investigación teórica y experimental sobre el comportamiento de las estructuras y sus materiales y Normas de diseño.

7ª Reunión Técnica Argentina de Tecnología del Hormigón

Desde 1972 se desarrollan periódicamente, organizadas por la Asociación Argentina de Tecnología del Hormigón, estos encuentros entre colegas de esta especialidad para tratar sus experiencias e investigaciones.

1er. Simposio GLARILEM sobre Tecnología de los Materiales

Desde 1963 el Grupo Latinoamericano de RILEM (Reunión Internacional de Laboratorios de Ensayo e Investigaciones sobre Materiales y Estructuras) organiza y coordina actividades técnicas en América Latina, cuya finalidad principal es el desarrollo de métodos analíticos y experimentales para materiales de construcción y estructuras.

Los trabajos que se presenten a las reuniones sobre tecnología de materiales y del hormigón deben referirse a los siguientes temas: Aspectos fenomenológicos y ecuaciones constitutivas de materiales de uso estructural (comportamiento mecánico y reológico, acción del medio); Reparación de estructuras dañadas (evaluación con técnicas no destructivas, restauraciones, compatibilidad entre materiales); Tecnología de hormigones especiales; Misceláneas y aspectos generales de la

tecnología de los hormigones y Aspectos estructurales y de durabilidad de materiales y componentes para viviendas.

1ras. Jornadas de Ingeniería Estructural de Latinoamérica, España y Portugal. Reunión Constituyente

Debido al éxito alcanzado por las Jornadas Sudamericanas se ha pensado ampliar el área de los países participantes. Se propone realizar una reunión con el fin de constituir una comisión organizadora de las Primeras Jornadas de Ingeniería Estructural de Latinoamérica, España y Portugal.

Los profesionales que deseen presentar trabajos a COLLOQUIA 85 deberán remitir el resumen de su trabajo, con una extensión no mayor de una carilla en papel tamaño 21 cm x 29,7 cm, antes del 29-03-85. Los trabajos definitivos, previamente seleccionados sobre la base de sus resúmenes, deberán enviarse al Comité Ejecutivo, antes del 09-08-85.

Todas las reuniones de COLLOQUIA 85 se efectuarán entre el 7 y el 11 de octubre de 1985 en el Centro Cultural General San Martín de la Municipalidad de la ciudad de Buenos Aires.

Hasta la fecha auspician estas reuniones los siguientes organismos y entidades: Ministerio de Obras y Servicios Públicos de la Nación; Instituto Nacional de Tecnología Industrial (INTI); Instituto del Cemento Portland Argentino (ICPA); Asociación Argentina del Hormigón Pretensado (AAHP); Cámara Argentina de la Construcción (CAC); Centro Argentino de Ingenieros (CAI); Centro de Investigaciones de Ciencias Mecánicas (CISM); Centro de Investigación de los Reglamentos de Seguridad para las Obras Civiles (CIRSOC) e Instituto Argentino de Siderurgia (IAS).

Podrá reproducirse cualquier artículo o fotografía publicada en el presente número mencionando su origen y previa autorización del Instituto del Cemento Portland Argentino

INSTITUTO DEL CEMENTO PORTLAND ARGENTINO

San Martín 1137

(1004) Buenos Aires

Es propiedad del Inst. del Cemento Portland Argentino, habiéndose efectuado el depósito que establece la Ley Nacional N° 11 723

Comp., armado e impresión
Artes Gráficas Corín Luna
Morelos 670, Capital

CORREO ARGENTINO Central (B)	Tarifa Reducida Concesión N° 8267
	Franqueo Pagado Concesión N° 3179

Tirada 16.000 ejemplares