

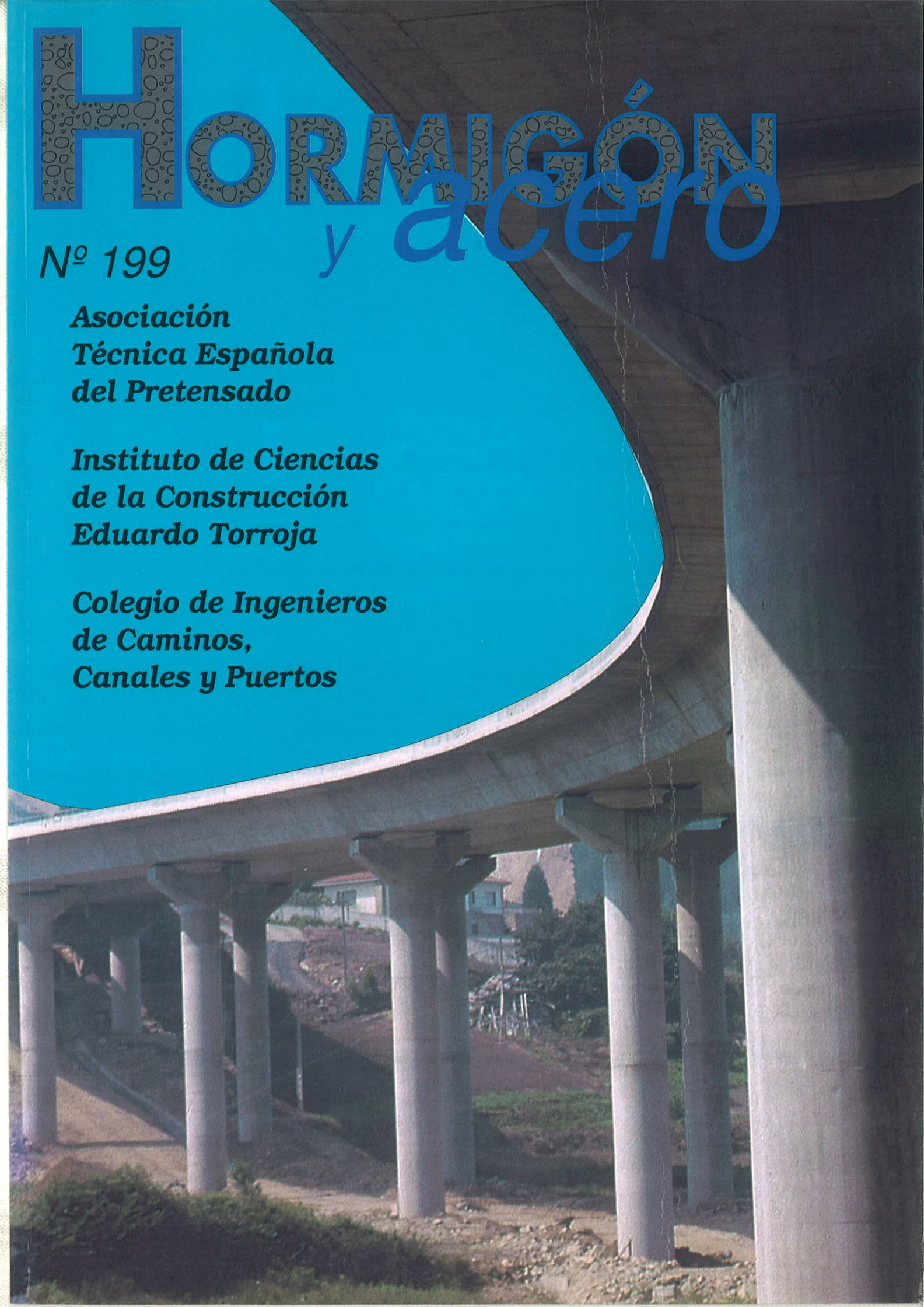
HORMIGÓN *y acero*

Nº 199

**Asociación
Técnica Española
del Pretensado**

**Instituto de Ciencias
de la Construcción
Eduardo Torroja**

**Colegio de Ingenieros
de Caminos,
Canales y Puertos**



MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

- AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
- ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).**—Orense, 10. 28020 Madrid.
- ARPO EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Avda. de la Innovación, s/n. Edificio Espacio, planta 3.^a, mód. 4-7. 41020 Sevilla.
- AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.**—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
- CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.L.**—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
- CEMENTOS MOLINS, S.A.**—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
- CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Almagro, 42. 28010 Madrid.
- COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.**—Miguel Angel, 16. 28010 Madrid.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Centro de Documentación "Josep Renat".**—Bon Pastor, 5. 08021 Barcelona.
- COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.**—Santa Eugenia, 19. 17005 Gerona.
- COL. LEGI OFICIAL D'ARQUITECTES DE CATALUNYA.**—Plaça Nova, 5. 08002 Barcelona.
- COMYLSA, EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.**—Lagasca, 88. 28001 Madrid.
- CONSULTECO, S.L.**—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
- C.T.T. STRONGHOLD, S.A.**—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
- CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.**—Parque Empresarial La Moraleja. Avda. de Europa, 18. 28100 Alcobendas (Madrid).
- DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.**—Avda. de Tenerife, 4-6. Edificio Agua. 1^a planta. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- DYWIDAG - SYSTEMS INTERNATIONAL, S.A.**—Azor, 25-27. Polígono Industrial Matagallegos. 28940 Fuenlabrada (Madrid).
- EMESA-TREFILERIA, S.A.**—Apartado 451. 15080 La Coruña.
- EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI).**—Padilla, 46. 28006 Madrid.
- ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.**—Cardenal Spínola, s/n. Edificio E. 28016 Madrid.
- ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.**—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
- ESTEYCO, S.A.**—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
- EUROCONSULT, S.A.**—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
- FERROVIAL, S.A.**—Príncipe de Vergara, 125. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

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

COLEGIO DE INGENIEROS DE
CAMINOS, CANALES Y PUERTOS

COMITE DE REDACCION

Director:

PIÑEIRO, Rafael

Vocales:

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

Censores:

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

SERVICIO DE ESTUDIOS
ESPECIALES

HORMIGÓN y acero

n.º 199

CUOTAS ANUALES

1^{er} Trimestre 1996

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

La Asociación, una de cuyas finalidades es divulgar los trabajos de investigación sobre la construcción y sus materiales, no se hace responsable del contenido de ningún artículo y el hecho de que patrocine su difusión no implica, en modo alguno, conformidad con la tesis expuesta.

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

(Más 16% IVA para España)

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - TEL. Y FAX: 766 07 03

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

RELACION DE ENTIDADES QUE, EN LA FECHA DE CIERRE DEL PRESENTE NUMERO DE LA REVISTA, FIGURAN INSCRITAS, EN LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO, COMO "MIEMBROS COLECTIVOS".

ESPAÑA

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

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

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

EXTRANJERO

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

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

hormigón y acero n.º 199

índice

	Págs.
457-0-221 Una aproximación al estudio de puentes colgantes	9-35
Une approximation a l'étude des ponts suspendus. An approximation to the study of suspension bridge behaviour. <i>D. Cobo y A.C. Aparicio.</i>	
457-0-222 Tensiones de flexión secundaria en almas esbeltas de vigas armadas metálicas	37-51
Contraintes de flexion secondaire en âmes élancées de poutres composées. Stress distributions in slender steel-webs considering local buckling. <i>J. Costa y E. Mirambel.</i>	
457-8-185 Bases de datos de materiales de construcción: los prefabricados estructurales y las fichas técnicas	53-58
Banques de données des produits et matériaux du bâtiment: les préfabriqués structuraux et les fiches techniques (Avis techniques). Construction material data bases: prefabricated structural elements and the technical cards. <i>J. Amat y F.X. Trepal.</i>	
591-0-32 Alternativas constructivas que permite el pretensado en Bolivia	59-74
Alternatives constructives qui permettent la précontrainte en Bolivie. Options for build-up that allow the prestressing technique, in Bolivia. <i>N.A. Vega.</i>	
591-2-292 Pasarela atirantada en La Coruña	75-84
Une passerelle à haubans à La Coruña. A stayed foot-bridge in La Coruña. <i>A. González Serrano.</i>	
591-6-16 La cubierta desplegable de la piscina de San Pablo, de Sevilla	85-114
La couverture déployable de la piscine de San Pablo, à Sevilla. Deployable cover on a swimming pool, in Sevilla. <i>F. Escrig Pallarés, J. Pérez Valcarcel y J. Sánchez.</i>	
591-8-35 Diseño de uniones prefabricadas viga-columna	115-123
Projet des unions préfabriquées poutre-colonnes. Design of precast beam-column joints. <i>S. García, R.D. Benito y R.F. Danesi.</i>	
685-3-4 Durabilidad de los hormigones de polvo reactivo (HPR) de ultra altas resistencias (200-800 MPa)	125-134
Durabilité des bétons de poudres réactives (BPR) à ultra haute resistance (200-800 MPa). Durability of reactive powder concretes (RPC) of high-strength (200-800 MPa). <i>M. Cheyrez, N. Roux, M.A. Sanjuan y M.C. Andrade.</i>	

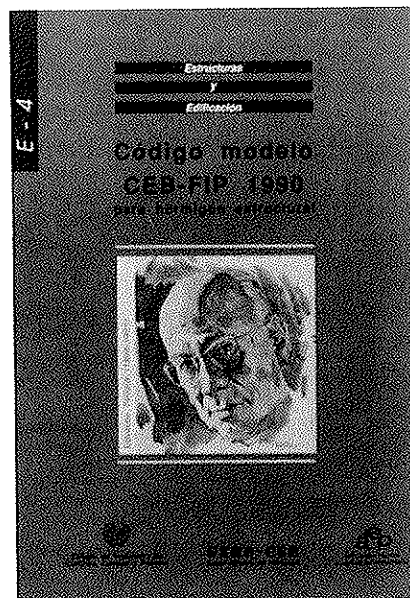
NUEVA PUBLICACION

CODIGO MODELO CEB-FIP 1990, PARA HORMIGON ESTRUCTURAL

Continuando con la serie de publicaciones que esta **Asociación Técnica Española del Pretensado** viene publicando, en las cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir un adecuado proyecto, realización, mantenimiento y utilización de las obras pretensadas, se ha editado ahora la versión en español del **Código Modelo CEB-FIP 1990 para hormigón estructural**.

El primer Código Modelo se publicó en 1964 bajo el título de **Recomendaciones del CEB** y fue traducido posteriormente a más de veinte idiomas. El segundo Código Modelo se publicó en 1978 bajo el título **Código Modelo CEB-FIP** y ha constituido la base del Eurocódigo 2, así como de más de veinte Códigos nacionales, entre ellos el español (**Instrucciones EH y EP**). La obra que ahora se ofrece es el tercer Código Modelo, publicado por CEB-FIP y que contiene los resultados de las últimas investigaciones europeas en el ámbito de la normativa de las estructuras de hormigón.

Por todo lo anterior, la **Asociación Técnica Española del Pretensado** consideró, en su momento, que resultaba de gran interés poner a disposición de los técnicos españoles la versión en castellano de este importante documento. Esta edición es la primera traducción que aparece tras la publicación original en lengua inglesa. Esta iniciativa se incluye, por otra parte, en el marco del acuerdo de colaboración entre **ATEP** y **GEHO**, las dos Asociaciones que se ocupan del hormigón en nuestro país.



El precio de esta publicación, de 575 páginas, con numerosas figuras y tablas, es de DIEZ MIL PESETAS, IVA incluido (CIEN DOLARES USA, para el extranjero). No obstante, como siempre, a los Miembros de la **ATEP** se les concede un sensible descuento, por lo que podrán adquirir cuantos ejemplares deseen al precio de SIETE MIL QUINIENTAS PESETAS, IVA incluido (SETENTA Y CINCO DOLARES USA, para el extranjero) cada ejemplar.

Los pedidos, que serán atendidos por riguroso orden de recepción, deben dirigirse a la **Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19002, 28080 Madrid**.

Debe tenerse en cuenta que, de conformidad con las normas establecidas, sólo podrán ser atendidas aquellas peticiones que vengan acompañadas, bien de cheque extendido a nombre de la **Asociación**, por el importe total del pedido formulado, o bien de copia de la correspondiente orden de transferencia efectuada a la cuenta que la **ATEP** tiene abierta, con el número 1560/271, en la Sucursal de Potosí, calle Bolivia nº 11, 28016 Madrid, del Banco Español de Crédito. (**Datos del Banco: 0030-1125-19**).

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

1. CONDICIONES GENERALES

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

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

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

2. PRESENTACION DE ORIGINALES

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

2.1. Título

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

Empresa en el que desarrolla sus actividades.

2.2. Resumen

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

2.3. Gráficos y figuras

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

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

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

2.4. Fotografías

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

numeradas correlativamente y llevarán su correspondiente pie explicativo.

2.5. Tablas y cuadros

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

2.6. Unidades

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

2.7. Fórmulas, letras griegas, subíndices y exponentes

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

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

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

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

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

Referencias de libros

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

3. PRUEBAS DE IMPRENTA

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

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

Una aproximación al estudio de puentes colgantes

Diego Cobo del Arco
Ingeniero de Caminos. Departamento de Ingeniería de la Construcción.
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos de Barcelona, U.P.C.

Angel C. Aparicio Bengoechea
Catedrático. Departamento de Ingeniería de la Construcción.
Escuela Técnica Superior de Ingenieros de
Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. U.P.C.

1. INTRODUCCION Y OBJETIVOS

España es un país de ríos pequeños y estuarios no muy grandes por lo que el puente colgante, históricamente el esquema estructural adecuado para las grandes luces, ha acabado siendo el gran desconocido de la ingeniería española moderna de puentes.

En las últimas décadas, el puente colgante ha quedado relegado al campo de las grandes (o super grandes) luces, a medida que otros tipos estructurales y otros materiales han ido desarro-

llándose en el tiempo. En efecto, el pretensado y la técnica de voladizos sucesivos rescatan el tramo recto como esquema estructural relevante, al aunar la facilidad constructiva, la eficacia estructural y unos costes más competitivos. Y el puente de tirantes, con la inexistencia de contrapesos, la competencia entre pretensistas y, en general, un mejor comportamiento aerodinámico, desplaza al puente colgante, primero, a las grandes luces y luego a las super grandes luces. Estos hechos quedan reflejados en nuestro país. En 1914 Ribera cruza el Ebro en Amposta con un tramo colgado de 130 metros de luz (Foto 1). Pero

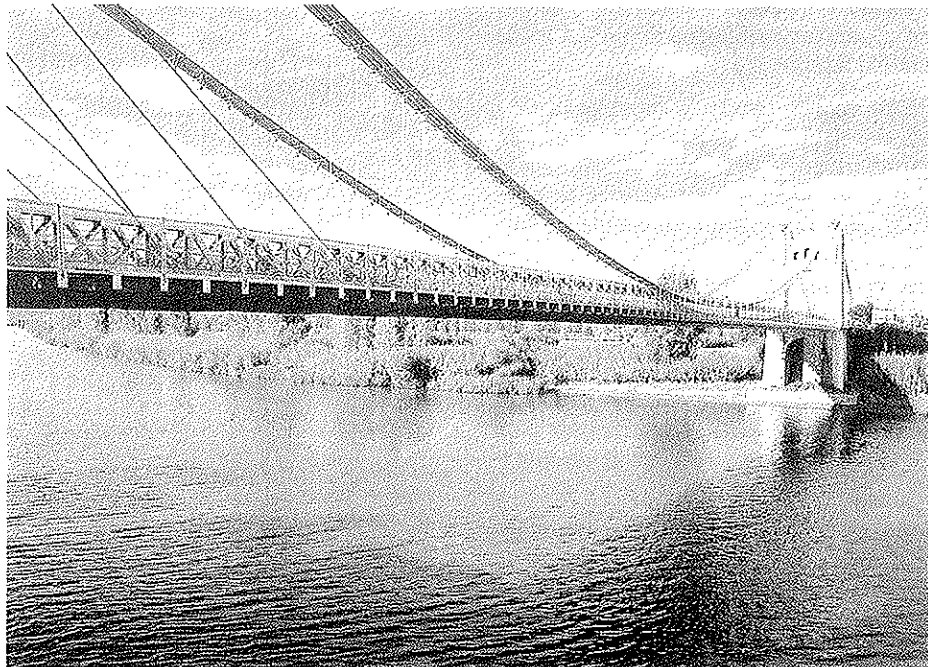


Foto 1. Puente colgante sobre el Ebro en Amposta.

posteriormente todos nuestros grandes ríos son cruzados con tramos rectos de canto variable contruidos por voladizos sucesivos o con algún puente atirantado. Por otro lado, cuando modernamente ha sido necesario salvar grandes luces, los puentes de Rande y de Barrios de Luna, entre otros, se han planteado como puentes atirantados. El puente colgante parece reservado, pues, para el posible paso del Estrecho de Gibraltar. A pesar de esto, este esquema estructural ha acabado seduciendo a muchos ingenieros, habiéndose proyectado y ejecutado realizaciones de indudable interés, como los puentes sobre el Segre (L. F. Troyano, J. Manterola y M. A. Astiz [1]), una pasarela en la Expo (J. J. Arenas y M. Pantaleón) o el puente en Elche sobre el Vilanopó (H. Corres, M. Schlaich y J. Romo [2]), aunque siempre en luces medias.

Por otro lado, a nivel mundial, los proyectos de grandes infraestructuras han vuelto a poner de moda los puentes colgantes. El cruce de los estrechos de Gibraltar y de Messina [3], aún sobre el papel, el comienzo de la construcción del puente sobre el Gran Belt en Dinamarca (1624 metros de luz), y la construcción del puente de Akashi-Kaikyo en Japón (1990 metros de luz), han despertado la curiosidad y el interés de todos los ingenieros estructurales. Prueba de ello son, a nivel español, la Jornada Técnica sobre puentes colgantes organizada por la Asociación Técnica Española del Pretensado en Mayo de 1994 y a nivel mundial, la Conferencia sobre puentes suspendidos celebrada en Deauville en octubre de 1994 [4].

Pese a este renacido interés, el ingeniero se encuentra con la dificultad de entender un sistema estructural clásico. El diseño actual de puentes colgantes debe basarse en un programa numérico de elementos finitos, pero la interpretación de resultados puede ser difícil. Además, el análisis paramétrico es casi imposible con un programa de estas características.

Este artículo intenta ayudar a entender el funcionamiento estructural de un puente colgante. Se pretende familiarizar al lector con algunas ideas esenciales del comportamiento de este tipo de puentes. Para ello, este trabajo se divide en tres partes. En la primera, se obtienen las ecuaciones de gobierno en teoría de segundo orden (a partir de ahora, *deflection theory*), se plantean las ecuaciones en forma no dimensional y se identifican los parámetros que rigen el comportamiento estático y dinámico de los puentes colgantes. Además, se presentan algunas fórmulas simplificadas para evaluar flechas, momentos, frecuencias de vibración y velocidad de flameo.

En la segunda parte de este trabajo se introduce una matriz de rigidez, en forma explícita, para un cable parabólico sometido a fuerzas verticales. En esta matriz se pueden identificar perfectamente los diferentes términos no lineales. La matriz se presenta también en forma no dimensional, por lo que se pueden realizar estudios paramétricos con

facilidad. Esta matriz puede ensamblarse, en la manera tradicional, en un programa general de estructuras.

Por último, se aplica el método numérico propuesto al análisis paramétrico de puentes colgantes. Se presentan varias gráficas no dimensionales que pueden ser útiles a la hora de obtener primeros valores de diseño y a partir de las cuales se entienden algunas de las características principales de la respuesta estructural de este tipo de puentes.

2. ESTUDIO ANALITICO DE PUENTES COLGANTES

En este apartado se presentan algunos métodos analíticos de cálculo de puentes colgantes. Los esquemas estructurales posibles son varios, ya sean uno o varios vanos, de tablero articulado o continuo, y bien sea el cable deslizante o no deslizante por encima de la torre. Con las hipótesis que se formularán, los métodos que se presentan son válidos, en principio y salvo que se indique otra cosa explícitamente, para cualquier tipo de puente colgante, con la restricción de que el cable deslice libremente por encima de la torre (Figura 1). De

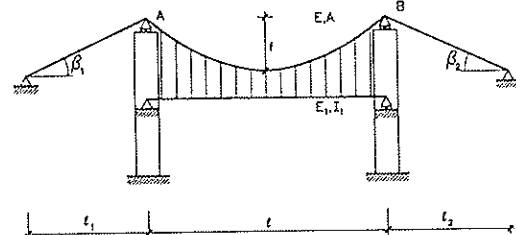


Figura 1a.

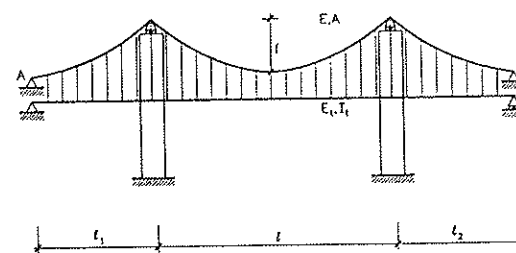


Figura 1b

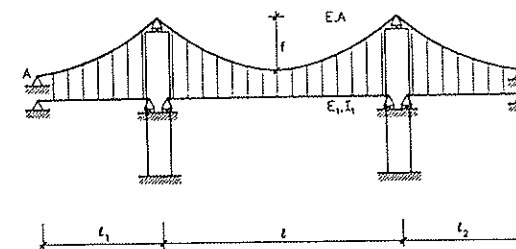


Figura 1c

Figura 1. Esquema longitudinal de algunos puentes colgantes clásicos.

todos modos, en general, si el cable está unido a las pilas, éstas suelen ser tan flexibles que se puede ignorar su rigidez.

Como consecuencia de esto, se deduce la conocida expresión:

$$H = \frac{q_0 l^2}{8f} \quad (3)$$

2.1. Formulación de las ecuaciones

Considérese un puente colgante clásico (Figura 1) y sean las siguientes consideraciones:

- 1) El puente se construye de tal manera que, ante peso propio, los esfuerzos en el tablero son despreciables.
- 2) Las péndolas son inicialmente verticales.
- 3) El número de péndolas se considera suficientemente alto como para que las cargas que se transmiten al cable puedan considerarse como repartidas.
- 4) El cable portante se comporta como perfectamente flexible, o en palabras de James Bernouilli [5] es capaz de transmitir únicamente fuerzas en su dirección tangente.

En estas circunstancias, y para las relaciones habituales de $f/l \approx 1/10$, las fuerzas que actúan sobre el cable (q_0), suma del peso propio del tablero y el del cable, son aproximadamente uniformes sobre la longitud horizontal, por lo que la forma inicial del cable es una parábola. Con la notación de la Figura 2, se verifica:

$$H \frac{d^2 Z}{dX^2} = -q_0 \quad ; \quad Z(0) = Z(l) = 0 \quad (1)$$

Esta ecuación debe resolverse con ayuda de las condiciones de contorno adecuadas. En el caso de la Figura 1a:

$$\begin{aligned} Z(0) = Z(l) = 0 \Rightarrow Z(X) &= \frac{q_0 X}{2H} (l-X) \\ &= \frac{4fX}{l^2} (l-X) \end{aligned} \quad (2)$$

que relaciona la fuerza horizontal en un cable parabólico con la flecha del mismo y la carga a la que está sometido. En el caso de puentes colgantes de varios vanos, con apoyos a la misma altura, las ecuaciones (2) y (3) son, evidentemente, también válidas para el vano principal, interpretando l como la longitud del vano.

Si se aplica ahora una carga $q(X)$ sobre el puente, la estructura se deformará para responder a esta sollicitación. Si se acepta que:

- 5) Los movimientos horizontales del cable son lo suficientemente pequeños como para que las cargas que actúan sobre el cable se puedan considerar como verticales.
- 6) Las péndolas son inextensibles, de tal modo que los movimientos verticales del tablero pueden igualarse a los del cable.

se tiene el esquema de la Figura 3. Es evidente, a partir de las ecuaciones de equilibrio horizontal y de las hipótesis 2) y 5), que el incremento (h) en la fuerza horizontal ha de ser constante. Considerando ahora las ecuaciones de equilibrio en la posición deformada se obtienen las ecuaciones diferenciales que gobiernan el comportamiento del puente. En efecto, imponiendo el equilibrio en dirección vertical se deduce rápidamente para el cable:

$$(H + h) \left(\frac{d^2 Z}{dX^2} + \frac{d^2 w}{dX^2} \right) = -q_0 - p(X) \quad ; \quad \frac{dh}{dX} = 0 \quad (4)$$

y haciendo uso de la ecuación (1):

$$H \frac{d^2 w}{dX^2} + h \left(\frac{d^2 Z}{dX^2} + \frac{d^2 w}{dX^2} \right) = -p(X) \quad (5)$$

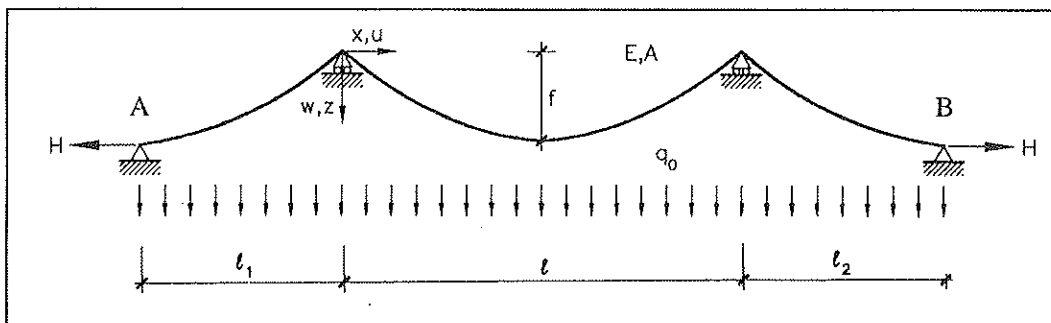
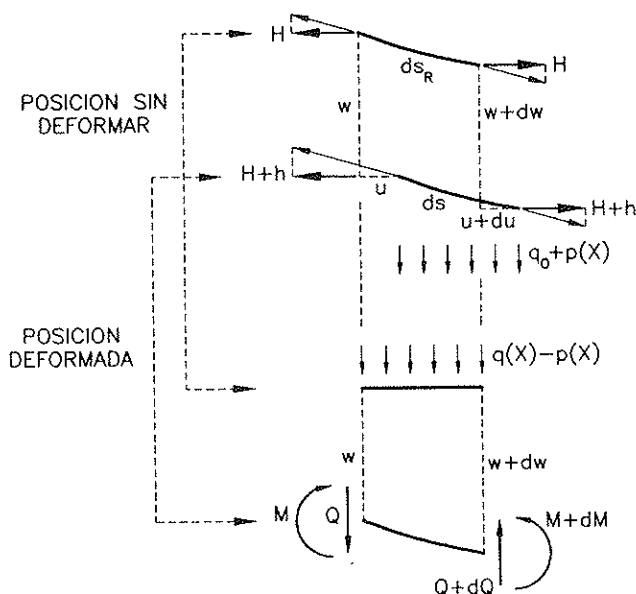


Figura 2. Esquema de un cable suspendido ante peso propio q_0 .



$$\varepsilon = \frac{1}{2} \frac{ds^2 - ds_R^2}{ds_R^2} \approx \frac{du}{ds_R} \frac{dx}{ds_R} + \frac{dz}{ds_R} \frac{dw}{ds_R} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{ds_R} \right)^2$$

$$t = EA\varepsilon - EA\alpha\Delta T = h \frac{ds_R}{dx}$$

Figura 3. Movimientos y esfuerzos en un elemento diferencial de cable.

en donde $w(X)$ es el desplazamiento vertical de un punto del tablero o del cable, y $p(X)$ son las fuerzas transmitidas por las péndolas. Planteando ahora la ecuación diferencial del tablero suponiendo que:

- 7) La directriz del tablero es recta y se verifican las hipótesis habituales de la teoría de vigas de Euler-Bernoulli

se tiene:

$$EI_t \frac{d^4 w}{dX^4} = q(X) - p(X) \quad ; \quad \frac{M}{EI_t} = - \frac{d^2 w}{dX^2} \quad (6)$$

en donde EI_t es la rigidez a flexión del tablero y M los momentos flectores según el convenio de signos habitual. Introduciendo esto en la ecuación (5):

$$EI_t \frac{d^4 w}{dX^4} - (H+h) \frac{d^2 w}{dX^2} = q(X) + h \frac{d^2 Z}{dX^2} = q(X) - h \frac{q_0}{H} \quad (7)$$

Esta ecuación diferencial debe resolverse con las condiciones de contorno adecuadas; por ejemplo, en el caso de la Figura 1a:

$$w(0) = w(l) = \frac{d^2 w}{dX^2}(0) = \frac{d^2 w}{dX^2}(l) = 0 \quad (8)$$

En el caso de un puente de varios vanos, la ecuación (7) se verifica para cada vano, junto con las correspondientes condiciones de contorno.

Nótese que, aunque en este trabajo se considera el peso propio q_0 igual para cada vano, la generalización es inmediata.

La ecuación diferencial (7) debe integrarse, con las condiciones (8) u otras similares, en función del incremento de fuerza horizontal en el cable (h). Este incremento de fuerza horizontal viene dado por la llamada ecuación de compatibilidad [6]. Atendiendo a la Figura 3, la deformación de Green en el cable puede expresarse como [5]:

$$\varepsilon = \frac{1}{2} \frac{ds^2 - ds_R^2}{ds_R^2}$$

$$\varepsilon = \frac{du}{ds_R} \frac{dX}{ds_R} + \frac{dZ}{ds_R} \frac{dw}{ds_R} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{ds_R} \right)^2 = \quad (9)$$

$$= \left[\frac{du}{dX} + \frac{dZ}{dX} \frac{dw}{dX} + \frac{1}{2} \left(\frac{dw}{dX} \right)^2 \right] \left(\frac{dX}{ds_R} \right)^2$$

Suponiendo por último:

- 8) Comportamiento elástico y lineal del cable, de tal modo que:

$$\varepsilon - \alpha \Delta T = \frac{t}{EA} \approx \frac{h}{EA} \frac{ds_R}{dX} \quad (10)$$

en donde t es el incremento de tracción en el cable, E es el módulo de elasticidad del cable, A su área transversal α el coeficiente de dilatación y ΔT un posible incremento de temperatura uniforme sobre el cable, se tiene [5] introduciendo la

ecuación (10) en (9) e integrando entre los puntos extremos A y B definidos en la Figura 1:

$$h = \frac{EA}{L_e} (u_B - u_A + \int_A^B \frac{dw}{dX} \frac{dZ}{dX} dX + \frac{1}{2} \int_A^B (\frac{dw}{dX})^2 dX) - \frac{EA \alpha \Delta TL_t}{L_e} \quad (11)$$

en donde L_e y L_t se definen como:

$$L_e = \int_B^A (\frac{dS_R}{dX})^3 dX : L_t = \int_A^B (\frac{dS_R}{dX})^2 dX \quad (12)$$

que, en el caso particular de que los apoyos A y B estén al mismo nivel, se pueden escribir como [5]:

$$L_e = (1 + 8 (\frac{f}{l})^2) l : L_t = (1 + \frac{16}{3} (\frac{f}{l})^2) l \quad (13)$$

Conviene señalar que en el caso de un puente de un vano la ecuación (13) debe modificarse para tener en cuenta la contribución de los tirantes de retención.

La aproximación efectuada en la ecuación (10) es válida cuando los gradientes de los movimientos horizontales no son excesivos, lo cual suele ser cierto.

Finalmente, si en la ecuación (11) se supone que los movimientos horizontales y verticales de los puntos A y B son nulos y se considera el término de segundo orden como despreciable, se deduce:

$$h = - \frac{EA}{L_e} \frac{d^2 Z}{dX^2} \int_A^B w dX - \frac{EA \alpha \Delta TL_t}{L_e} = \frac{EA}{L_e} \frac{q_0}{H} \int_A^B w dX - \frac{EA \alpha \Delta TL_t}{L_e} \quad (14)$$

que es la ecuación clásica de compatibilidad según Steinman [6].

En el desarrollo anterior, el carácter no lineal del problema ha sido introducido de dos maneras. Por un lado, en la ecuación (5) al introducir el equilibrio en la posición deformada. Por otro lado, en la ecuación (9) al considerar los términos de segundo orden en la relación tensión-deformación. Incluso cuando se desprecian estos términos (ecuación (14)) el problema sigue siendo claramente no lineal, pues en la ecuación diferencial (7) h es una función de los movimientos incógnitas w , a través de la ecuación (14).

Las ecuaciones (7) y (11) constituyen las ecua-

ciones clásicas de la *deflection theory*, formulada por Melan en 1888 y traducida por Steinman al inglés en 1913 [6]. La primera aplicación práctica se llevó a cabo en los cálculos del Manhattan Bridge, por L. Moisseiff, en 1909. Posteriormente, los grandes puentes colgantes de los años 1920-1960 fueron diseñados de acuerdo con esta teoría. Una revisión histórica de los métodos de cálculo anteriores (teorías de Rankine y teoría elástica) puede encontrarse en [6], [7], [8]. Pese a las simplificaciones e hipótesis utilizadas en la deducción de las ecuaciones de la *deflection theory*, las aproximaciones que se obtienen al comportamiento real del puente están en el orden del 5%, por lo que cabe calificarla de ingenierilmente correcta.

Las soluciones a las ecuaciones (7) y (11) se pueden obtener de manera explícita por integración de la ecuación (7) y posterior sustitución en la ecuación (14). Un compendio de soluciones puede encontrarse en [6] y en [9]. Las expresiones analíticas que resultan son poco prácticas de manejar y además el carácter no lineal hace que su aplicación sea bastante complicada en casos prácticos. Sin embargo, estas soluciones pueden ser una gran ayuda en el proceso de comprobación de resultados numéricos [9]. Resulta interesante señalar que estas ecuaciones son muy similares a las ecuaciones de gobierno de la banda tesa. Las soluciones analíticas también son posibles en este caso, incluso para la evaluación de los fenómenos diferidos de fluencia [10].

Por lo que ha sido comentado y debido a que los métodos de discretización más habituales pueden resolver perfectamente estas estructuras [11], [12], el uso de la *deflection theory* es cuestionable hoy en día. De todos modos, la *deflection theory* sigue siendo un punto de partida fundamental cuando se trata de hacer estudios paramétricos, ya sean numéricos [13], [14], [15], [16] o analíticos [5], [17]. En el apartado 4 de este artículo, será utilizada para obtener, de una manera sencilla, un modelo de elementos finitos con el que realizar estudios paramétricos.

2.2. Adimensionalización de las ecuaciones

Las ecuaciones presentadas en el apartado anterior se pueden adimensionalizar de una manera relativamente sencilla [5]. Sean los cambios de variables:

$$\bar{X} = \frac{X}{l} : \bar{w} = \frac{Hw}{q_0 l^2} : \bar{h} = \frac{h}{H} : \bar{M} = \frac{M}{q_0 l^2} : \bar{q} = \frac{q}{q_0} : \Phi = \frac{\alpha \Delta TL_t}{HL_e} \quad (15)$$

en donde l es una longitud característica del puen-

Tabla 1. Características de algunos puentes colgantes

Puente	Año	L m	L _e m	f m	q ₀ KN/m	H MN	I _t m ⁴	J m ⁴	b m	A m ²	λ ²	α ²	β ²
Menai	1826	177	---	13	30.8	9.22	0.00538	3.58e-3	8.54	CADENAS	---	3.91e-3	---
Delaware	1926	534	1089	61	393	229.6	10.14	---	27.1	0.725	259	3.09e-2	---
G. Washington Bridge	1931	1067	1660	97.5	470	686	0.0101	2.30e-2	32.33	2.06	207	2.71e-6	1.04e-2
G. Washington Bridge	1960	1067	1660	97.5	589	860	4.59	4.37	32.33	2.06	176	9.37e-4	1.58
Golden Gate	1937	1280	2299	145	307	434	5.28	7.83e-5	27.42	1.07	225	1.56e-3	7.77e-5
Golden Gate	1954	1280	2299	145	328	463	5.28	2.80	27.42	1.07	212	1.56e-3	2.61
Deer Isle	1939	329	678	32.9	35.7	14.69	0.0497	7.80e-6	7.17	0.036 (*)	152	6.56e-3	3.35e-3
Bronx-Whitestone	1939	701	1246	61	163	164	0.352	3.55e-5	23.8	0.38	127	9.14e-4	1.24e-4
Tacoma Narrows	1940	854	1624	71.17	92.07	118.	0.154	6.07e-6	11.9	0.25	116	3.76e-4	1.29e-4
Tacoma Narrows	1950	854	1669	85.4	129	137.7	2.87	2.90	18.3	0.34	162	6.00e-3	20.4
Mackinac	1957	1158	2413	105.4	173	275	9.4	4.36	20.75	0.49	70	5.35e-3	9.07
Verrazano	1964	1298	2244	117.5	551	988	10.8	2.92	30.60	2.1	129	1.36e-3	1.02
Forth Road	1964	1006	1962	91.5	162	224	4.73	1.273	23.8	0.452	110	4.38e-3	3.25
Tajo	1966	1013	2362	106	185	223	12.78	7.64	21.0	0.44	120	1.17e-2	25.17
Severn	1966	988	1725	82.35	125	185.4	1.49	3.32	22.9	0.322	88	1.73e-3	11.06
Bosporus I	1973	1074	1719	91.5	145.4	229	1.39	3.72	28.0	0.41	104	1.10e-3	6.71
Humber	1981	1410	2420	117	175	371	3.74	6.03	22.9	0.587	82	1.06e-3	10.04

Notas:

- Los valores indicados con (*) se han obtenido en base a una tensión $H/A \approx 4000 \text{Kp/cm}^2$.
- Los valores no indicados no se han podido obtener.
- Los valores de Le son aproximados.

te. En este trabajo se ha considerado que ℓ es la longitud del vano central en el caso de un puente de varios vanos (Figura 1b) o la luz del puente en el caso de un puente colgante de un solo vano (Figura 1a). L_e y L_t siguen estando definidos por las ecuaciones (12) para todo el cable. Introduciendo estas definiciones en las ecuaciones (7) y (14) se tiene, después de algunas operaciones:

$$\alpha^2 \frac{d^4 \bar{w}}{d\bar{X}^4} - (1 + \bar{h}) \frac{d^2 \bar{w}}{d\bar{X}^2} = \bar{q}(\bar{X}) - \bar{h} \quad (16)$$

$$\bar{h} = \lambda^2 \int_0^1 \bar{w} d\bar{X} - \Phi \quad (17)$$

en donde se definen los parámetros λ^2 , α^2 como:

$$\lambda^2 = \left(\frac{q_0 l}{H} \right)^2 \frac{l}{HL_e} \quad (18)$$

$$\alpha^2 = \frac{EI_t}{Hl^2} \quad (19)$$

Como se ve inmediatamente a partir de las ecuaciones (16) y (17), la respuesta estructural de un puente colgante depende únicamente de estos dos parámetros. Esto es estrictamente cierto en el caso de un puente de un vano; para puentes de varios vanos la relación entre las luces laterales y centrales aparece al plantear las condiciones de contorno de la ecuación (16). El parámetro λ^2 ha sido interpretado por Irvine [18] como un cociente entre la rigidez elástica y la rigidez geométrica o gravitacional de un cable. λ^2 es pequeño para cables tensos y tiende a infinito para cables inextensibles. Se suele verificar que para los cables de los puentes colgantes clásicos, λ^2 está en el entorno de 100-400 [5]. Efectivamente, para un cable suspendido con la relación habitual de $f/\ell=0,1$ y para una tensión de servicio de $5.000 \text{ Kp/cm}^2 \approx H/EA$, la simple sustitución en la ecuación (18) da $\lambda^2 = 250$. Para puentes colgantes de varios vanos (debido al hecho de tomar ℓ como la longitud del vano principal) los valores de λ^2 pueden ser algo menores que los indicados.

El parámetro α^2 es el factor de rigidez de Steinman [6]. Mide el cociente entre la rigidez a flexión de la viga y la rigidez gravitatoria del cable [8]. Para los puentes colgantes de principios de siglo, diseñados con la conservadora teoría elástica, α^2 tiene valores que oscilan entre 0,01 y 0,1. Sin embargo, los grandes puentes colgantes, diseñados con la *deflection theory*, verifican $\alpha^2 \ll 1$. El porqué de este hecho podrá ser explicado más adelante.

En la Tabla 1 se reflejan las características que se han podido obtener de algunos puentes colgantes, a partir de las cuales se deducen los valores de α^2 y λ^2 que definen su comportamiento.

2.3. Algunas simplificaciones

La primera aproximación en la búsqueda de simplificaciones es considerar al cable como inextensible; esto es equivalente a sustituir la ecuación (14) por:

$$\frac{q_0}{H} \int_A^B w dX - \alpha \Delta TL_t = 0 \quad (20)$$

Análogamente, se podría considerar la misma situación en la ecuación no dimensional (17), pues el concepto de inextensibilidad va ligado a $\lambda^2 \rightarrow \infty$. Aceptando esta simplificación, algunos autores [8] [17] [19] han propuesto métodos y fórmulas analíticas para investigar el comportamiento de los puentes colgantes (en las referencias [8], [17], además, se linealiza la ecuación (7), es decir, se desprecia \bar{h} frente a H).

Siguiendo el análisis de M. Irvine [19], si además de considerar el cable como inextensible se acepta que $\alpha^2 \ll 1$, se puede prescindir de la rigidez del tablero, por lo que la ecuación (7) queda:

$$(H + h) \frac{d^2 w}{dX^2} = -q(X) + h \frac{q_0}{H} \quad (21)$$

A partir de esta expresión se pueden obtener algunas fórmulas simplificadas para un cable suspendido, que pueden ser útiles a la hora de entender el comportamiento de un puente colgante de un vano. En efecto, si $\mathbf{q}(\mathbf{X})$ es constante en todo el vano, la integración de la ecuación (21) junto con (20) lleva a aceptar que los movimientos son nulos, pues el antifunicular de las cargas vuelve a ser la misma parábola, como era de prever. De este modo:

$$0 \leq X \leq l \quad q(X) = q \rightarrow w(X) = 0 \rightarrow h = \frac{q}{q_0} H \quad (22)$$

Esto representa un límite superior para el incremento de fuerza horizontal. Sea ahora $\mathbf{q}(\mathbf{X})$ una carga uniforme repartida en medio vano. Descompongase la carga $\mathbf{q}(\mathbf{X})$ en una carga simétrica de valor $q/2$, que provoca un incremento de fuerza $q/2q_0 H$, y en otra antisimétrica de valor $q/2$, que no provoca incremento de fuerza horizontal y cuyos movimientos verifican automáticamente la ecuación (20) (véase Figura 4). Se puede comprobar que sumando ambas soluciones y resolviendo la ecuación (21) se obtiene:

$$w\left(\frac{l}{4}\right) = \frac{q f}{8q_0 \left(1 + \frac{q}{2q_0}\right)} \quad \bar{w}\left(\frac{1}{4}\right) = \frac{\bar{q}}{64 \left(1 + \frac{\bar{q}}{2}\right)} \quad (23)$$

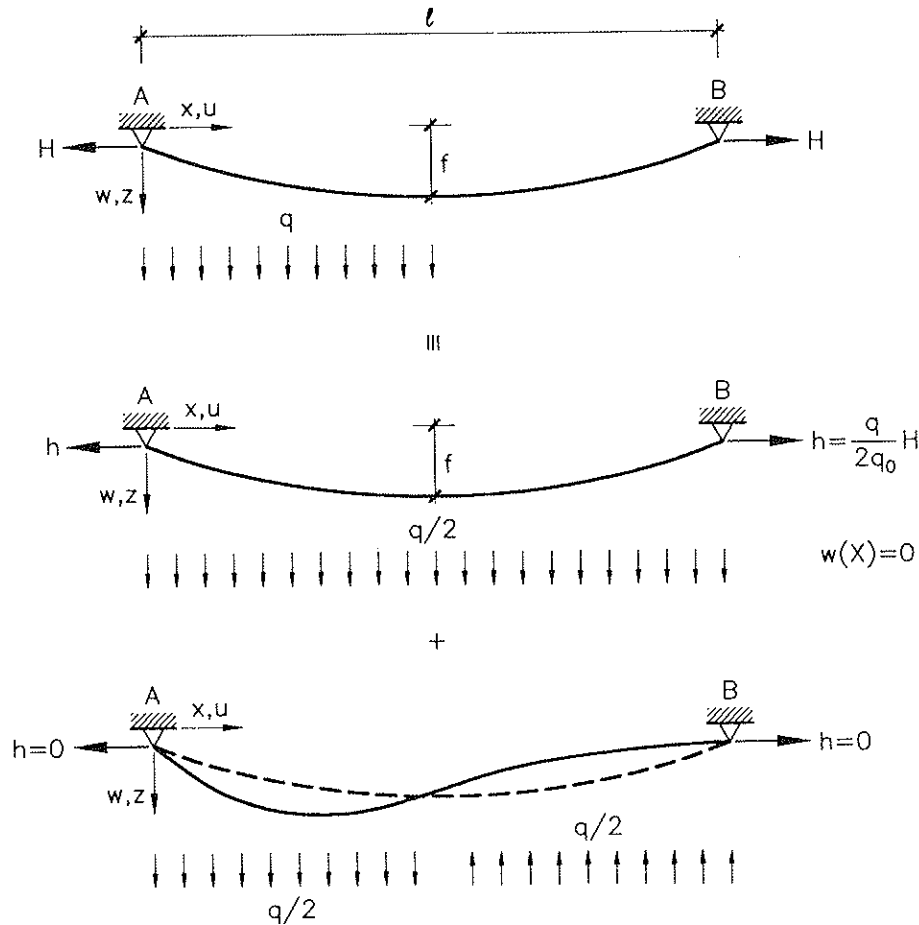


Figura 4. Esquema simplificado de actuación de una carga en medio vano.

A la luz de la ecuación (23) queda claro el comportamiento no lineal del puente colgante (en este caso interpretado como cable suspendido), pues la solución se rigidiza a medida que crece el valor de la carga aplicada q . El efecto rigidizante del peso propio q_0 (que era un hecho ya bien conocido por los ingenieros del siglo pasado) es también evidente en la ecuación (23).

Finalmente, para introducir el efecto de la rigidez del tablero, aunque conceptualmente es erróneo repartir la carga entre el tablero y el cable de manera uniforme (que es en lo que se basaba el método de Rankine [8]), Irvine [19] propone proceder así para evaluar el máximo momento flector en la situación de carga repartida q en medio vano. De esta manera (Figura 5), dividiendo la parte antisimétrica de la carga en $\chi q/2$ para el cable y $(1-\chi)q/2$ para el tablero, se puede despejar χ de la ecuación que se obtiene de igualar los movimientos verticales del cable y del tablero en el cuarto de la luz:

$$\frac{\chi q f}{8(q_0 + \chi \frac{q}{2})} = \frac{5(1-\chi)\frac{q}{2}}{384EI_t} \left(\frac{l}{2}\right)^4 \quad (24)$$

Una vez conocido χ , el momento flector en el cuarto de la luz se puede evaluar como:

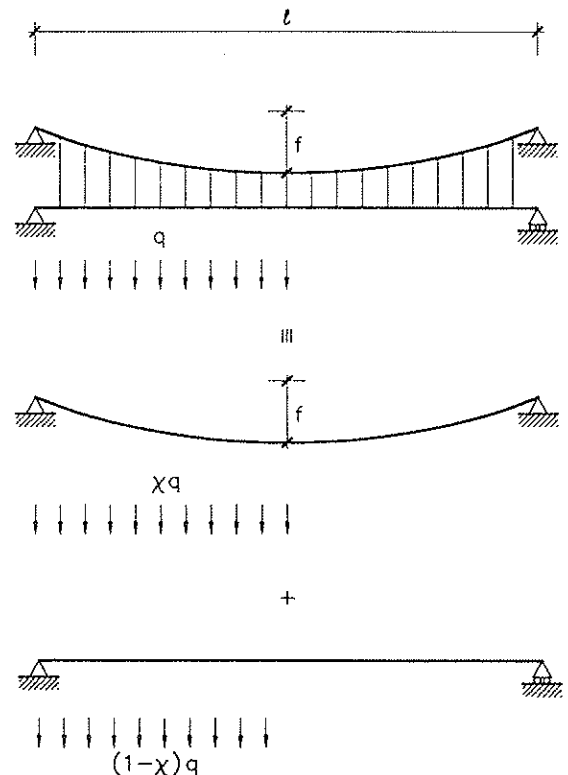


Figura 5. Reparto simplificado de una carga en medio vano.

$$M = \frac{(1-\chi) \frac{q}{2}}{8} \left(\frac{l}{2}\right)^2 = \frac{(1-\chi)q}{64} l^2 \quad (25)$$

Esta expresión da resultados bastante correctos, y puede ser muy útil en una primera fase de diseño. En el apartado 4 se introducirá otra expresión para el cálculo de momentos flectores, de más rápida aplicación. De todos modos, el análisis presentado da una idea intuitiva del reparto de cargas en un puente colgante.

2.4. Análisis dinámico. Frecuencias de vibración

Sea el puente colgante de la Figura 1a y considérese su sección transversal (dada en la Figura 6). Si se acepta que la sección tiene un eje de

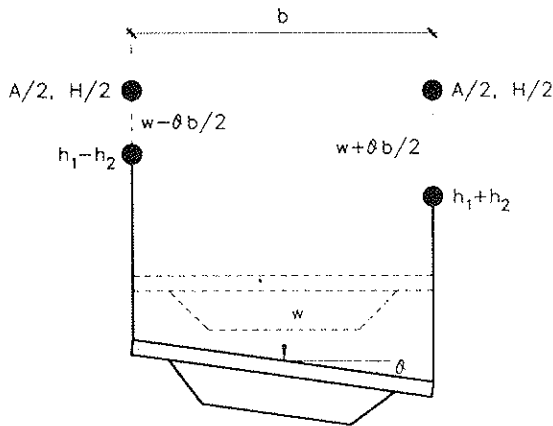


Figura 6. Sección transversal:

simetría, el incremento de fuerza en los cables debido a un movimiento vertical y a un giro de torsión, viene dado (para cada cable) por:

$$h = + \frac{E \frac{A}{2}}{L_c} \frac{q_0}{H} \left(\int_A^B w dX + / - \int_A^B \theta \frac{b}{2} dX \right) =$$

$$= h_1 + / - h_2 \quad (26)$$

Las ecuaciones diferenciales linealizadas del movimiento del puente, sometido a una carga repartida $q(X,t)$ y a una carga torsora $M_t(X,t)$, se pueden escribir como [5]:

$$E I_t \frac{\partial^4 w}{\partial X^4} - H \frac{\partial^2 w}{\partial X^2} + 2h_1 \frac{q_0}{H} = q(X,t) - m \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} \quad (27)$$

$$(GJ + H \frac{b^2}{4}) \frac{\partial^2 \theta}{\partial X^2} - h_2 b \frac{q_0}{H} =$$

$$= I_m \frac{\partial^2 \theta}{\partial t^2} - M_t(X,t) \quad (28)$$

en donde se suponen despreciables los efectos de distorsión y alabeo de la sección transversal. En las ecuaciones (27) y (28), I_m es el momento de inercia polar de la sección transversal del puente respecto de la directriz, por unidad de longitud (incluyendo la contribución de los cables), GJ es la rigidez a torsión de la sección transversal y $m=q_0/g$ es la masa total por unidad de longitud. Deben introducirse, por supuesto, las condiciones de contorno adecuadas.

Se observa en las ecuaciones (27)-(28) que las ecuaciones linealizadas del movimiento libre ($q(X,t)=0$; $M_t(X,t)=0$) están desacopladas, por lo que el estudio de las ecuaciones (27) y (28) para encontrar las frecuencias de vibración puede realizarse por separado.

2.4.1. Frecuencias de vibración verticales para puentes colgantes de un vano

Sea la ecuación diferencial linealizada del movimiento vertical libre de un puente colgante de un vano y sea una vibración de tipo antisimétrica. De este modo, se puede aceptar [5] que el movimiento no genera incremento de fuerza horizontal ($h=0$), pues la integral de los movimientos para toda la longitud es nula (véase ecuación (14)). Ensáyese ahora una solución periódica con frecuencia ω_m en la ecuación (27). Si:

$$w(X,t) = v(X) e^{i\omega_m t} \quad (29)$$

en donde $v(X)$ debe verificar las condiciones de contorno correspondientes, se tiene:

$$E I_t \frac{d^4 v}{dX^4} - H \frac{d^2 v}{dX^2} = m \omega_m^2 v(X) :$$

$$: v(0)=0 \quad v(l)=0 \quad (30)$$

La solución a la ecuación (30) proporciona las formas de los modos de vibración. Se obtienen fácilmente como:

$$v(X) = A_n \sin(2n\pi X/l) \quad (31)$$

con lo que se comprueba que la expresión (29) es la solución al problema del movimiento libre, siempre que ω_m verifique:

$$\omega_{fn} = \frac{2\pi n}{l} \sqrt{\frac{H}{m} \left(1 + 4 \frac{E_t I_t}{H l^2} n^2 \pi^2\right)} = \frac{2\pi n}{l} \sqrt{\frac{H}{m} (1 + 4 \alpha^2 n^2 \pi^2)} \quad (32)$$

Para la primera frecuencia de vibración esta expresión coincide con la que da Steinman para puentes de un vano, según se referencia en [20]. La ecuación (32) puede simplificarse de una manera muy sencilla observando, que según (3):

$$\frac{H}{m} = \frac{g l^2}{8f} \quad (33)$$

por lo que la primera frecuencia de vibración se obtiene directamente como:

$$n_f = \frac{\omega_f}{2\pi} = \sqrt{\frac{g}{8f} (1 + 4 \alpha^2 n^2 \pi^2)} \quad (34)$$

Aprovechando que, como se ha comentado, en los grandes puentes colgantes modernos $\alpha^2 \ll 1$, Herzog [20] [21] propone despreciar el último término con lo que:

$$n_f = \frac{\omega_f}{2\pi} \approx \frac{1,11}{\sqrt{f}} \text{ Hz} \quad (35)$$

Pese a su sencillez, esta fórmula proporciona resultados sorprendentemente correctos, incluso en el caso de 3 vanos, dado que sólo vibra el vano principal. Es inmediato comprobar que, para luces grandes, las frecuencias de vibración son extremadamente bajas. Por ejemplo, para el George Washington Bridge, $f = 99,125 \text{ m}$, por lo que $n_f = 0,11 \text{ Hz}$. Y para el Golden Gate $n_f = 0,092 \text{ Hz}$, que coincide con la frecuencia medida experimentalmente.

La resolución de las frecuencias de vibración correspondientes a los modos de vibración simétricos es sensiblemente más compleja [18]. De todos modos, aprovechando que $\alpha^2 \ll 1$, se puede considerar el puente colgante de un vano como un cable suspendido, por lo que las frecuencias de vibración simétricas deben verificar [5]:

$$\tan \frac{\overline{\omega}_f}{2} = \frac{\overline{\omega}_f}{2} - \frac{4}{\lambda^2} \left(\frac{\overline{\omega}_f}{2}\right)^3 \quad (36)$$

$$\overline{\omega}_f = \frac{\omega_f l}{\sqrt{\frac{H}{m}}}$$

Para el rango habitual de valores de λ^2 en puentes colgantes, la primera solución a la ecuación anterior está en el intervalo:

$$\omega_f \approx 2,60 + 2,83 \frac{\pi}{l} \sqrt{\frac{H}{m}} \quad (37)$$

por lo que, en general, la frecuencia de vibración más baja suele ser la antisimétrica.

2.4.2. Frecuencias de vibración torsionales para puentes colgantes de un vano

Sea ahora la ecuación (28) y sea una vibración de carácter torsional antisimétrico. Entonces, es fácil justificar que $h_2 = 0$, con lo que procediendo exactamente de la misma manera que en el apartado anterior, se tienen las frecuencias de vibración torsionales antisimétricas como [22]:

$$\omega_{tn} = \frac{2\pi n}{l} \sqrt{\frac{H}{m} (1 + \beta^2) \frac{m b^2}{4 I_m}} \quad (38)$$

$$\beta^2 = \frac{4 G J}{H b^2}$$

El parámetro β^2 es el otro parámetro que caracteriza el comportamiento de un puente colgante. Los valores usuales de β^2 en puentes colgantes son muy dispersos, como puede comprobarse en la Tabla 1. Si en la ecuación (38) se supone la masa del tablero uniformemente repartida a lo ancho de la sección transversal (lo cual puede ser cierto en determinados casos), se obtiene:

$$I_m = \left(1 + \frac{2 m_c}{m}\right) \cdot \frac{m b^2}{12} \quad (39)$$

en donde m_c es la masa total de los dos cables y m es la masa total (tablero más cables). Procediendo como en las ecuaciones (34) y (35) se halla la primera frecuencia de vibración torsional antisimétrica como:

$$n_t = \frac{\omega_t}{2\pi} = \frac{1,92}{\sqrt{f}} \sqrt{\frac{1 + \beta^2}{1 + 2 \frac{m_c}{m}}} \text{ Hz} \quad (40)$$

La aplicación directa de esta expresión a casos reales de puentes colgantes no da resultados tan correctos como los de la ecuación (35), por lo que es más conveniente utilizar la expresión (38). De todos modos, es útil constatar que, en el caso extremo de un tablero no rigidizado sin masa ($m = m_c$, $\beta^2 = 0$), las primeras frecuencias de vibración torsionales y de flexión coinciden. En el caso de un tablero no rigidizado ($\beta^2 = 0$), con masa de los cables despreciables, es fácil comprobar que el cociente entre las primeras frecuencias de vibración vale:

$$\frac{n_t}{n_f} = \sqrt{3} \quad (41)$$

Es conveniente, no obstante, remarcar que este cociente puede aumentarse fácilmente elevando el valor de β^2 .

Las frecuencias de vibración torsionales simétricas pueden también obtenerse de manera analítica [22]. Se puede justificar que la primera frecuencia de vibración torsional es la antisimétrica, si se verifica la relación:

$$\frac{\lambda^2}{1+\beta^2} > 4\pi^2 \quad (42)$$

2.4.3. Velocidad de flameo

La historia de los puentes colgantes va indisolublemente unida a la historia de las vibraciones y de las destrucciones de los mismos provocadas principalmente por el viento. Episodios trágicos pero pintorescos, como la destrucción de puentes al paso ligero de los soldados, oscilaciones de gran amplitud debido a la brusca variación de posición de gente viendo una regata, historias de estampidas de ganado provocando la ruina del puente, destrucciones de puentes en días de tormenta... eran, si no habituales, al menos frecuentes durante el siglo pasado. El tema de cómo estas historias fueron aprendidas por unos como lecciones, (Roebing), y fueron ignoradas u olvidadas por otros, (Moisseiff, Ammann, Strauss, Steinman y en general todos los grandes ingenieros de principios de siglo), es todavía tema de numerosas investigaciones [8], [23], [24], [25] y controversias [26], [27]. Así, mientras Roebing pedía "*weight, stays, trusses and girder*" como la única solución posible para rigidizar un puente colgante [23], y en base a esto era capaz de construir el

puente colgante del Niágara para ferrocarril y el majestuoso puente de Brooklyn, los ingenieros de principios de siglo prescindieron sucesivamente de los límites inferiores para la rigidez a flexión del tablero y para la rigidez lateral del mismo [24], gracias al enorme peso de los grandes puentes colgantes y a la aplicación de la *deflection theory*. De todos es conocido que, en última instancia, las consecuencias de estos hechos fueron la destrucción, en 1940, del puente de Tacoma Narrows (Foto 2), en un día con una velocidad de viento moderada, y el nacimiento de la aeroelasticidad, como área de estudio en la ingeniería civil.

En descargo (o en contra) de estos grandes ingenieros, cabe citar al propio Ammann confesando [25]: "*en cuanto a la acción del viento, no había ninguna duda en mi cabeza de que ningún vano de 3.500 pies [1.067 m] con una carga última suspendida de 63.000 toneladas, 15 ó 20 veces la fuerza que el viento podía posiblemente ejercer verticalmente en el tablero, podía ser movido por el viento*". El problema es, en cambio, muy diferente.

Para entender el comportamiento ante los efectos del viento en un puente colgante, se puede proceder de la siguiente manera simplificada. Considérese la Figura 7 y admítase que la fuerza ascensional y el momento torsor por unidad de longitud vienen dados por:

$$q(X,t) = - \frac{1}{2} \rho v^2 C_L(\theta) b \quad (43)$$

$$M_t(X,t) = + \frac{1}{2} \rho v^2 C_M(\theta) b^2 \quad (44)$$

en donde ρ es la densidad del aire ($\approx 1,25 \text{ kg/m}^3$), v la velocidad del viento y C_L , C_M son los coefi-

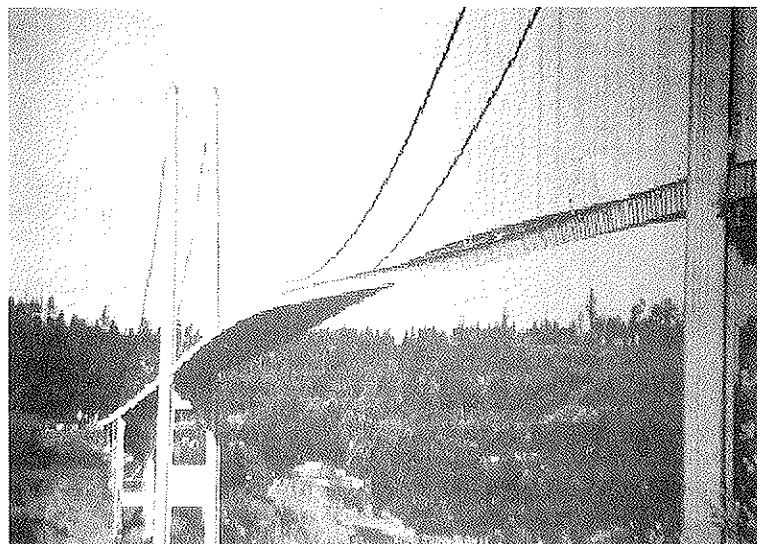


Foto 2. Oscilaciones del Puente de Tacoma-Narrows antes de su destrucción.

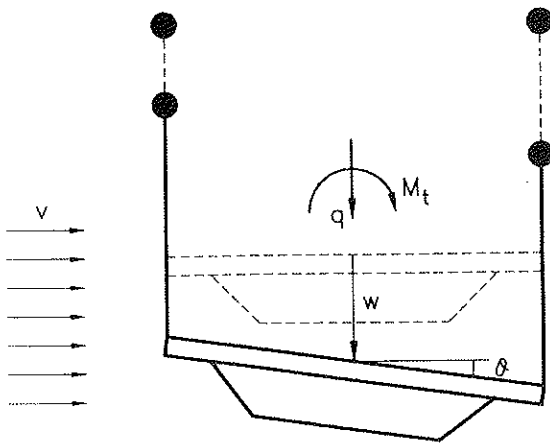


Figura 7. Definición de la acción del viento sobre la sección transversal.

cientes aerodinámicos de levantamiento y cabeceo no dimensionales, referidos al ancho, definidos por las ecuaciones (43) y (44).

Si el puente oscila con pequeña amplitud, se puede admitir entonces que las expresiones (43) y (44) se aproximan por:

$$q(X,t) = -\frac{1}{2} \rho v^2 (C_L(0) + \frac{dC_L(0)}{d\theta} \theta(X,t)) b \quad (45)$$

$$M_t(X,t) = +\frac{1}{2} \rho v^2 (C_M(0) + \frac{dC_M(0)}{d\theta} \theta(X,t)) b^2 \quad (46)$$

Introduciendo estas ecuaciones en las ecuaciones (27) y (28) es fácil intuir que el movimiento puede acoplarse. En efecto, sea la expresión (46) e introdúzcase en la ecuación diferencial del movimiento torsional. Considérese una vibración torsional antisimétrica respecto de la posición de equilibrio, del tipo:

$$\theta(X,t) = \Theta(X) e^{i\omega_1 t} \quad (47)$$

entonces, se puede justificar que la frecuencia de vibración se obtiene como:

$$\omega_1^2 = \omega_f^2 - \frac{1}{2} \rho v^2 b^2 \frac{dC_M(0)}{d\theta} \quad (48)$$

en donde ω_f es la primera frecuencia de vibración torsional antisimétrica, dada por la ecuación (38) con $n=1$. Se verifica que, si $dC_M/d\theta(0)$ es mayor que cero (lo cual es habitual), el viento produce una disminución de la rigidez torsional, por lo que la frecuencia de vibración torsional se hace más

baja y, en el límite, puede llegar a anularse, lo cual se corresponde con lo que se llama fenómeno de divergencia o de inestabilidad aeroelástica. Esto se consigue para una velocidad de divergencia dada por:

$$v_D = \omega_f \sqrt{\frac{2I_m}{\rho b^2 \frac{dC_M(0)}{d\theta}}} \quad (49)$$

Existe, no obstante, otro problema. Por las ecuaciones (47) y (48), el puente oscila torsionalmente con una frecuencia ω_1 . Se está introduciendo, en consecuencia, sobre el puente una fuerza vertical (dada por (45)) periódica, con frecuencia ω_1 . El acoplamiento se dará cuando esta frecuencia coincida con la primera frecuencia de vibración vertical ω_f dada por la Ec. (32). A este movimiento, acoplado en resonancia entre el movimiento vertical y el torsional, se le llama flameo. Igualando ambas frecuencias, la velocidad de flameo se obtiene para:

$$\omega_1^2 = \omega_f^2 = \omega_f^2 - \frac{1}{2} \rho v_f^2 b^2 \frac{dC_M(0)}{d\theta} \quad (50)$$

$$v_f = v_D \sqrt{1 - \left(\frac{\omega_f}{\omega_1}\right)^2} \quad (51)$$

En el caso de que la sección sea asimilable a una placa plana, se puede tomar:

$$\frac{dC_M(0)}{d\theta} = \frac{\pi}{2} \Rightarrow v_D = \omega_f \sqrt{\frac{4I_m}{\pi \rho b^2}} \quad (52)$$

Las expresiones (51) y (52) pueden ser útiles en una primera fase de diseño, reduciendo la velocidad de divergencia por el factor **R** de la Tabla 2 [20], [24], en donde se tiene en cuenta el hecho de que el comportamiento aerodinámico de la sección difiere del de una placa plana.

TABLA 2

Factor de reducción R determinado originalmente en ensayos en túnel de viento durante el proceso de diseño del Pequeño Belt, en Dinamarca

Tipo de sección	R
Sección rectangular cerrada	0,43
Sección rectangular cerrada con voladizos laterales	0,62
Sección en celosía	0,77
Sección aerodinámica	0,91

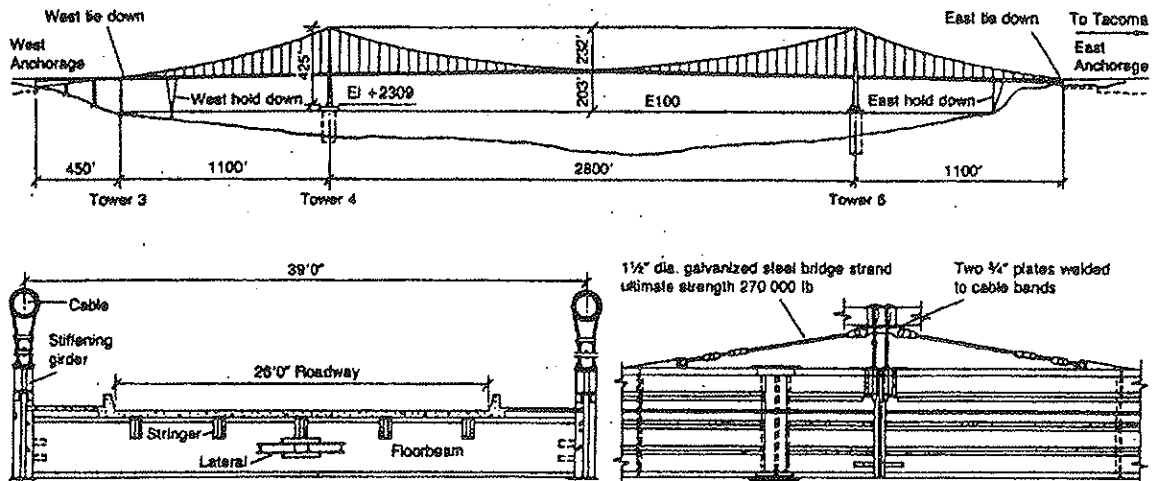


Figura 8a. Esquema longitudinal, sección transversal y detalle en centro de luz, del puente de Tacoma Narrows destruido el 7 de noviembre de 1940.

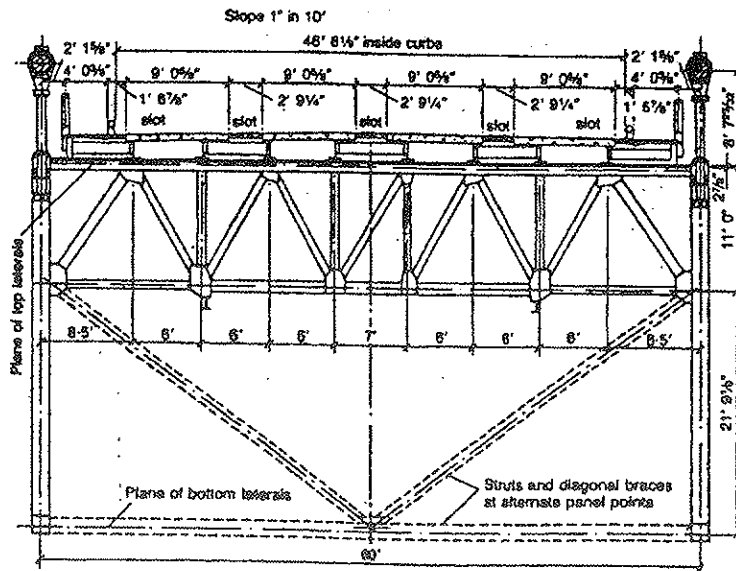


Figura 8b. Sección transversal de la reconstrucción del puente de Tacoma.

Figura 8. El Puente de Tacoma Narrows.

Observando las expresiones (51) y (52) es fácil entender la doble necesidad de rigidizar torsionalmente los puentes colgantes, por un lado, para aumentar la velocidad de divergencia, y por otro, para separar las primeras frecuencias de vibración antisimétricas. Como ya ha sido comentado, los grandes puentes colgantes de los años 20 y 30 sufrieron primero la eliminación del límite inferior de la rigidez a flexión, y posteriormente la eliminación del límite inferior de la rigidez lateral. Esto llevó, en el puente de Tacoma, a un diseño con una sección transversal (Figura 8 [20]) con un único plano de arriostamiento lateral y, en conse-

cuencia, con una rigidez torsional muy pequeña. Sin embargo, en contrapartida, en la sección de centro de luz existía un tirante entre el cable y el tablero que impedía la excitación del primer modo de vibración torsional antisimétrico. La destrucción del puente fue iniciada por la rotura de esta ligadura, después de la cual el puente comenzó a oscilar hasta su conocida destrucción. Si se aplica la formulación propuesta al puente de Tacoma, estimando el momento de inercia polar en $I_m = 178,0 \text{ m}^2$ y el factor R como $R = 0,43$, se tiene:

$$n_f = \frac{1,11}{\sqrt{71}} = 0,13 \text{ Hz}; \quad n_t = \frac{1}{854} \sqrt{\frac{118000}{4 \cdot 178}} \cdot 11,9^2 = 0,18 \text{ Hz}$$

$$v_D = 2\pi \cdot 0,18 \sqrt{\frac{4.178000}{1,25\pi \cdot 11,9^2}} = 40,47 \text{ m/s}$$

$$v_f = 0,43 \cdot 40,47 \cdot \sqrt{1 - \left(\frac{0,13}{0,18}\right)^2} = 12,0 \text{ m/s}$$

El puente fue destruido con una velocidad de viento de aproximadamente **18,8 m/s** (aunque con oscilaciones puramente torsionales). Posteriormente a la destrucción del puente de Tacoma, algunos de los puentes de la época debieron ser reforzados, entre otros, el puente de Deer Isle, en 1940, el puente del Bronx, en 1941, y el Golden Gate, en 1951 (véase la Figura 9 [21]), este último después de oscilar, en una ocasión, hasta con amplitudes acopladas de 3,7 metros. Como se ve en la Tabla 1, todos ellos tenían una rigidez torsional despreciable.

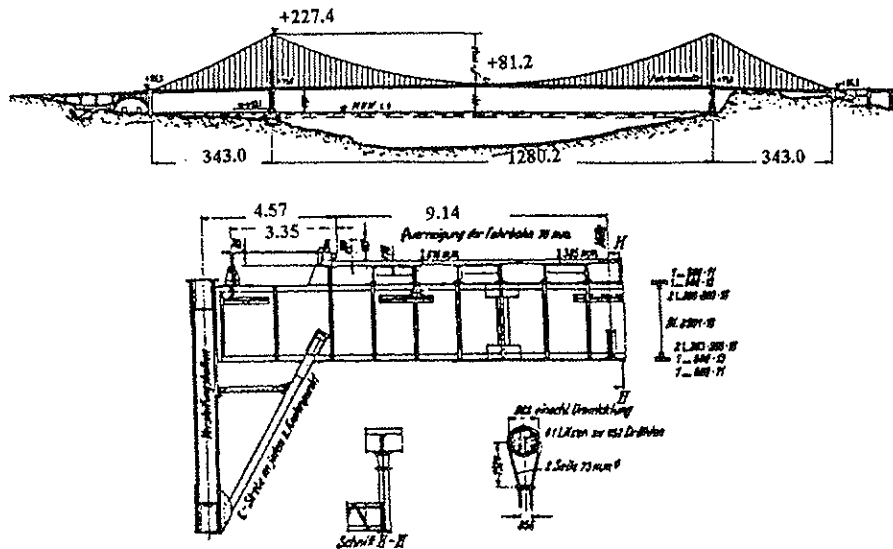


Figura 9a. Esquema longitudinal y sección transversal (modificada) del Golden Gate.

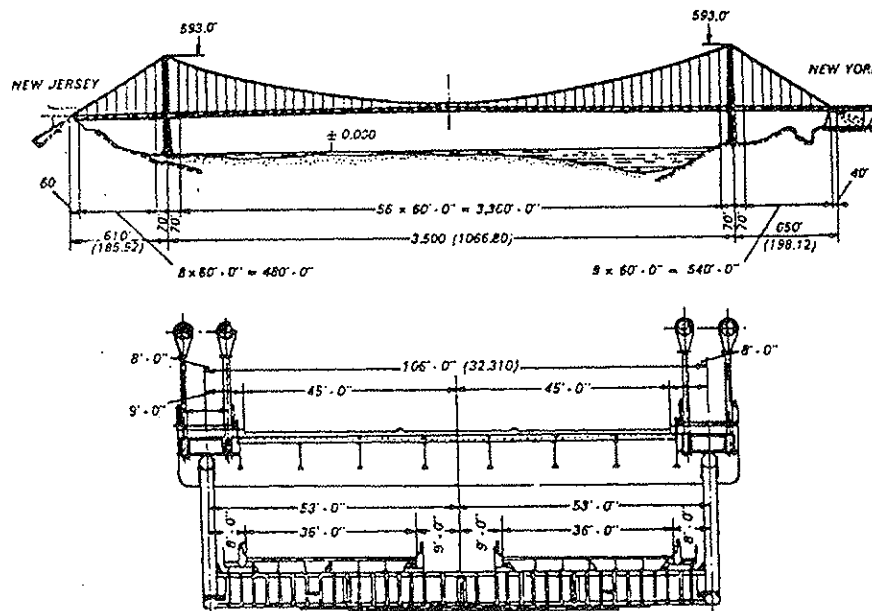


Figura 9b. Esquema longitudinal y sección transversal (primera y segunda fase) del George Washington Bridge.

Figura 9. Esquemas longitudinales y seccionestransversales del Golden Gate y el George Washington Bridge.

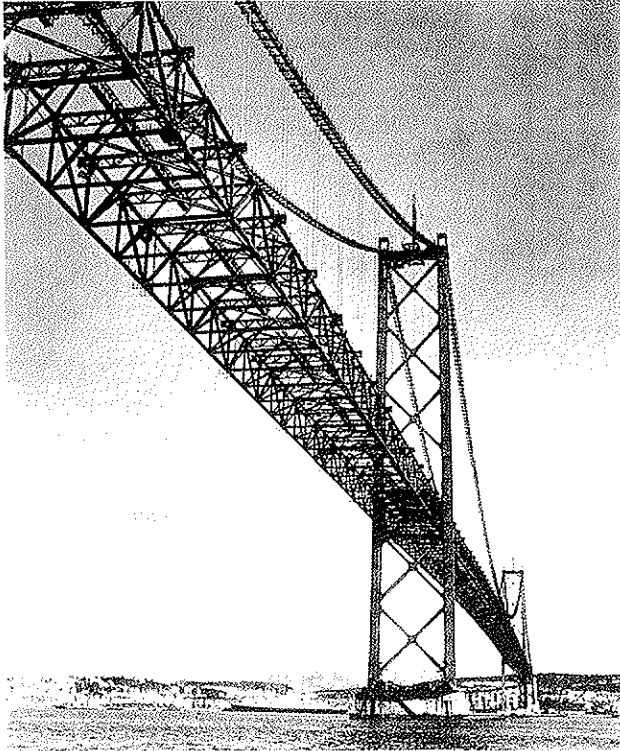
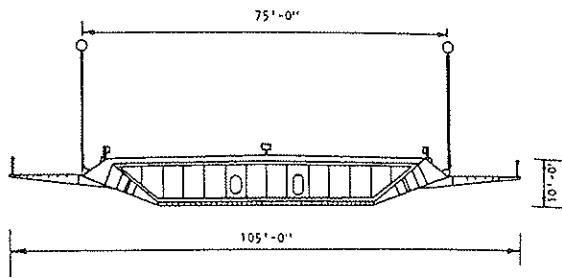


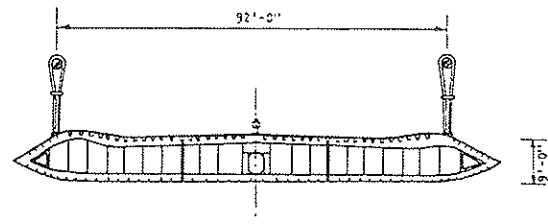
Foto 3. Puento colgante sobre el Tajo, en Lisboa, en construcción.

Como consecuencia de estos hechos, los puentes construidos posteriormente se caracterizan por conseguir una velocidad de flameo muy elevada, a costa de secciones transversales, en celosía, fuertemente rigidizadas. La reconstrucción del puente de Tacoma, el puente de Mackinac, el de Verrazano o el puente sobre el Tajo en Lisboa

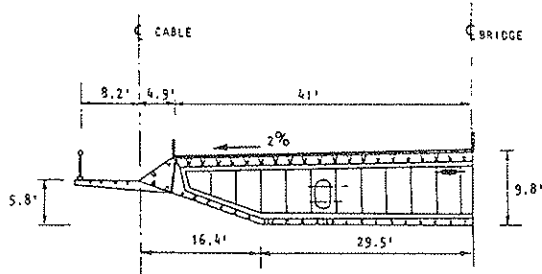
(Foto 3), son ejemplos claros de esto. El puente del Severn puede ser indicado como el primero de los puentes colgantes con sección transversal aerodinámica. A éste le siguieron, entre otros, los puentes en el Pequeño Belt, el puente sobre el Bósforo y el Humber (véase la Figura 10). Pese a que la tendencia en el diseño moderno de puentes



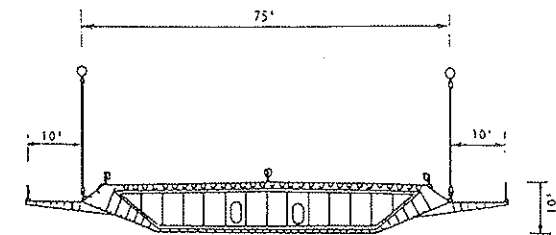
Severn Bridge



Lillebelt Bridge



Bosphorus I Bridge



Humber Bridge

Figura 10. Secciones transversales de algunos puentes modernos (*escuela europea*).

colgantes parecía ir en esta dirección, la práctica japonesa continua siendo, en general, la de diseñar puentes colgantes con grandes vigas de rigidez en celosía.

El análisis que se ha presentado es, evidentemente, muy simplificado, pero permite dar una primera aproximación a la velocidad de flameo y entender intuitivamente el fenómeno. Se pueden hacer análisis más rigurosos (véase [28], por ejemplo), que pueden ser necesarios en un caso real. Estos estudios requieren, en general, datos aerodinámicos de la sección, que sólo pueden ser obtenidos con ayuda de la experimentación en túnel de viento.

3. MATRIZ DE RIGIDEZ PARA UN CABLE PARABOLICO

En el apartado anterior se ha visto que la *deflection theory* busca únicamente compatibilizar los movimientos verticales del tablero con los del cable, aceptando que las cargas se transmiten al cable de forma vertical. Con esta idea, es interesante obtener una matriz de rigidez para un cable parabólico, simplemente en función de los movimientos y las fuerzas verticales.

Sea la ecuación (4) de equilibrio del cable ante fuerzas verticales y multiplíquese por una función arbitraria $\delta w(X)$ compatible con las condiciones de contorno. Sea la ecuación de equilibrio horizontal de fuerzas y multiplíquese por una función arbitraria $\delta u(X)$ compatible con las condiciones

de contorno. Entonces, haciendo uso de la ecuación (1), integrando las ecuaciones y sumándolas se tiene [29], con referencia a la Figura 11:

$$\begin{aligned}
 & H \int_A^B \frac{dw}{dx} \frac{d\delta w}{dx} dx + h \int_A^B \frac{dw}{dx} \frac{d\delta w}{dx} dx + h \cdot \\
 & \cdot \left(\frac{q_0}{H} \int_A^B \delta w dx + \delta u_B - \delta u_A + \left(\frac{dz}{dx} \right)_B \delta w_B - \left(\frac{dz}{dx} \right)_A \delta w_A \right) = \\
 & = F_A \delta u_A + F_B \delta u_B + V_A \delta w_A + V_B \delta w_B + \int_A^B q \delta w dx \quad (53)
 \end{aligned}$$

Este es el principio de los trabajos virtuales para el cable. Se han introducido los movimientos verticales y horizontales en los extremos del cable, para tener en cuenta desplazamientos en los apoyos o para poder conectar diferentes cables entre sí.

Sea ahora el cable de la Figura 12 y discretízese en n trozos de longitud ℓ_i . Aceptando desplazamientos lineales entre los nudos i y $i+1$, se define:

$$\underline{d}^i = (u_1, w_1, w_2, \dots, w_n, w_{n+1}, u_{n+1}) \quad (54)$$

$$\underline{\delta d}^i = (\delta u_1, \delta w_1, \delta w_2, \dots, \delta w_n, \delta w_{n+1}, \delta u_{n+1}) \quad (55)$$

por lo que se puede expresar:

$$\int_A^B \frac{dw}{dx} \frac{d\delta w}{dx} dx = \underline{\delta d}^i \underline{C} \underline{d} \quad (56)$$



Figura 11. Definición de fuerzas en los extremos del cable.

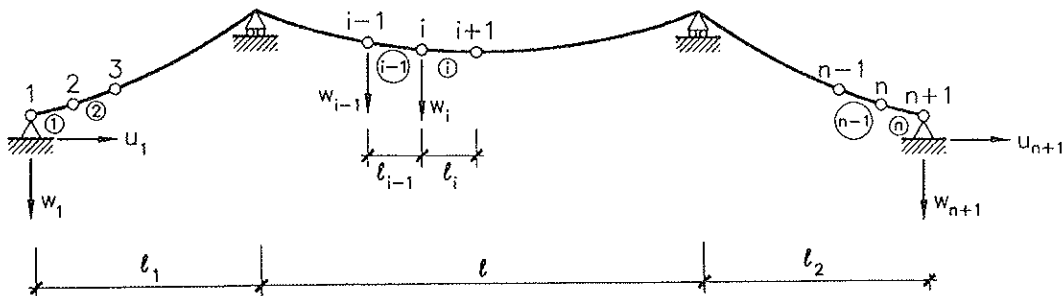


Figura 12. Discretización del elemento cable.

TABLA 3
Expresión para el vector a

	u_1	w_1	w_2	...	w_i	...	w_n	w_{n+1}	u_{n+1}
i	1	2	3		$i+1$		$n+1$	$n+2$	$n+3$
a_i	-1	$-\frac{Z'_A}{2H} + q_0 l_1 / 2H$	$q_0(l_1 + l_2) / 2H$		$q_0(l_1 + l_{i-1}) / 2H$		$q_0(l_n + l_{n-1}) / 2H$	$Z'_B + q_0 l_n / 2H$	1

TABLA 4
Expresión para la matriz C

<u>C</u>		u_1	w_1	w_2	w_3	...	w_{n-1}	w_n	w_{n+1}	u_{n+1}
		1	2	3	4		n	$n+1$	$n+2$	$n+3$
u_i	1	0	0	0	0	0	0	0	0	0
w_1	2	0	$1/l_1$	$-1/l_1$	0	0	0	0	0	0
w_2	3	0	$-1/l_1$	$1/l_1 + 1/l_2$	$-1/l_2$	0	0	0	0	0
w_3	4	0	0	$-1/l_2$	$1/l_2 + 1/l_3$...	0	0	0	0
...	...	0	0	0	0	0	0
w_{n-1}	n	0	0	0	0	...	$1/l_{n-2} + 1/l_{n-1}$	$-1/l_{n-1}$	0	0
w_n	$n+1$	0	0	0	0	0	$-1/l_{n-1}$	$1/l_{n-1} + 1/l_n$	$-1/l_n$	0
w_{n+1}	$n+2$	0	0	0	0	0	0	$-1/l_n$	$1/l_n$	0
u_{n+1}	$n+3$	0	0	0	0	0	0	0	0	0

$$u_B - u_A + \left(\frac{dz}{dx}\right)_B w_B - \left(\frac{dz}{dx}\right)_A w_A + \frac{q_0}{H} \int_A^B w dx = \underline{a} \cdot \underline{d} \quad (57)$$

en donde a es un vector cuya dimensión es (n+3) y C es una matriz simétrica de dimensión (n+3)x(n+3). Las expresiones explícitas de a y C se pueden encontrar en las Tablas 3 y 4.

Introduciendo ahora las ecuaciones (56) y (57) en la ecuación (11), se obtiene fácilmente:

$$h = \frac{EA}{L_e} (\underline{a} \cdot \underline{d} + \frac{1}{2} \underline{d}^T \underline{C} \underline{d}) - EA \alpha \Delta T \frac{L_t}{L_e} \quad (58)$$

Y ahora, introduciendo las expresiones (54) y (55) en la ecuación (53), después de algunas manipulaciones, el principio de los trabajos virtuales se escribe como:

$$\delta \underline{d}^T \cdot (H \underline{C} \underline{d} + h(\underline{a} + \underline{C} \underline{d})) = \delta \underline{d}^T \cdot (\underline{F} + \Sigma \underline{q}_i) \quad (59)$$

Como sea que la ecuación (13) es cierta para

cualquier campo de desplazamientos virtuales $\delta \underline{d}$, se puede escribir la ecuación de equilibrio como:

$$H \underline{C} \underline{d} + h(\underline{a} + \underline{C} \underline{d}) - \Sigma \underline{q}_i = \underline{F} \quad (60)$$

La ecuación (60) es una ecuación de equilibrio típica según el método de los elementos finitos [30]. F es el vector de fuerzas internas en los extremos del elemento y $\Sigma \underline{q}_i$ es el vector de cargas externas en los nudos, aunque $\Sigma \underline{q}_i$ también se podría interpretar como vector de fuerzas internas, si el cable fuera un elemento interno de una estructura.

Introduciendo la ecuación (58) en la ecuación (60), se puede encontrar la matriz de rigidez de equilibrio como:

$$\underline{K}_e \underline{d} - EA \alpha \Delta T \frac{L_t}{L_e} \underline{a} - \Sigma \underline{q}_i = \underline{F} \quad (61)$$

$$\underline{K}_e = \frac{EA}{L_e} \underline{a} \cdot \underline{a}^T + (H + \frac{1}{2} h^1 + \frac{1}{3} h^2 - EA \alpha \Delta T \frac{L_t}{L_e}) \underline{C} +$$

$$+ \frac{EA}{L_e} \left(\frac{1}{2} (\underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}} + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{a}}) + \frac{1}{3} \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}} \right) \quad (62)$$

en donde el incremento de fuerza horizontal h , se obtiene como la suma de la contribución de primer orden h^1 y la contribución de segundo orden h^2 , dadas por:

$$h^1 = \frac{EA}{L_e} \underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{d}} ; h^2 = \frac{1}{2} \frac{EA}{L_e} \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} ;$$

$$h = h^1 + h^2 - EA\alpha\Delta T \frac{L_t}{L_e} \quad (63)$$

Las condiciones de contorno deben introducirse, en la ecuación (61), de la manera habitual. La ecuación (62) proporciona una matriz de rigidez explícita para el cable sometido a cargas verticales. Es interesante notar que la estructura de la ecuación (62) es la misma que en un análisis no lineal geométrico lagrangiano total [31]. Por lo tanto, diferenciando la ecuación (60), la matriz de rigidez tangente se obtiene directamente como:

$$\underline{\underline{K}}_t = \frac{EA}{L_e} \underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{a}} + (H + h^1 + h^2 - EA\alpha\Delta T \frac{L_t}{L_e}) \underline{\underline{C}} +$$

$$+ \frac{EA}{L_e} (\underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}} + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{a}} + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}}) \quad (64)$$

El primer término de la expresión (64) se puede interpretar como la contribución lineal, el segundo como la matriz de tensiones iniciales, y el último como la matriz de desplazamientos iniciales [31]. La teoría elástica de análisis de puentes colgantes es consistente con considerar simplemente el primer término de esta matriz. La *deflection theory* linealizada es consistente con considerar, además, el término de la matriz de tensiones iniciales debida a H .

Esta matriz puede utilizarse para realizar un análisis no lineal, con un esquema de Newton-Raphson. El término de fuerzas residuales puede evaluarse con cualquiera de las ecuaciones (60) o (61).

Las ecuaciones que se han presentado, se pueden poner en forma no dimensional. En efecto, definiendo las variables no dimensionales como anteriormente (ecuación (15)), se puede obtener:

$$\underline{\underline{K}}_e \underline{\underline{d}} - \Theta \underline{\underline{a}} \cdot \Sigma \underline{\underline{q}} = \underline{\underline{F}} \quad (65)$$

$$\underline{\underline{K}}_e = \lambda^2 \underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{a}} + (1 + \frac{1}{2} \bar{h}^1 + \frac{1}{3} \bar{h}^2 - \Theta) \underline{\underline{C}} +$$

$$+ \lambda^2 \left(\frac{1}{2} (\underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}} + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{a}}) + \frac{1}{3} \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}} \right) \quad (66)$$

$$\underline{\underline{K}}_t = \lambda^2 \underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{a}} + (1 + \bar{h}^1 + \bar{h}^2 - \Theta) \underline{\underline{C}} +$$

$$+ \lambda^2 (\underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}} + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{a}} + \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}}) \quad (67)$$

$$\bar{h}^1 = \lambda^2 \underline{\underline{a}} \cdot \underline{\underline{d}} \quad \bar{h}^2 = \frac{1}{2} \lambda^2 \underline{\underline{d}} \cdot \underline{\underline{C}} \cdot \underline{\underline{d}} \quad \bar{h} = \bar{h}^1 + \bar{h}^2 - \Theta \quad (68)$$

en donde:

$$\underline{\underline{a}} = \frac{H}{q_0 l} \underline{\underline{a}} \quad \underline{\underline{C}} = l \underline{\underline{C}} \quad (69)$$

Nótese que, de nuevo, las variables no dimensionales se distinguen por la barra superior. Las expresiones no dimensionales para $\underline{\underline{a}}$ y $\underline{\underline{C}}$ son extremadamente simples cuando el cable se discretiza en n partes iguales. Los valores se pueden obtener fácilmente de las Tablas 3 y 4.

Las ecuaciones que se han expuesto pueden ser integradas muy fácilmente en un programa matricial de estructuras. La formulación no dimensional puede ser muy útil a la hora de realizar análisis paramétricos. Se puede analizar, de este modo, cualquier tipo de estructuras que incluyan cables de tipo parabólico, con el único condicionante de que las cargas se transmitan al cable verticalmente.

4. ANALISIS SIMPLIFICADO DE PUENTES COLGANTES

4.1. Formulación utilizada

Las matrices de rigidez que se han presentado de manera esquemática en el apartado anterior, se pueden utilizar para efectuar análisis paramétricos de puentes colgantes de una manera relativamente sencilla [15]. En efecto, con referencia a la Figura 13, únicamente se debe ensamblar la matriz de rigidez del cable a la matriz de rigidez de la viga. Este proceso es, además, extremadamente simple si se utiliza una formulación para la viga que permita obtener su matriz de rigidez en función únicamente de los movimientos verticales en los nudos (por ejemplo esto puede hacerse por diferencias finitas). Procediendo de esta manera se obtiene que:

$$(\underline{\underline{K}}_f + \underline{\underline{K}}_e(d)) \cdot \underline{\underline{d}} = \Sigma \underline{\underline{P}} ; (\underline{\underline{K}}_f + \underline{\underline{K}}_e(d_i)) \cdot \Delta d_i = \Sigma \Delta P_i \quad (70)$$

en donde $\underline{\underline{K}}_f$ es la matriz de rigidez para el tablero y en donde $\underline{\underline{P}}$ es un vector de fuerzas externas

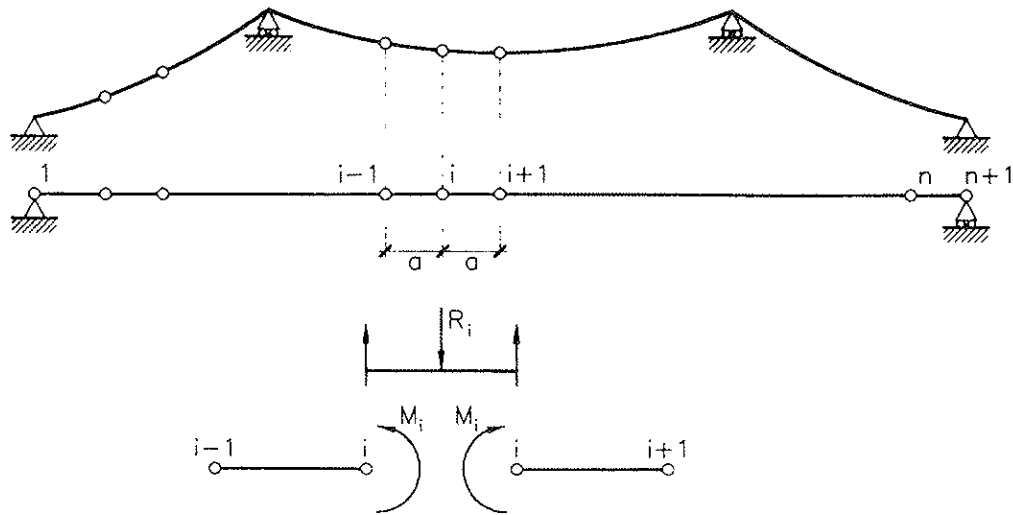


Figura 13. Esquema de resolución.

en los nudos en el puente colgante. De nuevo, las expresiones se pueden adimensionalizar. En el caso no dimensional, para un puente de un vano, la matriz de rigidez para el tablero por diferencias finitas es muy sencilla, si los nudos están equiespaciados. Esta expresión se da en la Tabla 5.

4.2. Análisis estático no dimensional de puentes de un vano

Como ejemplo de la formulación propuesta, se analiza paramétricamente un puente colgante de un vano. Los parámetros λ^2 , α^2 que gobiernan el

comportamiento del puente se pueden obtener directamente de los datos de la Figura 1a. Nótese que, para el puente de la Figura 1a, L_e debe calcularse teniendo en cuenta la contribución de los tirantes de retención:

$$L_e = (1 + 8(\frac{f}{l})^2)l + \frac{l_1}{(\cos\beta_1)^3} + \frac{l_2}{(\cos\beta_2)^3} \quad (71)$$

Para ilustrar el comportamiento del puente, se han analizado varias situaciones de carga. Por un lado, en la Figura 14a se pueden ver los desplazamientos ante una carga puntual de valor:

$$\bar{F} = \frac{F}{q_0 L} = 0,01 \quad (72)$$

TABLA 5

Expresión para la matriz no dimensional \underline{K}_t para un puente colgante de un vano

\underline{K}_t/n^3		w_1	w_2	w_3	w_4	w_5	...	w_{n-2}	w_{n-1}	w_n	w_{n+1}
		1	2	3	4	5	...	n-2	n-1	n	n+1
w_1	1	α^2	$-\frac{2}{3}\alpha^2$	α^2	0	0	0	0	0	0	0
w_2	2	$-\frac{2}{3}\alpha^2$	$\frac{5}{4}\alpha^2$	$-\frac{4}{3}\alpha^2$	α^2	0	0	0	0	0	0
w_3	3	α^2	$-\frac{4}{3}\alpha^2$	$\frac{6}{5}\alpha^2$	$-\frac{4}{3}\alpha^2$	α^2	0	0	0	0	0
w_4	4	0	α^2	$-\frac{4}{3}\alpha^2$	$\frac{6}{5}\alpha^2$	$-\frac{4}{3}\alpha^2$...	0	0	0	0
...	...	0	0	0	0	0
w_{n-2}	n-2	0	0	0	0	0	...	$\frac{6}{5}\alpha^2$	$-\frac{4}{3}\alpha^2$	α^2	0
w_{n-1}	n-1	0	0	0	0	0	...	$-\frac{4}{3}\alpha^2$	$\frac{6}{5}\alpha^2$	$-\frac{4}{3}\alpha^2$	α^2
w_n	n	0	0	0	0	0	0	α^2	$-\frac{4}{3}\alpha^2$	$\frac{5}{4}\alpha^2$	$-\frac{2}{3}\alpha^2$
w_{n+1}	n+1	0	0	0	0	0	0	0	α^2	$-\frac{2}{3}\alpha^2$	α^2

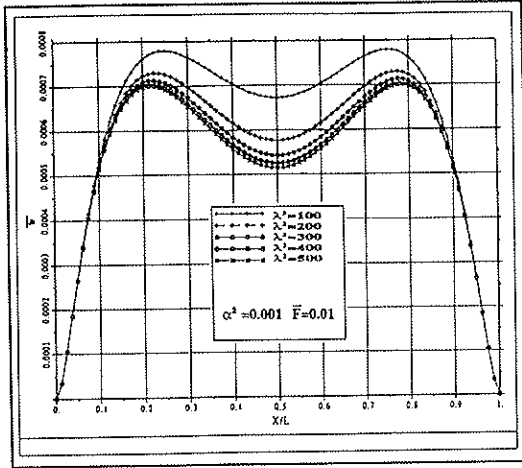


Figura 14a. Movimiento no dimensional debajo de la carga, en función de λ^2 .

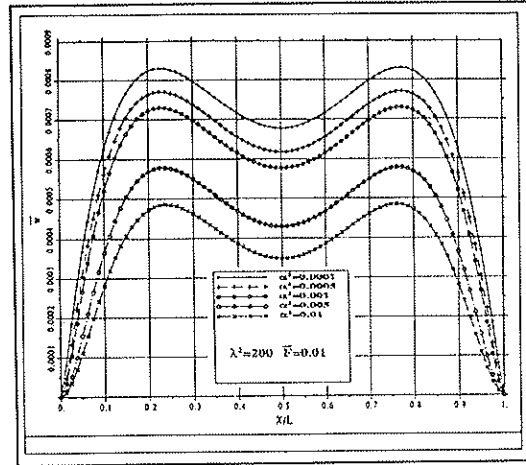


Figura 14b. Movimiento no dimensional debajo de la carga, en función de α^2 .

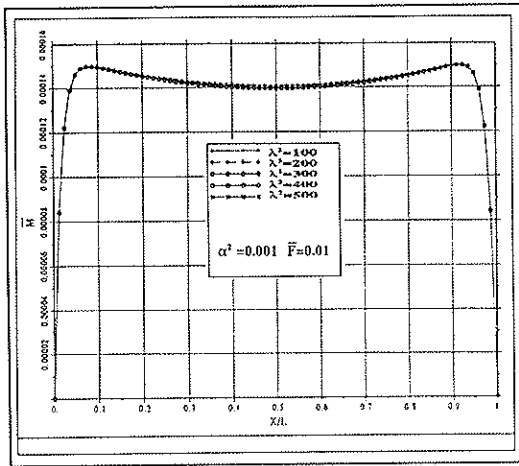


Figura 14c. Momento no dimensional debajo de la carga, en función de λ^2 .

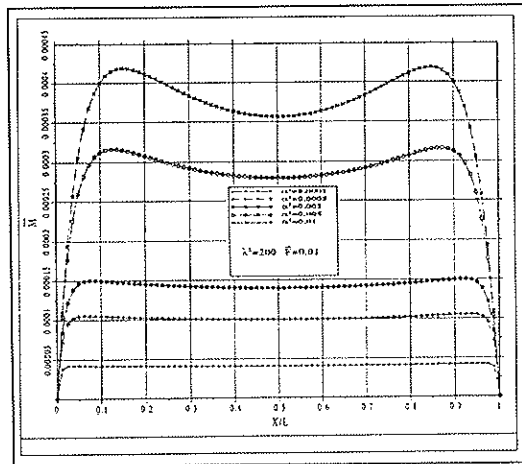
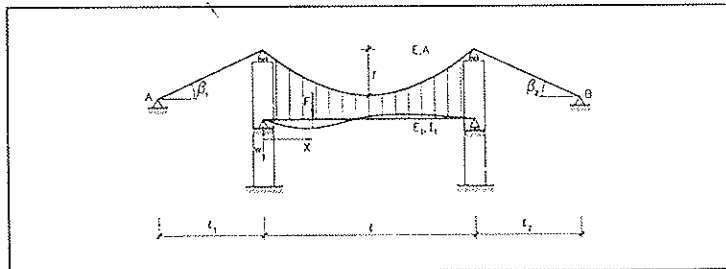


Figura 14d. Momento no dimensional debajo de la carga, en función de α^2 .

Figura 14. Movimiento y momento no dimensionales, debajo de la posición de la carga.



debajo del punto de aplicación de la carga, para diferentes valores de λ^2 , para un valor de $\alpha^2=0,001$. En la Figura 14b se tiene el mismo movimiento para diferentes valores de α^2 , para un valor de $\lambda^2=200$. Estas gráficas son similares a las desarrolladas por Jennings [17]. Observando estas gráficas, está clara la sensibilidad del puente ante cargas situadas en los cuartos de la luz. Debe notarse que, a medida que el cable es más inextensible, el punto de máximo movimiento se des-

plaza hacia los extremos. Obsérvese también que las soluciones basadas en la inextensibilidad del cable subestiman ligeramente los desplazamientos. Por otro lado (Figura 14b), es evidente que, cuanto mayor es la rigidez del tablero (α^2), menores son los movimientos. Sin embargo, reducir la rigidez del tablero por 100, simplemente implica multiplicar los movimientos por menos de 2. Este hecho, consecuencia de la *deflection theory*, fue lo que permitió obtener las esbeltas de los puentes

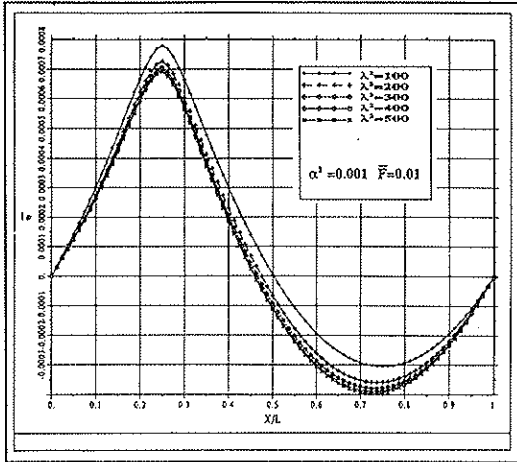


Figura 15a. Pseudolínea de influencia del movimiento no dimensional en $(\ell/4)$, en función de λ^2 .

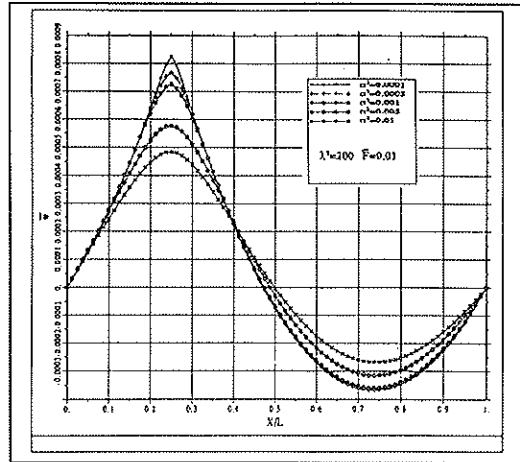


Figura 15b. Pseudolínea de influencia del movimiento no dimensional en $(\ell/4)$, en función de α^2 .

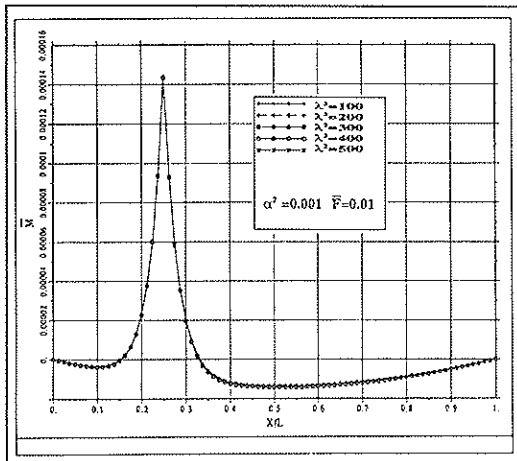


Figura 15c. Pseudolínea de influencia del momento no dimensional en $(\ell/4)$, en función de λ^2 .

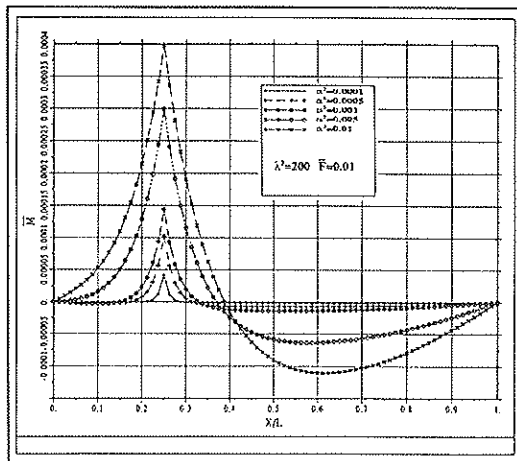
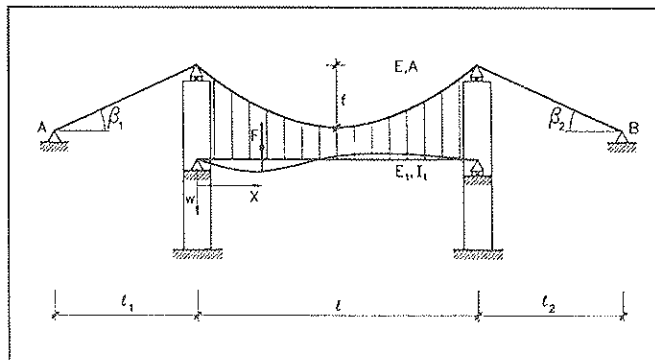


Figura 15d. Pseudolínea de influencia del momento no dimensional en $(\ell/4)$, en función de α^2 .

Figura 15. Pseudolínea de influencia del movimiento y del momento flector no dimensional en $\ell/4$.



colgantes modernos y la consecución de las grandes luces.

En las Figuras 14c y 14d se tiene el momento debajo de la posición de la carga, para un valor de $\alpha^2=0,001$, en función de diferentes valores de λ^2 , y para un valor de $\lambda^2=200$, en función de diferentes valores de α^2 , respectivamente. La influencia de λ^2 en el valor del momento es, por lo tanto,

totalmente despreciable; este hecho hace que las soluciones basadas en que el cable es inextensible den una aproximación muy buena para los momentos flectores. Por otro lado, la variación del momento con la posición de la carga no es muy significativa. Basado en estas conclusiones y en una solución de Jennings [17] para el cable inextensible, se puede evaluar el momento que

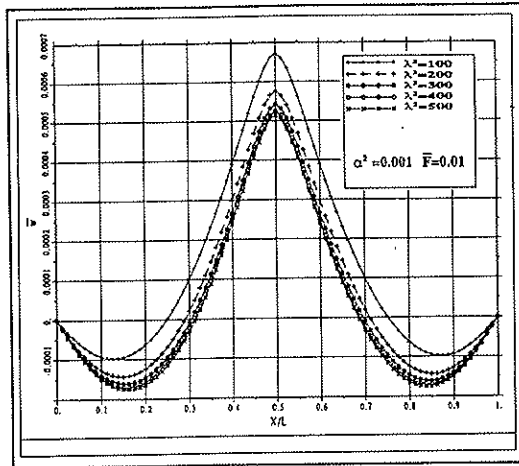


Figura 16a. Pseudolínea de influencia del movimiento no dimensional en $\ell/2$, en función de λ^2 .

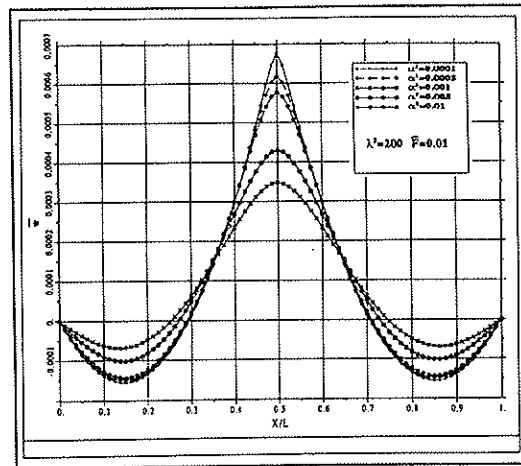


Figura 16b. Pseudolínea de influencia del movimiento no dimensional en $\ell/2$, en función de α^2 .

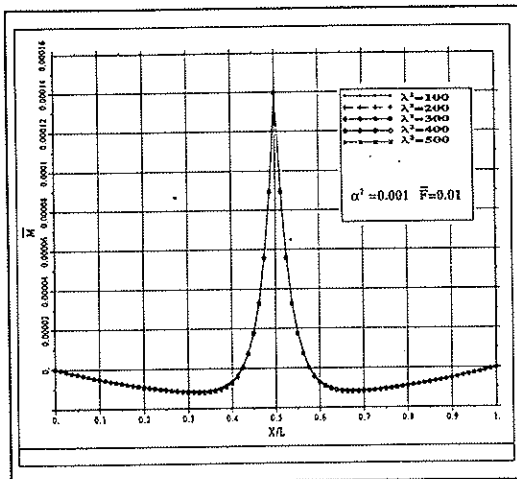


Figura 16c. Pseudolínea de influencia del momento no dimensional en $\ell/2$ en función de λ^2 .

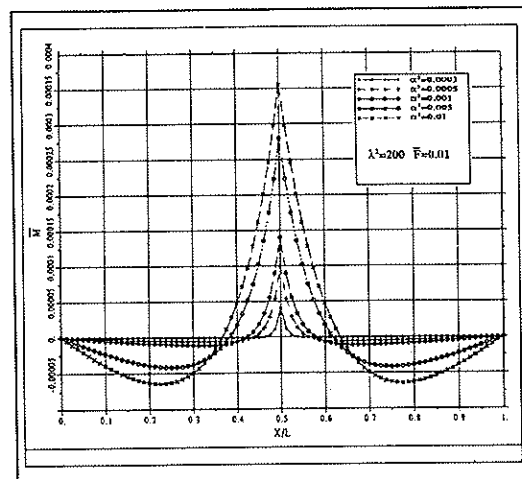
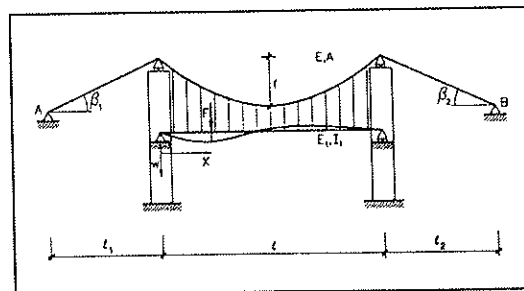


Figura 16d. Pseudolínea de influencia del momento no dimensional en $\ell/2$ en función de α^2 .

Figura 16. Pseudolínea de influencia del movimiento y del momento flector no dimensional en $\ell/2$.



provoca una carga puntual debajo del punto de aplicación como:

$$\bar{M} = \bar{F} \frac{\alpha}{2} (1 - 3\alpha) \quad (73)$$

aproximadamente válido para cualquier posición.

Es interesante conocer, ahora, la pseudolínea

de influencia del movimiento y del momento flector, en determinados puntos. Por ejemplo, en las Figuras 15a y 15b se puede observar la pseudolínea de influencia del movimiento en el cuarto de la luz, en función de λ^2 ($\alpha^2=0,001$), y en función de α^2 ($\lambda^2=200$). La zona que debe cargarse para obtener el máximo movimiento en $\ell/4$ (aceptando el principio de superposición para cargas no muy elevadas) varía entre $0,4$ y $0,5\ell$ (nótese, no obs-

tante, que el máximo movimiento no se obtiene, según la Figura 14, en el cuarto de la luz). En las Figuras 15c y 15d se presentan las mismas pseudolíneas de influencia para el momento flector. Se aprecia que, debido a la poca rigidez del tablero, el efecto de la carga puntual puede interpretarse como local, tanto más local cuanto menor sea α^2 . De nuevo, a partir de las fórmulas de Jennings [17], se puede aproximar la zona \bar{d} que debe cargarse para obtener el máximo momento flector en $l/4$ como:

$$\bar{d} = -2\alpha \ln\left(\frac{9}{4}\alpha\right) \cong -2\alpha[0,81 + \ln(\alpha)] \quad (74)$$

En la Figura 15c, la forma de la pseudolínea de influencia en la zona de momentos flectores positivos es aproximadamente triangular. El momento flector en el cuarto de la luz, para una carga repartida, se aproxima, entonces, superiormente como:

$$\bar{M} = \frac{-\bar{q}}{2} 2\alpha[0,81 + \ln(\alpha)] \frac{\alpha}{2} (1-3\alpha) \quad (75)$$

Se pueden extraer conclusiones parecidas de las pseudolíneas de influencia del movimiento y del momento flector en centro de luz, que se presentan en la Figura 16. La zona que debe cargarse

para obtener el máximo movimiento, depende de λ^2 principalmente y, por supuesto, no coincide con la zona que debe cargarse para obtener el máximo momento flector, que es mucho más reducida. Esta puede obtenerse como:

$$\bar{d} = -2\alpha \ln(3\alpha) \cong -2\alpha[1,10 + \ln(\alpha)] \quad (76)$$

Como sea que, la expresión (74) es siempre mayor que la (76), se concluye que el momento flector en el cuarto de la luz siempre será mayor que el momento flector en centro de luz.

En cuanto al incremento de fuerza horizontal en el cable, puede decirse (Figura 17a) que las soluciones inextensibles sobreestiman ligeramente la fuerza horizontal. Por otro lado, (Figura 17b), la influencia de la rigidez del tablero en el valor del incremento de fuerza horizontal es despreciable. Por ello, se puede prescindir del tablero y calcular \bar{h} a partir de soluciones de cables. Según Irvine [5], el incremento de fuerza horizontal en un cable suspendido se obtiene como la raíz positiva del polinomio:

$$\bar{h}^3 + \left(2 + \frac{\lambda^2}{24}\right)\bar{h}^2 + \left(1 + \frac{\lambda^2}{12}\right)\bar{h} - \lambda^2 \bar{X}(1-\bar{X})\bar{q} \left(\frac{1+\bar{q}}{2}\right) = 0 \quad (77)$$

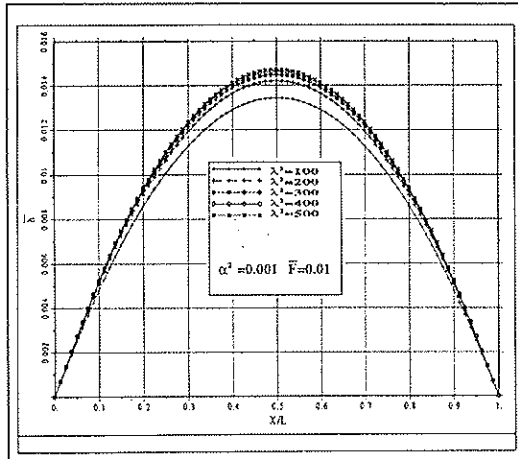


Figura 17a. Incremento de fuerza horizontal para cada posición de la carga, en función de λ^2 .

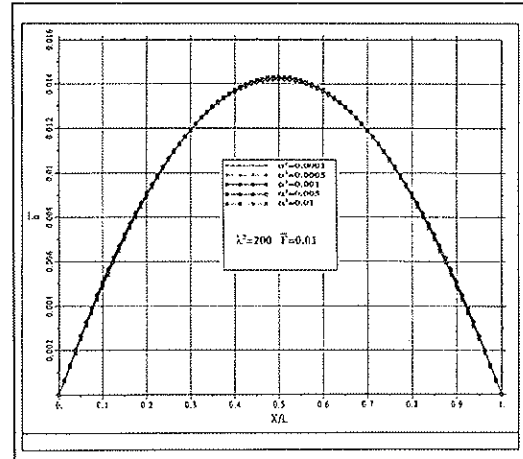
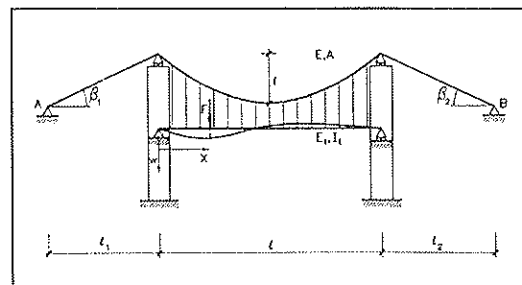


Figura 17b. Incremento de fuerza horizontal para cada posición de la carga, en función de α^2 .

Figura 17. Incremento de fuerza horizontal, en función de la posición de la carga.



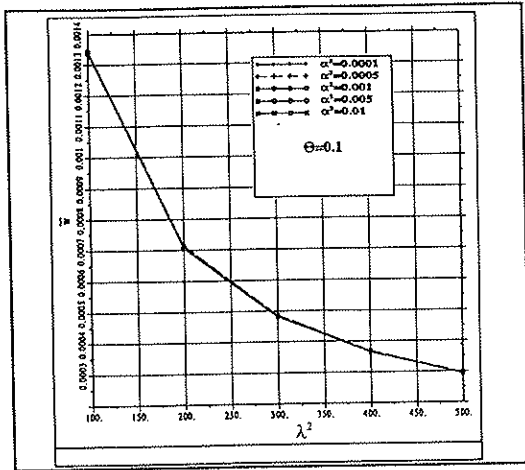


Figura 18a. Movimiento no dimensional en $l/2$, provocado por un incremento de temperatura.

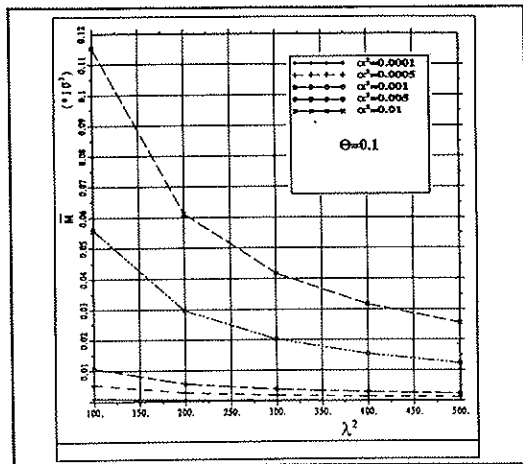


Figura 18b. Momento no dimensional en $l/2$, provocado por un incremento de temperatura.

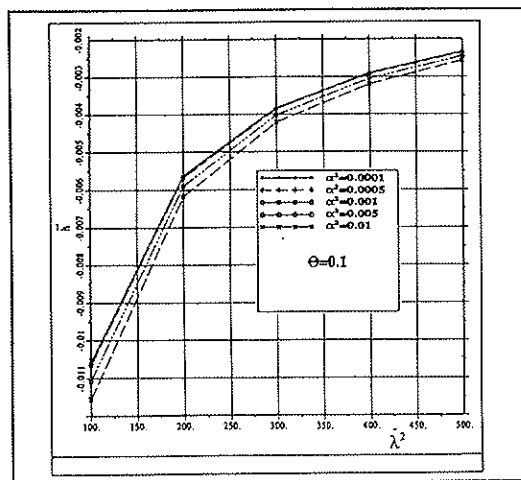


Figura 18c. Incremento de fuerza horizontal, provocado por un incremento de temperatura.

Figura 18. Efecto de un incremento de temperatura en los movimientos, los momentos flectores y el incremento de fuerza horizontal.

en donde \bar{X} es la posición de la carga.

La influencia de la temperatura puede observarse en la Figura 18, para un valor de $\Theta=0,1$. Puede verse que los desplazamientos no dependen de α^2 y se reducen cuanto mayor es la inextensibilidad del cable. Los momentos flectores también se reducen a medida que λ^2 es mayor; en cambio, dependen casi linealmente de α^2 . Por otro lado, como sea que el incremento de fuerza horizontal apenas depende de α^2 , de nuevo \bar{h} se obtiene como la solución para el cable suspendido, resolviendo [5]:

$$\bar{h}^3 + (2+\theta + \frac{\lambda^2}{24})\bar{h}^2 + (1+2\theta + \frac{\lambda^2}{12})\bar{h} + \theta = 0 \quad (78)$$

Por último, se presenta en la figura 19a el máximo movimiento debido a una carga repartida de valor $q=0,25q_0$. Para crear esta gráfica, para cada par λ^2, α^2 analizado, se ha obtenido, primero el punto de máximo movimiento. Posteriormente, para ese punto se ha obtenido la zona que hay que cargar, buscando la pseudolínea de influencia del movimiento en ese punto. Finalmente, se ha analizado el puente sometido a la carga repartida en la zona determinada. En la Figura 19b, se presenta el máximo momento flector obtenido con un proceso análogo.

El uso de las gráficas dadas en la Figura 19 es sencillo. Por ejemplo, en la citada Figura 19a, se observa que, para unos valores $\lambda^2=200, \alpha^2=0,001$, se obtiene:

$$\bar{w} = \frac{w}{8f} \approx 0,004 \Rightarrow 0,004 * 8f = \frac{l}{n} \Rightarrow n \approx 312,5 \quad (79)$$

para $fl = 0,1$

Es decir, la carga provoca un movimiento de aproximadamente el trescientosavo de la luz. Utilizando la Figura 19b, se puede comprobar que la aproximación propuesta en la expresión (75) da valores ligeramente superiores. Por ejemplo, para $\alpha^2=0,001$, se tiene:

$$\bar{M} = \frac{-0,25}{2} * 2 * 0,0316 * (0,81 + \ln(0,0316)) * \frac{0,0316}{2} \cdot (1 - 3 * 0,0316) = 2,99e-4 \quad (80)$$

frente a un valor según la gráfica de aproximadamente $2,0e-4$.

Debe comentarse, por último, que la extrapolación de las gráficas presentadas a cargas inferior-

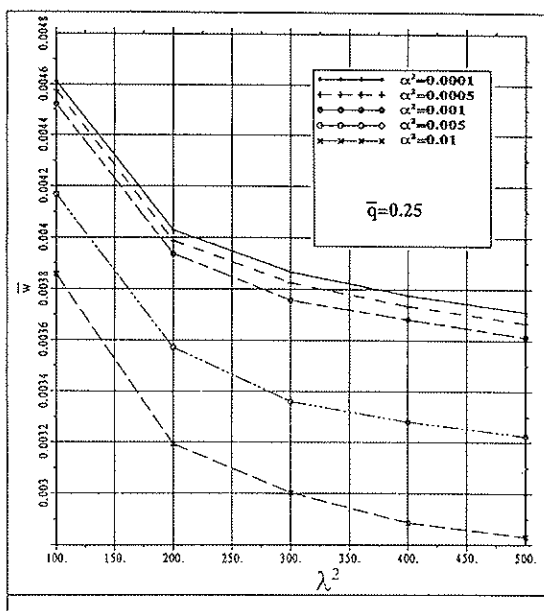


Figura 19a. Máximo movimiento no dimensional, para una carga repartida de $\bar{q}=0,25 q_0$.

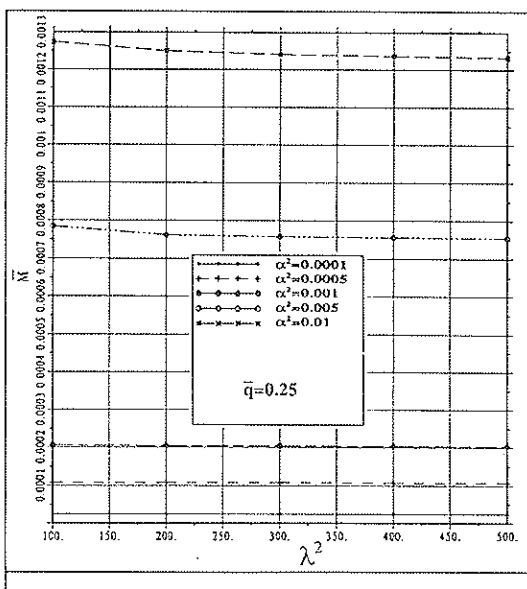


Figura 19b. Máximo momento no dimensional, para una carga repartida de $\bar{q}=0,25 q_0$.

Figura 19. Efecto de una carga repartida, de valor $\bar{q}=0,25q_0$, en la posición más desfavorable para el movimiento no dimensional y para el momento flector no dimensional.

res, sobreestima ligeramente los desplazamientos y los momentos flectores.

5. CONCLUSIONES

En este artículo se ha presentado una visión

simplificada del comportamiento estructural de los puentes colgantes, desde un punto de vista analítico y desde un punto de vista numérico, con el objetivo de facilitar la comprensión de este tipo estructural.

En la primera parte del artículo se han introducido las ecuaciones de la *deflection theory*, a partir de las cuales se ha visto que es posible realizar el estudio paramétrico de estos puentes, de una manera no dimensional, básicamente en función de dos parámetros, λ^2 , α^2 , y de las condiciones de contorno. En cuanto al análisis dinámico, se han determinado expresiones simplificadas para obtener las frecuencias de vibración verticales y torsionales, a partir de las que se puede encontrar una primera aproximación a la velocidad de divergencia y a la velocidad de flameo. El método de análisis presentado es muy intuitivo, por lo que se espera que sea de ayuda para entender este fenómeno.

En la segunda parte del artículo, se ha introducido una matriz de rigidez para un cable parabólico sometido únicamente a cargas verticales. Esta matriz, que se presenta explícitamente en forma de matriz de rigidez de equilibrio y en forma de matriz de rigidez tangente, puede ser ensamblada en un programa genérico de cálculo de estructuras.

Finalmente, en la tercera parte del artículo, se ha realizado el análisis estático no dimensional de un puente colgante de un vano. Se han presentado diferentes gráficas no dimensionales que ayudan a entender el comportamiento de un puente colgante y que pueden ser útiles en una primera fase de diseño. A partir de este análisis, se ha podido justificar que determinadas expresiones analíticas pueden suponer excelentes aproximaciones. La extensión de este análisis no dimensional al puente colgante de tres vanos y a la determinación de frecuencias de vibración no reviste dificultad [29].

AGRADECIMIENTOS

Este trabajo ha sido posible gracias a una beca al primer autor para la realización de la Tesis Doctoral concedida por el *Comissionat per a Investigacions i Recerca de la Generalitat de Catalunya*. Los autores quieren agradecer también a M.A.M. Herzog el permiso para reproducir algunas figuras.

REFERENCIAS

- [1] L. Fdez. Troyano, J. Manterola y M. A. Astiz, *Puentes ligeros, en el Alt Urgell, sobre el río Segre*, Hormigón y Acero nº 185, pp. 27-47.
- [2] H. Corres, M. Schlaich and J. Romo, *A new*

Spanish Suspension Bridge, Cable Stayed and Suspension Bridges International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Deauville, France, 1994.

[3] I. V. Leto, *Preliminary Design of the Messina Strait Bridge*, Proc. Inst. of Civil Engineers, Vol. 102, pp. 122-129, Aug. 1994.

[4] Cable Stayed and Suspension Bridges International Conference A.I.P.C.-F.I.P., Deauville, France, 1994.

[5] M. Irvine, *Cable Structures*, MIT Press, 1981.

[6] D. B. Steinman, *A practical treatise on suspension bridges*, John Wiley and Sons, 1929.

[7] S. G. Buonapane and D. P. Billington, *Theory and History of Suspension Bridge Design from 1823 to 1940*, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, N° 3, pp. 954-977, March 1993.

[8] S. A. Pugsley, *The Theory of Suspension Bridges*, Edward Arnold Publ. Ltd., 1968.

[9] C. C. Ulstrup, *Rating and Preliminary Analysis of Suspension Bridges*, Journal of Structural Engineering, Vol. 119, N° 9, pp. 2.653-2.679, September 1993.

[10] D. Cobo del Arco and A. C. Aparicio, *Analytical and Numerical Analysis of the Stress Ribbon Bridge*, Developments in Civil Engineering, 45, pp. 641-646, Elsevier, 1994.

[11] S. G. Arzoumanidis and M. P. Bienek, *Finite element Analysis of Suspension Bridges*, Computers and Structures, Vol. 21, N° 6, pp. 1.237-1.256, 1985.

[12] N. K. Chaudhury and D. M. Brotton, *Analysis of Vertical Flexural Oscillations of Suspension Bridges by Digital Computer*, Proceedings of the International Symposium on Suspension Bridges, Lisbon, 1966.

[13] A. M. Abdel-Ghaffar, *Vertical Vibration Analysis of Suspension Bridges*, Journal of the Structural Division, Vol. 106, N° 10, pp. 2.053-2.075, 1980.

[14] T. Hayashikawa and N. Watanabe, *Suspension Bridge Response to Moving Loads*, Journal of the Engineering Mechanics Division, Vol. 108, N° 6, pp. 1.051-1.066, Dec. 1982.

[15] D. Cobo del Arco and A. C. Aparicio, *Simplified Numerical Analysis of Suspension Bridges*, 4th Bridge International Conference, San Francisco, Aug. 1995.

[16] P. K. Chatterjee et al., *Vibration of Suspension Bridges under Vehicular Movement*, Journal of Structural Engineering, Vol. 120, N° 3, pp. 681-703, March 1994.

[17] A. Jennings, *Gravity Stiffness of Classical Suspension Bridges*, Journal of the Structural Engineering, Vol. 109, N° 1, 16-36, Jan. 1983.

[18] M. Irvine, *Behaviour of Cables*, Constructional Steel Design, Chapters 2 and 5, Elsevier, 1992.

[19] M. Irvine, *Notes on Structural Form in Suspension Bridges*, International Conference of Cable-Stayed Bridges, Bangkok, 1987.

[20] M.A.M Herzog, *Aeroelastic stability of Suspension Bridges Simplified*, Proc. Inst. of Civil Engineers, Part. 2, Vol. 89, pp. 341-353, Sept. 1990.

[21] M.A.M Herzog, *Die Aerostatische Stabilität der Hangerbrücken*, Schweizer Ingenieur und Architekt, Nr 9, März 1990.

[22] M. Irvine, *Torsional Vibrations in Boxgirder Suspension Bridges*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 3, pp. 203-214, 1974.

[23] H. Petroski, *Failure as Source of Engineering Judgement: Case of John Roebling*, Journal of Performance of Constructed Facilities, Vol. 7, N° 1, pp. 46-58, Feb. 1993.

[24] N. Gimsing, *Cable Supported Bridges*, John Wiley and Sons, 1983.

[25] D. P. Billington, *History and Esthetics in Suspension Bridges*, Journal of the Structural Division, Vol. 103, N° 8, pp. 1.655-1.672, Aug. 1977.

[26] S.P.S. Puri, *Discussion of Failure as Source of Engineering Judgement: Case of John Roebling*, Journal of Performance of Constructed Facilities.

[27] *Discussions to History and Esthetics in Suspension Bridges*, Journal of the Structural Division, Vol. 104, N° 1, 2, 3, 4, 6, 7. Vol. 105, N° 3.

[28] R. Scanlan and E. Simiu, *Wind Effects on Structures*, John Wiley and Sons, 1986.

[29] D. Cobo del Arco, *Tesis Doctoral en curso de realización*. Departamento de Ingeniería de la Construcción, Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, Universitat Politècnica de Catalunya.

[30] M. A. Crisfield, *Non-linear Finite Element Analysis of Solids and Structures*, Vol. 1, Wiley, 1991.

[31] R. D. Wood and B. Schrefler, *Geometrically Non-linear Analysis. A correlation of Finite Element Notations*, International Journal for Numerical Methods in Engineering, Vol. 12, pp. 635-642, 1978.

RESUMEN

En este artículo se presenta el funcionamiento estructural de un puente colgante. Para ello el artículo se estructura en tres partes. Primeramente se obtienen las ecuaciones de gobierno de un puente colgante en teoría de segundo orden, se plantean en forma no dimensional y se identifican los parámetros que rigen el comportamiento estático y dinámico de este tipo de puentes. Se presentan algunas fórmulas simplificadas para evaluar flechas, momentos flectores, frecuencias de vibración y velocidad de flameo. En la segunda parte del artículo se introduce una matriz de rigidez en forma explícita para un cable parabólico sometido a acciones verticales. Por último, en la tercera parte se aplica el método numérico propuesto a la obtención de algunas gráficas no dimensionales para puentes colgantes de un solo vano, que pueden ayudar a entender el funcionamiento de este esquema estructural y que pueden ofrecer adecua-

dos valores de tanteo.

SUMMARY

The suspension bridge structural behaviour is presented in this paper. First, the governing equations are introduced and are presented in dimensionless form so that the behaviour governing parameters can be identified. Some expressions are given to obtain vertical movements, bending moments, vibration frequencies and flutter velocities. In the second part of the paper an explicit stiffness matrix for a parabolic cable under the action of vertical loads is presented. Finally, the proposed numerical formulation is applied to the determination of some non-dimensional charts for a single span suspended bridge. These charts can be useful in the behaviour understanding of these structures and in the first phase of design.

* * *

XVº Congreso IABSE sobre "La INGENIERIA ESTRUCTURAL y su repercusión en la Economía, el Medio Ambiente y la conservación de la Energía" 16 al 20 de junio de 1996. Copenhagen, Dinamarca

La ingeniería estructural, en nuestros días, tiene que tener en cuenta las crecientes demandas de la sociedad en cuanto a la importancia del impacto estético de las estructuras y la necesidad de respetar el medio ambiente. Ya no es suficiente concentrarse en optimizar la eficacia de las estructuras mediante la aplicación de técnicas avanzadas de proyecto y cálculo, y de los modernos métodos industrializados de construcción.

Por lo tanto, es apropiado, como tema general del XVº Congreso de la IABSE, en Copenhagen, Dinamarca, en 1996, discutir la Ingeniería Estructural y su repercusión en la Economía, el Medio Ambiente y la Conservación de la Energía.

Dinamarca no es solamente la cuna de Hans Christian Andersen, sino que, con sus innumerables islas, es también un país de puentes. Dinamarca es conocida por su buena arquitectura y sus modernos proyectos estructurales y, tradicionalmente, siempre ha tenido un cuidado especial en no deteriorar la belleza impresionante de su paisaje, con estructuras inapropiadas.

Este tipo de consideraciones han jugado un importante papel en el proyecto de las grandes estructuras actualmente en construcción en Dinamarca y otros países Nórdicos.

En 1996, estarán terminadas la mayor parte de las estructuras del "Storebaelt Link", y las restan-

tes estarán en fases muy interesantes de construcción. También, estará en construcción el "Oresund Link" que une Dinamarca y Suecia y que está muy próximo al lugar en que habrá de celebrarse el Congreso. Por consiguiente, estructuras ingenieriles de tamaño inusual podrán visitarse durante excursiones de medio día o de día entero de duración.

Copenhague ha sido nominada "Capital Cultural de Europa" del año 1996, y esto constituye una buena razón más para visitarla. Por todo ello, se invita, a todos los interesados en el tema general del Congreso y a sus familiares, a visitar Dinamarca y a participar en este XVº Congreso de la IABSE.

PROGRAMA TECNICO

El Programa Técnico comprende varias sesiones —plenarias y paralelas— con Conferenciantes invitados y Ponentes elegidos. También incluye sesiones de posters, programas de vídeo y visitas técnicas. Se organizará una exposición técnico-comercial para presentar nuevos productos y conceptos tecnológicos. Los proceedings del Congreso, incluirán los textos de todas las Comunicaciones aceptadas, y estarán a disposición de todos los participantes, al principio del Congreso.

TEMAS

Sesiones Plenarias:

- El impacto medio ambiental de las grandes obras de ingeniería.
- Ingeniería estructural para un adecuado desarrollo.
- La estética en la ingeniería estructural.
- Ingeniería estructural y la moderación de los Desastres Naturales.
- Materiales estructurales de altas prestaciones.

Sesiones Especiales:

- Proyecto y conservación de las estructuras de hormigón.
- Comportamiento de las estructuras.
- Demolición y reciclaje de estructuras.
- Juntas de dilatación, apoyos e instalaciones hidráulicas.
- Proyectos basados en criterios de seguridad y aptitud al servicio.
- Análisis del riesgo en la toma de decisiones en la ingeniería.
- La eficiencia en la construcción a través de proyectos adecuados.
- Control eficaz de las estructuras.

SEMINARIO DE PROYECTOS

Grupos de trabajo:

- Puentes de tramos de gran longitud.
- Impacto de las tecnologías basadas en la utilización de ordenadores.
- Impacto del proyecto y la construcción en la labor de los ingenieros estructurales.
- Conexiones estructurales y Técnicas de ensamblaje.
- Interacción estructuras-cimentación.
- La elasticidad y plasticidad en el proyecto.
- Eurocódigos estructurales - Primeras experiencias.

Prácticas:

- Evaluación y control de estructuras existentes.
- Efectos de la colisión de un barco con los puentes.

INFORMACION GENERAL

Fechas:

El Congreso se celebrará desde el domingo 16 de junio hasta el jueves 20 de junio de 1996, e incluye una selección de visitas técnicas por la tarde.

Excursiones técnicas de un día y excursiones post-congreso, a partir del viernes 21 de junio de 1996.

Reunión anual de la IABSE:

Desde el jueves 13 de junio hasta el sábado 15 de junio de 1996.

PARTICIPANTES

El Congreso va dirigido especialmente a los Ingenieros y Técnicos dedicados a trabajos de investigación, proyecto y construcción de estructuras de edificación y obras civiles, así como a propietarios y usuarios, Organismos Oficiales, Empresas financieras, Universidades y Centros de investigación de los diversos países.

Idiomas

Se aceptarán Ponencias escritas en Inglés, Francés o Alemán. Las presentaciones orales serán sólo en Inglés. No habrá traducción simultánea.

Visitas y Excursiones Técnicas

Se organizarán diversas visitas y excursiones de interés técnico, con el objeto de dar a conocer sobre el terreno los trabajos que se están realizando en relación con los proyectos de construcción del "Storebaelt Link" y el "Oresund Link". En estas visitas podrán participar también los acompañantes de los participantes en el Congreso que lo deseen.

Programa Social

Se ha previsto también un interesante programa social, durante el Congreso, para los participantes y acompañantes.

* * *

Los que deseen recibir más información sobre el Congreso, deberán dirigirse a:

IABSE Congress 1996
c/o DIS Congress Service Copenhagen A/S
2C, Herlev Ringvej
DK-2730 Herlev
Denmark
Tel.: +45 44 92 44 62
Fax: +45 44 92 50 50

Tensiones de flexión secundaria en almas esbeltas de vigas armadas metálicas

Jordi Costa Vilarrasa,
Ingeniero de Caminos
Enrique Mirambell Arrizabalaga,
Doctor Ingeniero de Caminos
Departamento de Ingeniería de la Construcción.
E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. UPC

1. INTRODUCCION

El diseño de almas de vigas metálicas y mixtas viene condicionado, fundamentalmente, por los fenómenos de inestabilidad local (el fenómeno de la abolladura). Hasta los años 60, se diseñaba en términos de limitaciones de esbeltez, basadas en las cargas críticas de abolladura. La introducción de los códigos de diseño basados en los Estados Límites y el uso del modelo de Basler (método simple postcrítico) permitieron relajar las condiciones de esbeltez de las almas metálicas y diseñar éstas para cargas de servicio mayores que las cargas críticas de abolladura, con lo cual se permitía hacer uso de la resistencia postcrítica en este tipo de elementos. En la actualidad, diversos modelos, como el método de Cardiff, consideran la rigidez de las alas en el mecanismo de colapso de las almas sometidas a cortante y, por lo tanto, su influencia en el cortante último resistido por la viga. La normativa española vigente MV-103 (1972) no considera estos efectos en el dimensionamiento de vigas armadas; MV-103 contempla una cierta resistencia postcrítica, mayorando los coeficientes de abolladura de placa por 1,25, independientemente del elemento analizado y de su esbeltez, pudiendo ello dar lugar a diseños inseguros. El borrador de las "Recomendaciones para el Proyecto de Puentes Metálicos para Carreteras" [RPM-95 (1995)], así como el borrador de Eurocódigo-3 (1990), sí consideran el efecto beneficioso de la resistencia postcrítica.

Este cambio de filosofía en el diseño de piezas permite que las almas superen la carga crítica ideal de abolladura a cortante, se abollen y sufran deformaciones fuera de su plano, si bien éstas se

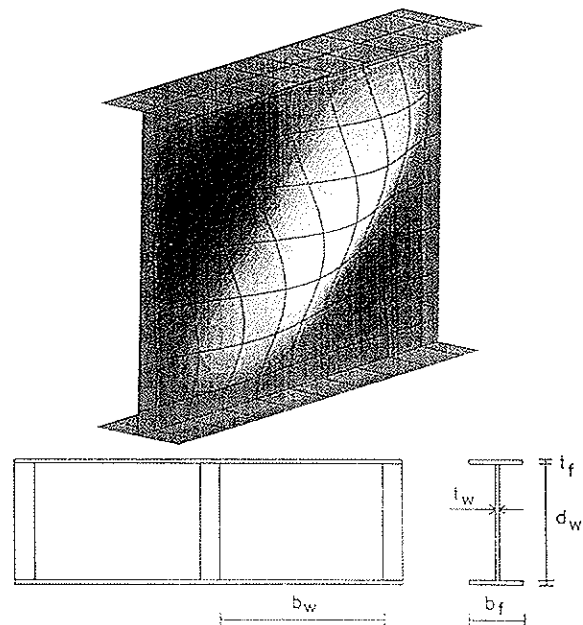


Figura 1. Viga armada en doble T, abollada por una carga puntual en el rigidizador central. Notación de la geometría de las vigas analizadas.

recuperan elásticamente una vez retirada la carga. Las deformaciones fuera del plano originan, inevitablemente, la aparición de tensiones que denominaremos "*tensiones de flexión secundaria*" que, si bien no son normales al plano de la sección, sí se suman a las tensiones clásicas de flexión y cortante, produciendo un incremento de la tensión principal desarrollada. Este incremento de la magnitud de la tensión principal se produce para car-

gas de servicio, es decir, se produce, frecuentemente, durante la vida útil de la estructura. Para tener en cuenta este efecto en el diseño y/o comprobación a fatiga de una pieza, se vienen proponiendo, en recientes trabajos, diversos factores de amplificación del rango de tensiones calculado según los métodos clásicos, en función de la esbeltez del alma y nuevas curvas S/N para almas que trabajen en el rango postcrítico en situación de servicio.

Las fisuras debidas a fatiga en elementos metálicos de viga, dependiendo del esfuerzo al que se ven sometidos, pueden clasificarse en varios tipos [Okura et al (1993)]:

• Paneles de alma sometidos a flexión:

– Tipo 1: Aparece en el alma junto al cordón de soldadura que une el ala comprimida con el alma. Con los ciclos de carga y descarga, crece paralela al cordón de soldadura. Las deformaciones del alma fuera del plano, amplifican en gran medida las tensiones normales.

– Tipo 2: Aparece en el alma cerca del cordón de soldadura que une el alma con un rigidizador transversal. Se propaga hacia el ala traccionada. Su propagación es rápida y peligrosa, ya que puede producir el colapso de la pieza al penetrar la fisura en el ala traccionada.

– Tipo 3: Aparece en el cordón de soldadura que conecta el alma al ala traccionada. Su génesis se debe a discontinuidades del cordón de soldadura o a discontinuidades en la superficie de éste.

• Paneles de alma sometidos predominantemente a cortante:

– Tipo 4: Se produce en el alma, cerca de las esquinas de la unión ala-alma con el rigidiza-

dor transversal que ancla el campo diagonal de tracciones.

• Paneles de alma sometidos a flexión-cortante:

– Pueden presentar fisuras de tipo 1 y tipo 4.

Las fisuras tipo 2 y 3 son las más habituales en perfiles laminados. Se pueden predecir comparando la resistencia a la fatiga con el rango de tensiones permitido, evaluando dichas tensiones según la teoría general de vigas.

Por el contrario, resulta más difícil predecir la generación de fisuras tipo 1 y tipo 4, ya que para obtener el rango de tensiones al que se haya sometido uno de esos puntos, deben considerarse las tensiones correspondientes según la teoría de la viga (tensión normal, tangencial o ambas) y las tensiones producidas por la flexión secundaria.

La magnitud de estas tensiones vendrá condicionada por la carga crítica de abolladura, las imperfecciones iniciales y las tensiones residuales. Puede constatarse que la carga crítica de abolladura del alma de una viga armada se encuentra comprendida entre la carga crítica de un panel simplemente apoyado en los cuatro bordes y la de un panel empotrado en sus cuatro bordes. Tal como indican Okura et al (1993), en base a resultados experimentales, el cortante crítico de abolladura de teoría clásica, para un panel empotrado en sus cuatro bordes, da tensiones conservadoras que previenen la aparición de fisuras tipo 4. En sus ensayos, sólo una viga sometida a carga inferior a la crítica de abolladura desarrolló fisuras antes de verse sometida a 2 millones de ciclos de carga. Por ello, limitar la esbeltez de este tipo de elementos se hace necesario; no obstante, llevar esta limitación a esbelteces que hagan los elementos compactos puede ser muy conservador y claramente anti-económico.

Por otra parte, Okura y Maeda (1985) estudia-

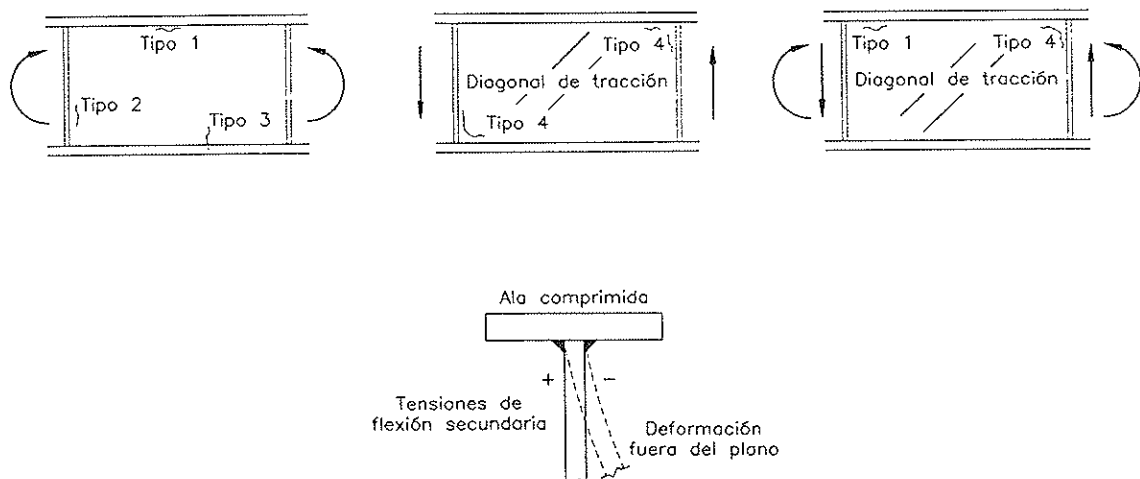


Figura 2. Fisuras de fatiga observadas en vigas armadas esbeltas [Okura et al (1993)].

ron la influencia de las imperfecciones iniciales y de las tensiones residuales en la magnitud de las tensiones de flexión secundaria que aparecen en los bordes de un panel. Su estudio se basó en el empleo del método de los elementos finitos de elementos planos con grandes deformaciones, obteniéndose resultados para almas esbeltas sometidas a flexión, cortante y flexión cortante. Los resultados obtenidos se compararon con resultados de ensayos a fatiga, para predecir la vida a fatiga de estructuras reales. Skaloud et al (1994) llevaron a cabo una serie de ensayos a fatiga, sobre vigas en doble T sometidas a cargas concentradas locales (patch loading) y a esfuerzo cortante. Recientemente, Davies et al (1994) han presentado una campaña de ensayos realizada sobre vigas cortas sometidas fundamentalmente a cortante; con ello se constata la aparición de un estado tensional muy complejo cerca de las zonas de soldadura y proponen expresiones de diseño que permiten contemplar los efectos de la fatiga.

2. MODELO NUMERICO

Para investigar el comportamiento real de

estructuras formadas por paneles metálicos en el rango postcrítico es necesario considerar los efectos de la no linealidad geométrica, teniendo en cuenta que los desplazamientos no son despreciables en comparación al espesor del panel. Asimismo, deben ser consideradas las acciones de membrana resultantes de la extensión de la placa. Si, además, se quiere estudiar el comportamiento hasta colapso y los mecanismos resistentes desarrollados, debe disponerse de un modelo que permita simular la plastificación del acero estructural y la redistribución de tensiones dentro de la pieza.

El modelo numérico que se presenta sucintamente a continuación está basado en una formulación en desplazamientos del método de los elementos finitos. El programa de cálculo fue desarrollado para el análisis no lineal de estructuras laminares, de modo que los paneles metálicos se consideran como un caso particular de láminas con pequeña curvatura (imperfecciones iniciales).

En el análisis, se utiliza el elemento lámina isoparamétrico y lagrangiano de nueve nodos de Ahmad [Chan (1982)] (figura 3). Dicho elemento lámina es capaz de simular grandes gradientes de deformación, proporcionando resultados de gran exactitud en mallas con un número relativamente reducido de elementos.

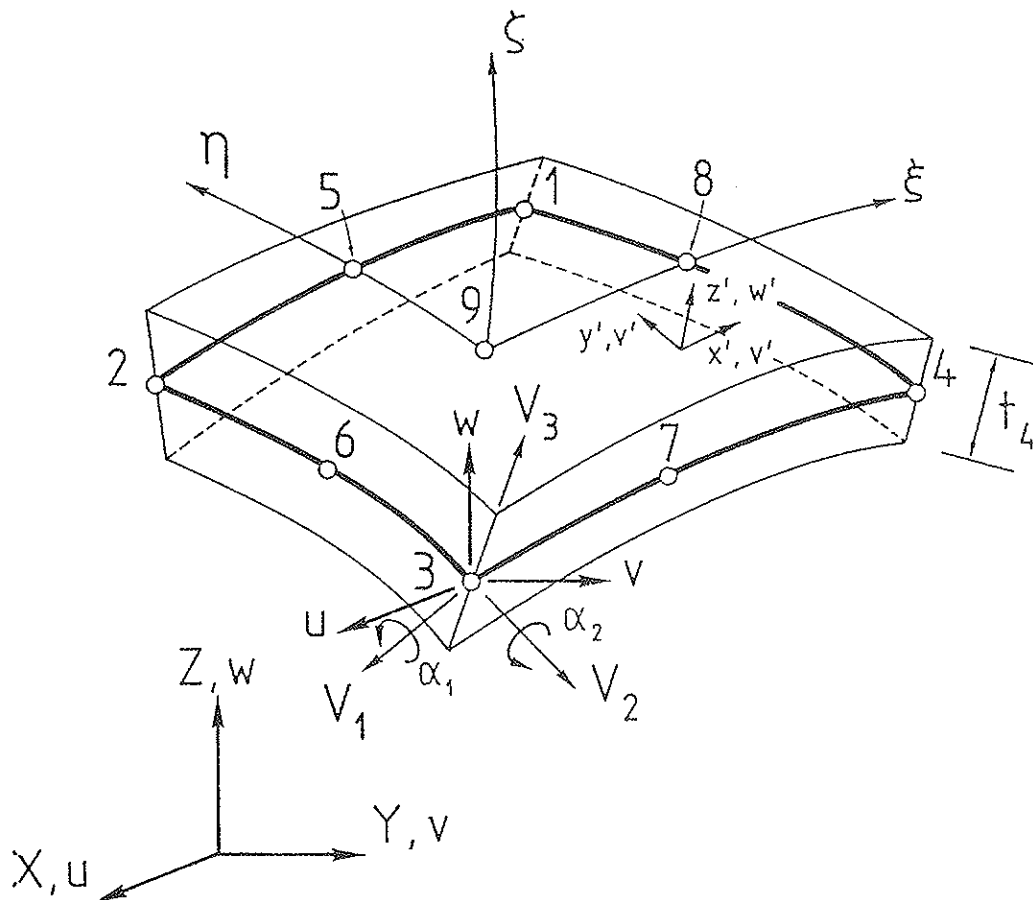


Figura 3. Elemento finito multicapa de 9 nodos, adoptado en el modelo numérico.

Todos los grados de libertad de los nodos están considerados en la superficie media del elemento (tres desplazamientos y dos giros). Los mecanismos de flexión de placa y de membrana se tratan de forma acoplada. Se adopta la teoría de placas de Reissner Mindlin (rectas normales a la superficie media permanecen rectas en la estructura deformada, aunque no se mantengan necesariamente normales a la superficie media deformada) considerando, pues, la deformación por cortante y permitiendo la inclusión de las tensiones tangenciales transversales en la ecuación constitutiva del material acero.

Por otra parte, se supone que la componente de la tensión perpendicular a la superficie media es despreciable en cualquier punto de la placa. Es decir, las capas paralelas a la superficie media están sometidas a un estado plano de tensiones. La no linealidad del material se contempla al permitir que las distintas capas a través del espesor de la chapa alcancen propiedades mecánicas variables; así, puede adoptarse un modelo constitutivo formulado en tensión plana y cortante transversal, para considerar el comportamiento individual de cada capa del material acero. El modelo de comportamiento es un modelo constitutivo biaxial e isotrópico, formulado en incrementos de tensiones y deformaciones, combinado con un criterio de plastificación en tensiones y un criterio de rotura formulado en términos de deformaciones últimas. Se adopta el criterio de von Mises para caracterizar la superficie de plastificación, determinada por la expresión:

$$\sigma_{co} - \sigma_c = 0 \quad (1.a)$$

$$\sigma_{co}^2 = (\sigma_x - \sigma_{xp})^2 + (\sigma_y - \sigma_{yp})^2 + (\sigma_x - \sigma_{xp})(\sigma_y - \sigma_{yp}) + 3 [(\tau_{xy} - \tau_{xyp})^2 + (\tau_{xz} - \tau_{xzp})^2 + (\tau_{yz} - \tau_{yzp})^2] \quad (1.b)$$

El agotamiento se alcanza con la envolvente de la deformación última dada por:

$$\varepsilon = \sqrt{\varepsilon_x^2 + \varepsilon_y^2 - \varepsilon_x \varepsilon_y + 3(\gamma_{xy}^2 + \gamma_{xz}^2 + \gamma_{yz}^2)} \leq \varepsilon_u \quad (2)$$

Esta superficie puede desplazarse como un sólido rígido sin modificar ni su tamaño ni su forma. Por lo tanto, no solamente se pueden reproducir procesos monotónicos de carga sino que también es factible considerar procesos de descarga y recarga incluyendo el efecto Bauschinger. Las relaciones tenso-deformacionales se basan en el diagrama característico σ - ε uniaxial del acero con comportamiento elastoplástico y endurecimiento por deformación.

Se consideran los efectos no lineales debidos a grandes corrimientos, mientras que las deformaciones se supone que permanecen pequeñas. La geometría de la estructura es actualizada en cada paso del análisis, de modo que la condición de equilibrio se satisface en la configuración deformada. Se tienen en cuenta las condiciones de compatibilidad incluyendo los términos cuadráticos, y la rigidez geométrica es introducida y sumada a la rigidez global de la placa.

Al tratarse de un modelo numérico aplicado al análisis de estructuras reales, ya sean paneles u otros elementos, no se estudiarán típicas configuraciones de autovalores, correspondientes a problemas de bifurcación de equilibrio. Así, se introducen ya inicialmente las imperfecciones geométricas del elemento estructural analizado, para disponer desde el principio de un comportamiento no lineal. Cuando estas imperfecciones iniciales son muy pequeñas, el resultado obtenido en todo el proceso de carga es muy próximo al clásico comportamiento de bifurcación. Al tener en cuenta en el análisis numérico las imperfecciones iniciales reales de los elementos o estructuras que se van a analizar, se pueden observar diferentes respuestas estructurales.

Una exposición más detallada del modelo numérico y de algunas aplicaciones del mismo pueden encontrarse en Roca y Mirambell (1992) y Mirambell et al (1994).

3. CONTRASTACION DEL MODELO CON RESULTADOS EXPERIMENTALES

La validación del modelo desarrollado se lleva a cabo comparando los resultados derivados del mismo con los resultados experimentales obtenidos en una campaña de ensayos de laboratorio realizados en la University of Wales (College of Cardiff), para los cuales se dispone de información referente a imperfecciones iniciales, deformadas finales y tensiones en las zonas próximas a los cordones de soldadura [Davies et al (1994)]. Los ensayos se realizaron sobre vigas cortas en doble T, sometidas a carga puntual centrada. Se disponía un doble rigidizador en centro luz y en apoyos, de modo que se podía considerar un empotramiento del alma en los rigidizadores, permitiendo anclar el alma y desarrollar toda la capacidad del campo diagonal de tracciones (tensión field). La carga se transmitía mediante un pistón colocado en centro luz, y el valor de la misma era variable según el ensayo. En la figura 4 puede verse el dispositivo de ensayo y la carga aplicada, 2P, en centro luz. En nuestro caso, se han elegido dos ejemplos, para los que se han introducido aproximadamente las imperfecciones iniciales en la geometría inicial de la malla de elementos fini-

tos. Para ambos ensayos, se comparan la evolución de la tensión principal máxima, las deformaciones fuera del plano y la distribución de tensiones en la zona donde aparecen fisuras. La geometría y características de las vigas analizadas vienen reflejadas en la tabla 1. Para reducir el tiempo de computación, se analiza media viga, suponiendo empotrados los puntos del eje de simetría. Se han modelizado las alas mediante elementos fini-

tos, de tal modo que es posible llevar a cabo un análisis hasta rotura de las vigas y modelizar el flujo de tensiones que discurre por las alas. Debido a la disposición de un potente doble rigidizador cerrado en apoyos, se ha considerado que los puntos en la vertical del apoyo tienen desplazamiento fuera del plano y giro de torsión nulos. La carga se introduce puntualmente en centro luz de modo que el flector y el cortante actúan concomitantemente.

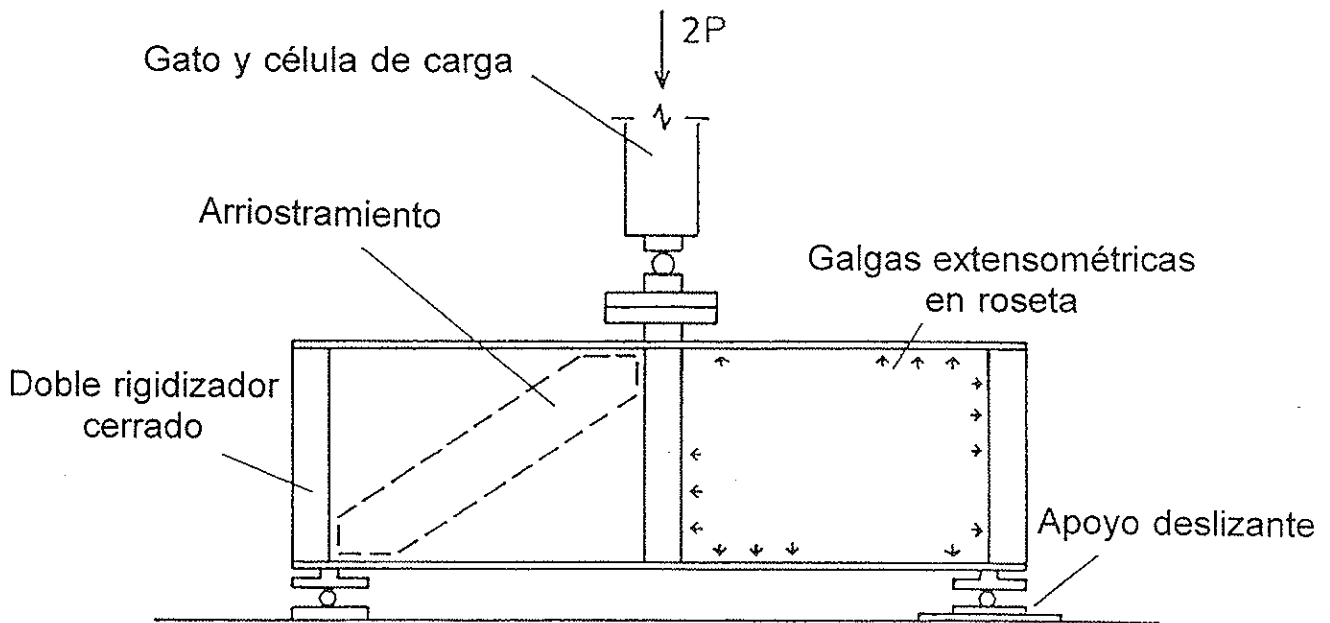


Figura 4. Esquema de viga ensayada por Davies et al (1994).

Tabla 1
Características de las vigas ensayadas experimentalmente [Davies et al (1994)]

Viga tipo	Alma					Alas			
	d_w mm	b_w mm	t_w mm	σ_c N/mm ²	E MPa	b_f mm	t_f mm	σ_c N/mm ²	E MPa
A-3	800	800	2.91	258	200 000	250	12	331	200 000
B-3	800	1200	3.05	319	200 000	250	12	319	200 000

En las figuras 5.a y 5.b pueden observarse las imperfecciones iniciales del alma de la viga A-3 y de la viga B-3 y los desplazamientos fuera del plano hallados experimentalmente para una carga $P=160,0$ kN y $P=116,0$ kN, respectivamente. En el modelo numérico, se ha introducido la deformada inicial del alma mediante la superposición de varios casquetes parabólicos, con picos, en distintos puntos de la placa, de modo que la geometría inicial fuese lo más parecida a la experimental. Se ha supuesto que los bordes del panel no tienen deformación fuera del plano. La deformación

del alma fuera de su plano, obtenida numéricamente para los mismos niveles de carga, puede verse en las figuras 5.a y 5.b. Debe considerarse que si bien para la respuesta experimental, la deformación fuera del plano se expresa en términos de deformación total (imperfecciones iniciales más deformaciones), en el numérico se muestran los desplazamientos a partir de la geometría inicial. Si a estos movimientos se les añaden las imperfecciones iniciales, se constata un buen ajuste entre las deformadas fuera del plano obtenidas numérica y experimentalmente.

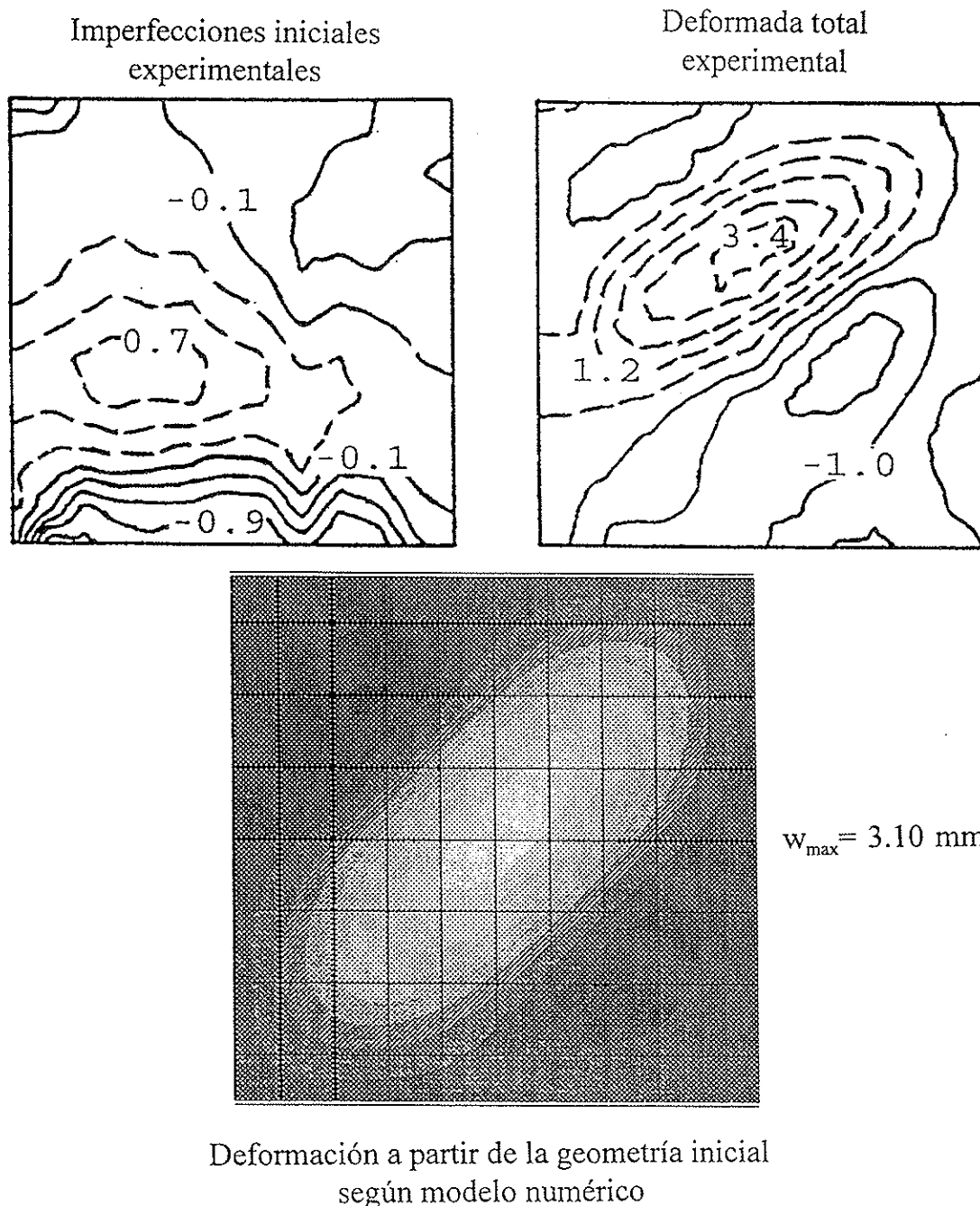


Figura 5.a.

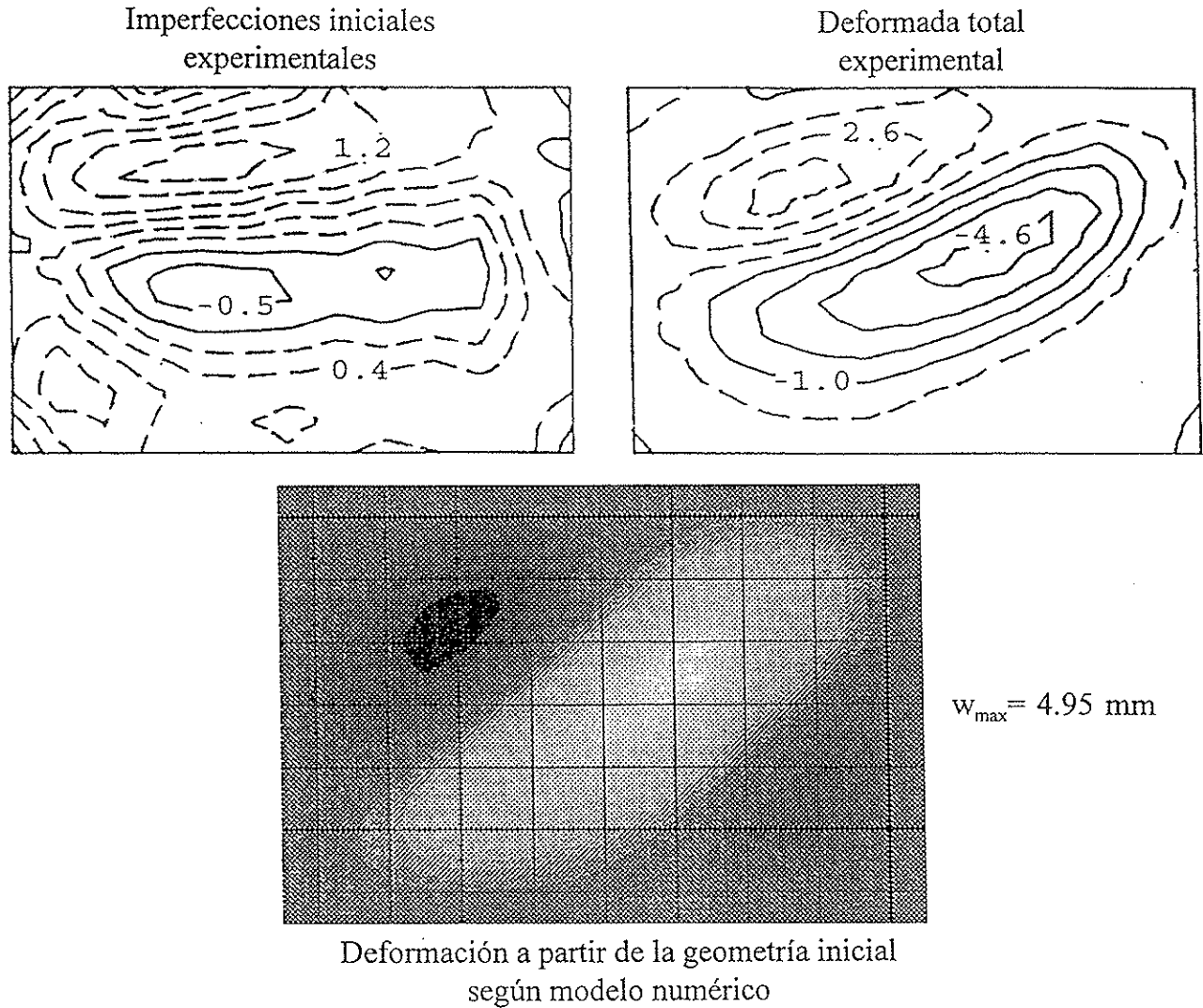


Figura 5.b.

Figura 5. Imperfecciones iniciales y deformada final del alma, medidas experimentalmente en laboratorio, y desplazamientos fuera del plano, hallados numéricamente. a) Viga A-3; b) Viga B-3.

En la figura 6 se presentan las distribuciones de tensiones principales en la superficie del alma, cerca del cordón de soldadura extremo, obtenidas mediante el modelo numérico y la experimentación; es en esa zona del panel en donde pueden producirse fisuras del tipo 4. Puede apreciarse en este gráfico, el incremento de tensión que se produce en la superficie del alma debido a la flexión secundaria. Las tensiones de membrana son las tensiones principales que se producen en el plano medio del alma. La tensión desarrollada en la superficie del alma, para esta carga, puede llegar a ser del orden de tres veces la tensión de membrana. Si, además, consideramos que, durante los ciclos de carga, en un lado del alma se producen tracciones y en el otro compresiones, el margen de seguridad frente a fatiga puede verse reducido.

En dicha figura, puede apreciarse la bondad de los resultados numéricos correspondientes a las tensiones principales en el plano medio del alma, mientras que para los resultados de tensiones principales en superficie, existe una mayor dispersión. Esta dispersión no afecta al comportamiento global de la pieza, mientras no existan plastificaciones, ya que la flexión secundaria debida a las deformaciones fuera del plano genera una distribución de tensiones autoequilibradas en el espesor del alma; es decir, la integración de las tensiones en el espesor arroja el mismo valor sea cual sea la magnitud de la flexión secundaria desarrollada (naturalmente si se desprecian términos de segundo orden y las imperfecciones iniciales son pequeñas).

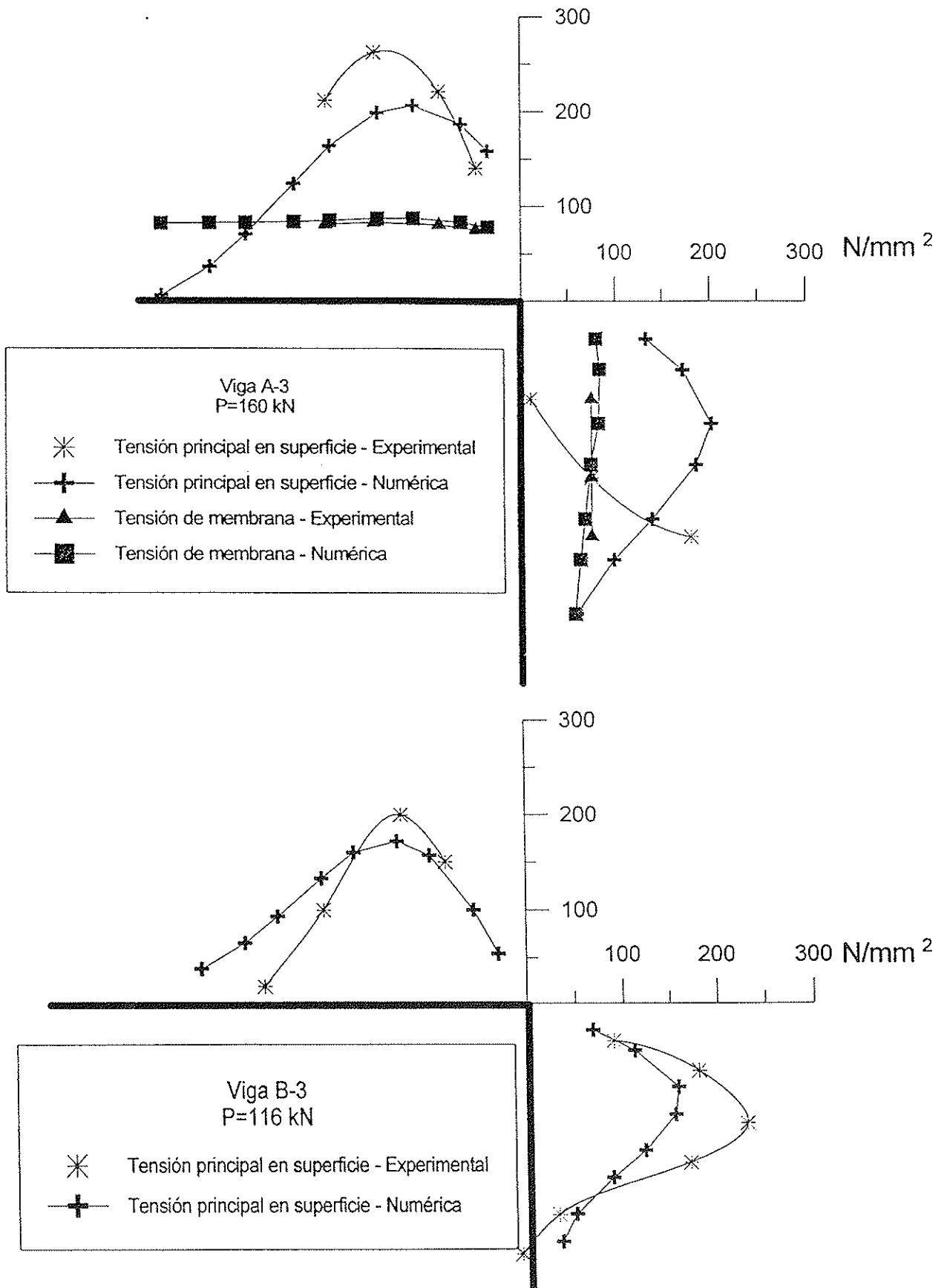


Figura 6. Tensiones principales en el alma, en la zona de unión ala-alma donde se ancha el campo diagonal de tracciones. Contraste entre el modelo numérico y los resultados experimentales en laboratorio [Davies et al (1994)].

4. INFLUENCIA DE LAS IMPERFECCIONES INICIALES

Como se ha visto en el apartado anterior, las tensiones en superficie dependen, en mayor o menor medida, de las imperfecciones iniciales del alma. A continuación, se analiza la influencia de dichas imperfecciones iniciales para dos vigas tipo en doble T cuyas características quedan recogidas en la tabla 2. El estudio se lleva a cabo sobre tres tipos o perfiles de imperfección. La primera consiste en un casquete parabólico, con un máximo localizado en el centro del alma; dicho máximo se tomará como otra variable. Las otras dos imperfecciones tipo provienen de la superposición de dos casquetes parabólicos, dispuestos asimétricamente respecto al centro del alma; la segunda imperfección tipo considera los máximos de ambos casquetes en la diagonal traccionada, mientras que la tercera imperfección localiza sus máximos en la diagonal perpendicular a la banda de tracción (figura 7). De la tabla 2 se desprende que la esbeltez de las almas es de 200, superior a la esbeltez máxima de 166,6 recomendada por MV-103(1972) y EM-62(1962).

Para paneles de alma sometidos a esfuerzo cortante, la tensión crítica de abolladura, según la teoría clásica es:

$$\tau_{cri} = k \frac{\pi^2 E t_w^2}{12(1-\nu^2) d_w^2} \leq \tau_o \quad (3)$$

en donde k es el coeficiente de abolladura de placa, el cual depende de la geometría del alma y de las condiciones de contorno:

$$\begin{aligned} & \text{Apoyado} \\ & k = 4 + 5.4 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^2 \quad \text{para } \frac{d_w}{b_w} < 1 \\ & k = 5.4 + 4 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^2 \quad \text{para } \frac{d_w}{b_w} > 1 \\ & \text{Empotrado} \\ & k = 9 + 5.4 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^2 \quad \text{para } \frac{d_w}{b_w} < 1 \\ & k = 5.4 + 9 \left(\frac{d_w}{b_w}\right)^2 \quad \text{para } \frac{d_w}{b_w} > 1 \end{aligned} \quad (4)$$

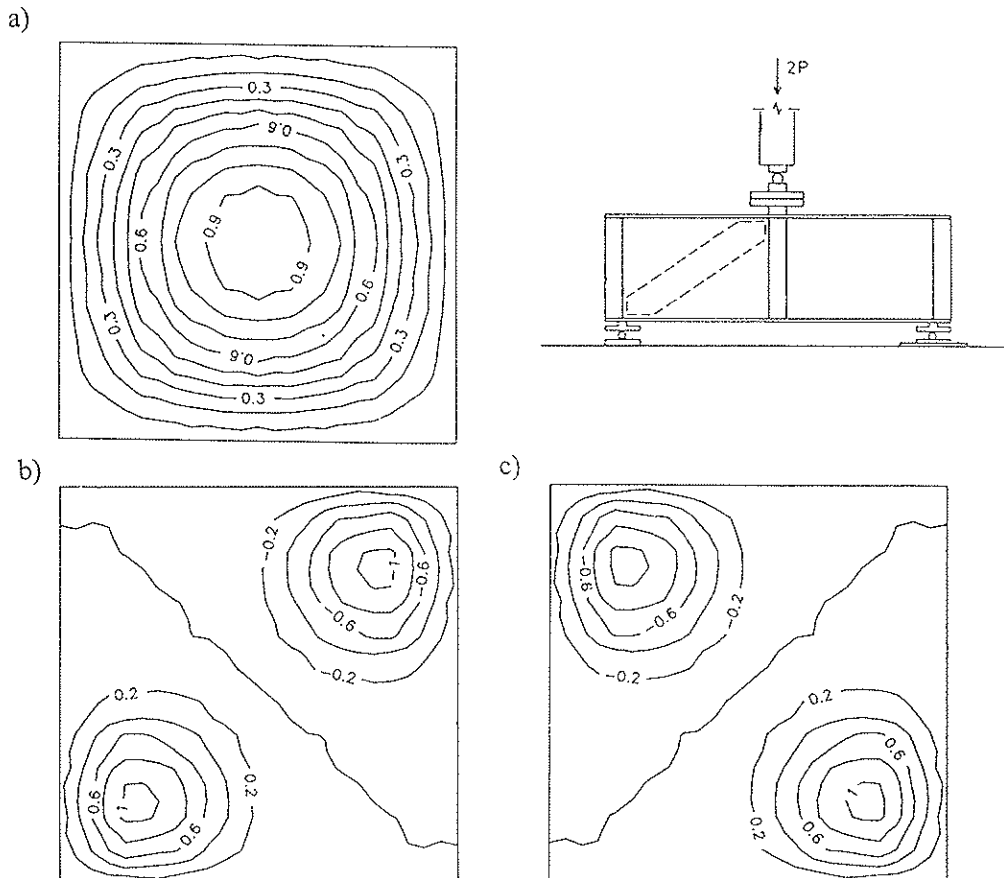


Figura 7. Imperfecciones tipo analizadas en el estudio. a) Imperfección tipo 1; b) Imperfección tipo 2; c) Imperfección tipo 3.

Dicha tensión crítica de abolladura debe ser menor que la tensión tangencial τ_o de agotamiento, según el criterio de von Mises

$$\tau_{cri} \leq \tau_o = \frac{\sigma_o}{\sqrt{3}} \quad (5)$$

La carga última de agotamiento de dichos paneles de alma sometidos a esfuerzo cortante, según la teoría de von Karman es:

$$P_{uvk} = d_w t_w \sqrt{\tau_o \tau_{cri}} \quad (6)$$

En la tabla 2 se presentan los valores de los cortantes característicos de teoría clásica de abolladura y de agotamiento de von Karman.

te de agotamiento de esta viga fue de 420 kN, superior a los 306 kN y los 378 kN que predice la teoría de von Karman para panel simplemente apoyado y panel empotrado en los cuatro bordes, respectivamente. Por consiguiente, atendiendo a los valores de cortante crítico y de cortante último, se puede concluir que el comportamiento del alma de la viga analizada se aproxima más a un panel empotrado en los bordes. El hecho de que el cortante obtenido numéricamente supere el cortante último de von Karman, se debe a que el análisis se ha llevado a cabo sobre elementos de viga, donde se han discretizado tanto el alma como las alas. De este modo, se constata que el modelo tiene en cuenta la rigidez adicional que ofrecen las alas para resistir el cortante y cómo influyen éstas en el mecanismo de colapso final de una viga (efecto verificado experimentalmente y contemplado por el método de Cardiff).

Tabla 2
Características de las vigas estudiadas. Cortantes característicos

Viga tipo	Alma			Alas		Material		Cortante (kN) en panel ideal			
	d_w	b_w	t_w	b_f	t_f	σ_c	E	Apoyado		Empotrado	
	mm	mm	mm	mm	mm	N/mm ²	MPa	P_{cri}	P_{uvk}	P_{cri}	P_{uvk}
g-a	800	800	4.0	250	12	355	205 000	143	306	219	378
g-b	800	1200	4.0	250	12	355	205 000	97	253	173	337

Tal como se ha comentado anteriormente, de resultados experimentales de otros autores se desprende que las imperfecciones iniciales en almas sometidas a cortante y a un pequeño flector, si bien no parecen tener importancia a nivel de comportamiento global de la pieza [Maeda et al (1984) y Okura et al (1985)], sí influyen significativamente en el valor de las tensiones principales desarrolladas en las zonas cercanas a los cordones de soldadura [Davies et al (1994)].

La figura 8 muestra los movimientos fuera del plano del alma de la viga g-a, obtenidos mediante el modelo. Dichos movimientos corresponden a los tres diferentes tipos de imperfecciones contemplados en el estudio; en el caso de la imperfección tipo 1, el máximo desplazamiento impuesto en la configuración inicial de la deformada es de 2 mm. Si se considera en el modelo una imperfección inicial casi despreciable, puede observarse un cambio claro de comportamiento, para un cortante de $P=215$ kN, que podemos decir que es el cortante crítico de abolladura para este panel. El cortante

Asimismo, se aprecia que, para niveles de carga no elevados, al crecer las imperfecciones iniciales (los máximos de una misma imperfección tipo), el comportamiento no lineal se hace más acusado (véase figura 9). En cualquier caso, la evolución del desplazamiento total máximo fuera del plano del alma de la viga es asintótica a la que experimentaría el panel de alma de una viga ideal (véanse figuras 8 y 9).

En la figura 10 se presentan las distribuciones de tensiones principales en superficie existentes en la esquina del alma de la viga analizada, en contacto con el ala superior y con el rigidizador transversal extremo. En dicha figura puede apreciarse cómo varían dichas tensiones en función del cortante aplicado (la mitad de la carga puntual que actúa sobre la viga), alcanzándose, en el caso de la viga g-a-i1-4, una tensión máxima de 260 N/mm², para un cortante aplicado de 308 kN; el valor de dicho cortante supone un 91% del cortante de agotamiento de von Karman para panel empotrado y es algo superior al 100% del cortante

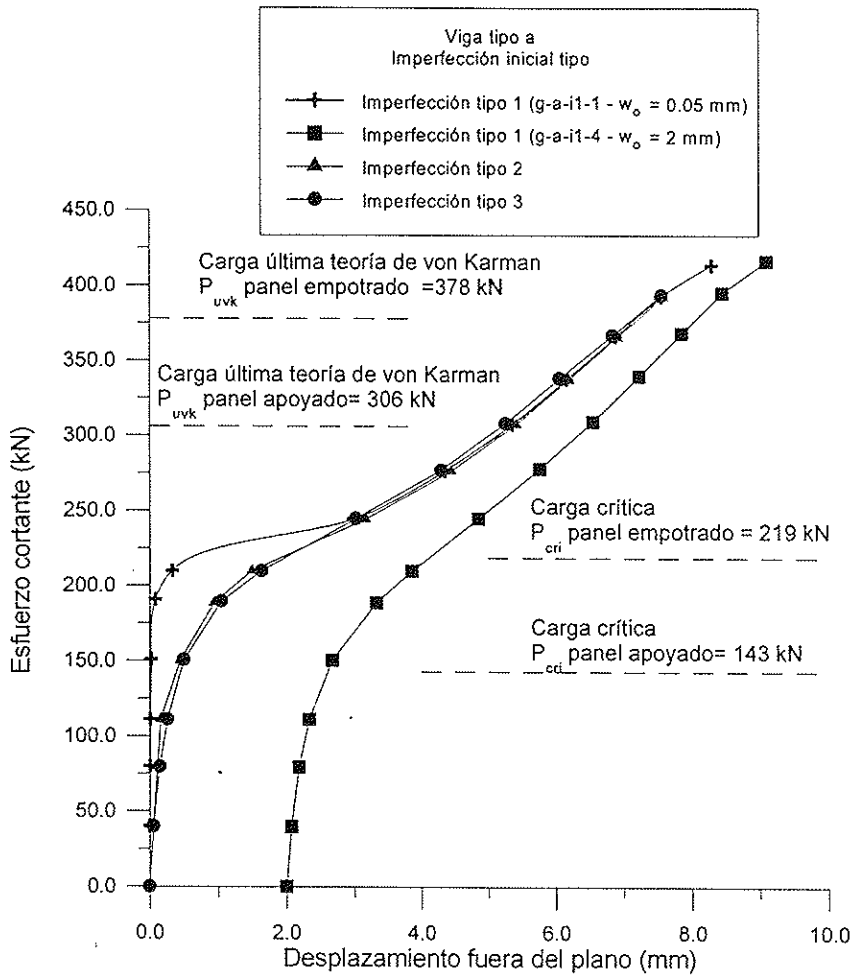


Figura 8. Curva cortante vs desplazamiento máximo fuera del plano, para la viga g-a, para distintas imperfecciones tipo.

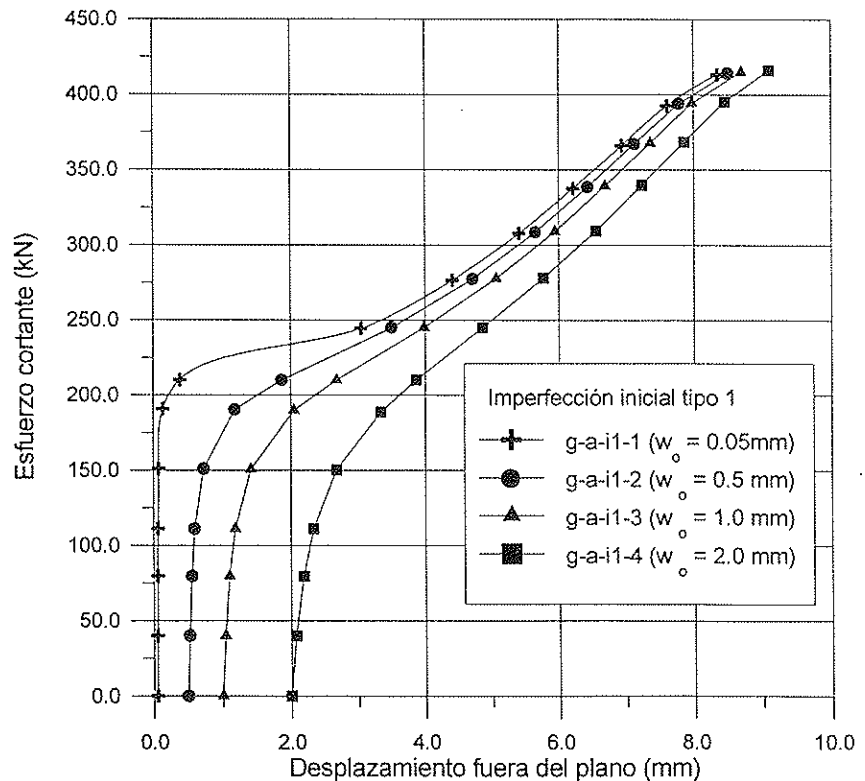


Figura 9. Curva cortante vs desplazamiento máximo fuera del plano, para la viga g-a, con imperfección tipo 1.

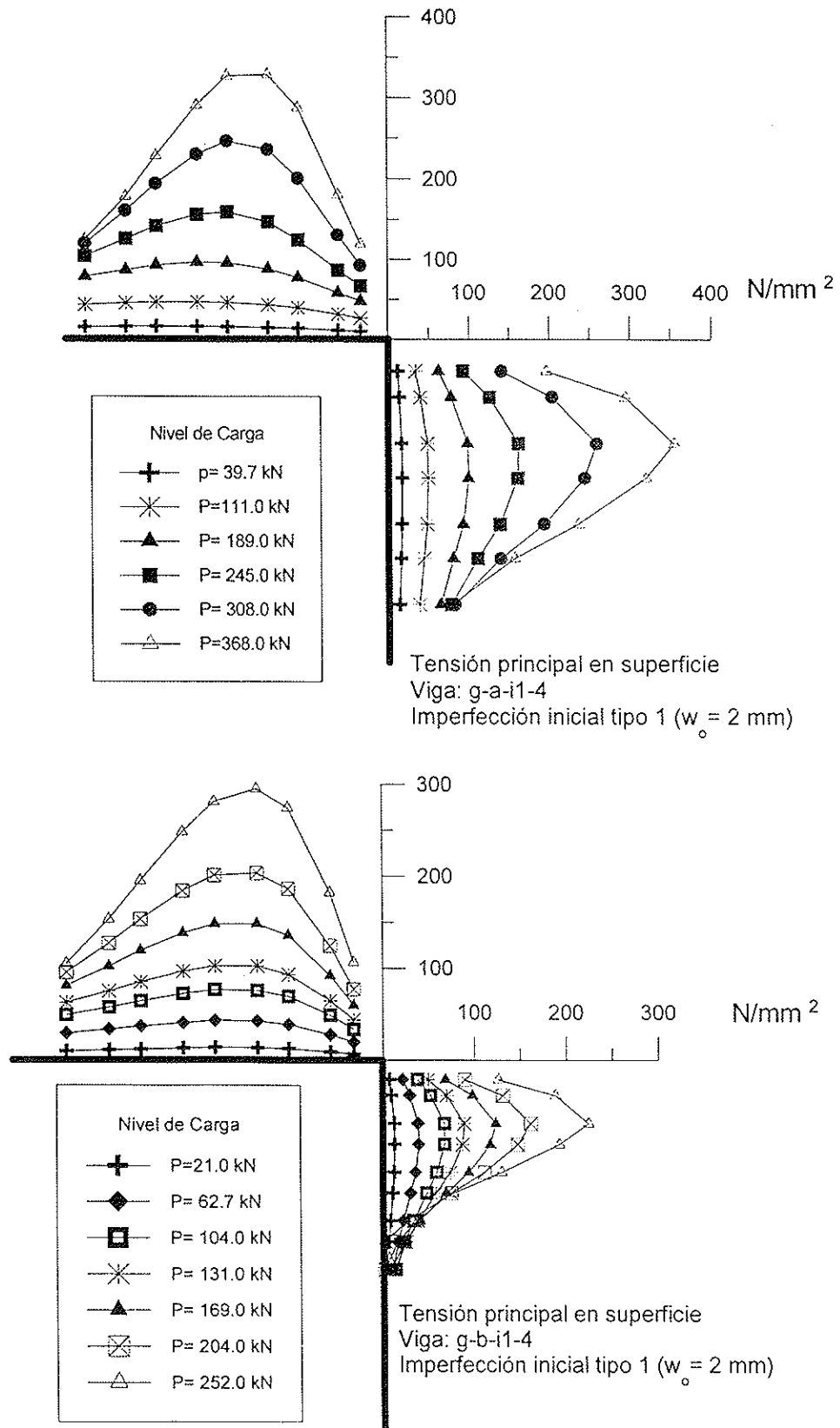


Figura 10. Distribuciones de tensiones principales en superficie, en el alma, para las vigas g-a-i1-4 y g-b-i1-4, en la zona de unión alma-ala-rigidizador extremo.

de agotamiento para panel apoyado; las primeras plastificaciones en el alma se produjeron para un cortante de 368 kN. En el caso de la viga g-b-i1-4, la tensión máxima en el alma es de 290 N/mm², para un cortante de 252 kN; dicho cortante es aproximadamente igual al 75% del cortante último de von Karman, suponiendo panel empotrado, y casi igual al 100% suponiendo panel apoyado.

La influencia de las imperfecciones iniciales queda reflejada en la figura 11; en ella se presentan las distribuciones de tensiones principales en superficie, en la unión alma-ala-rigidizador extremo, para la viga tipo a. La imperfección tipo 3 es la que da lugar a mayores tensiones principales de superficie en dicha unión.

En el modelo se ha considerado todo el contorno del alma con imperfección nula, tal como puede apreciarse en la figura 7, lo cual no se corresponde exactamente con la realidad (figura 5). Las deformaciones en el contorno, distintas de cero, producen tensiones iniciales que deben añadirse a las tensiones residuales por soldadura. Cuando el alma abolla, las tensiones en las zonas con imperfecciones en el contorno pasan a ser superiores a las calculadas según borde ideal, ya que la coacción que da el ala no permite que el

panel se adapte a la deformada ideal, como ocurre en las zonas centrales. De nuevo, al tratarse de tensiones autoequilibradas, estas nuevas flexiones no afectan sensiblemente al comportamiento global de la viga, pero sí a su comportamiento frente a fatiga.

En la figura 12 se muestra la evolución de la tensión principal máxima en superficie de la viga analizada g-a, para diferentes imperfecciones tipo. En ella puede observarse que la tensión principal máxima se produce inicialmente en las alas, para posteriormente aparecer en las almas, a medida que se incrementa el valor de la carga. Para imperfecciones de tipo 1, a niveles de carga inferiores a la carga crítica de abolladura, la tensión principal máxima es ligeramente mayor cuanto mayor es el máximo de la imperfección; pero superada la zona de inflexión que nos marca el valor de la carga crítica de abolladura, el panel de alma con imperfección mínima (panel ideal) pasa a ser el que tiene tensiones principales algo mayores (figura 12). Imperfecciones de tipo 2 dan lugar a tensiones máximas en superficie similares a las anteriores, mientras que imperfecciones iniciales tipo 3 generan tensiones sensiblemente mayores que en los otros casos.

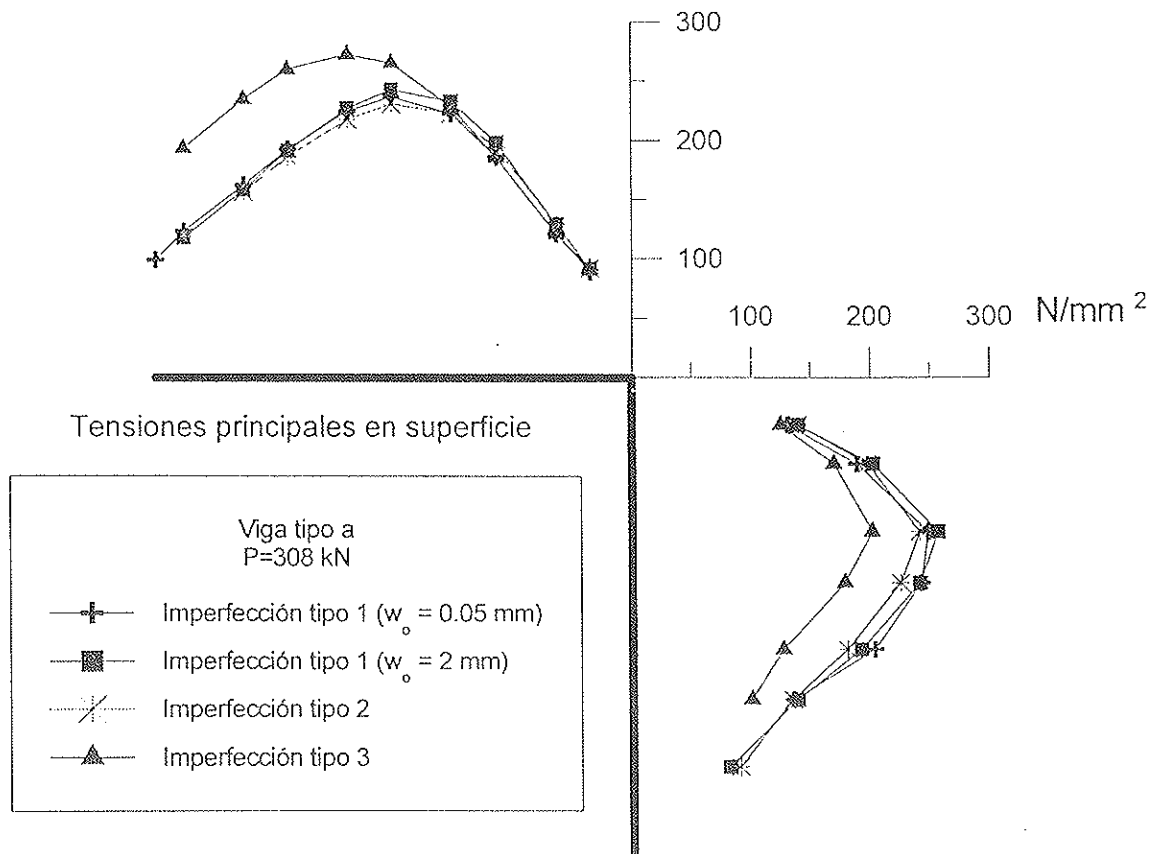


Figura 11. Distribuciones de tensiones principales en superficie, en el alma, para la viga g-a, para distintas imperfecciones tipo.

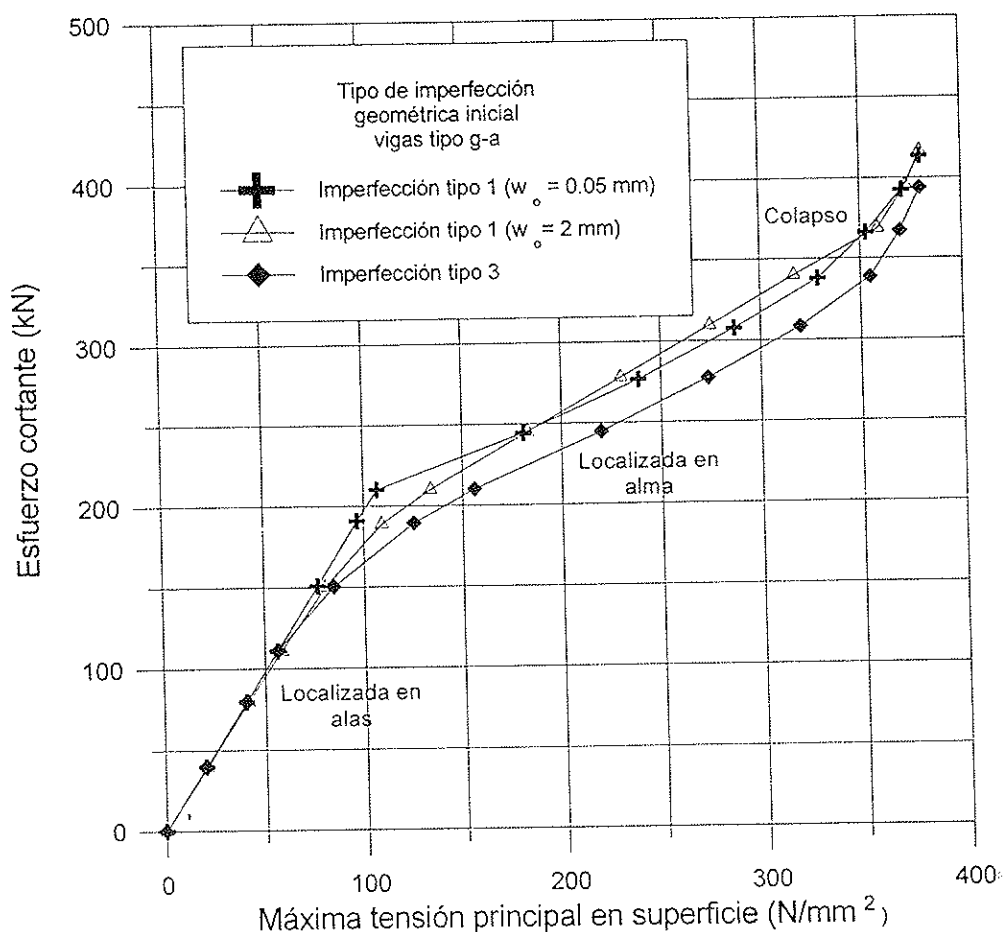


Figura 12. Curva cortante vs máxima tensión principal en superficie, en el alma, para la viga g-a, para distintas imperfecciones tipo.

5. CONCLUSIONES

Las tensiones de flexión secundaria ocasionadas por movimientos fuera del plano en almas esbeltas en las zonas próximas a las uniones ala-alma y alma-rigidizador (cordones de soldadura) pueden tener una influencia muy significativa en la vida a fatiga de vigas armadas metálicas. Numerosos estudios analíticos y experimentales han tenido como objetivo el obtener la respuesta de este tipo estructural en estado límite último (determinación de la carga última); sin embargo, pocos trabajos han dirigido su atención a la determinación de las tensiones de flexión secundaria. En este artículo se presenta, de forma breve, un modelo de análisis estructural que contempla la no linealidad geométrica y la no linealidad del material, basado en el método de los elementos finitos, el cual permite cuantificar dichas tensiones. Los estudios realizados permiten concluir que la deformación total del alma fuera de su plano tiende a ser asintótica a la que sufriría un panel de alma ideal (sin ninguna imperfección inicial). Del

mismo modo, se concluye que las imperfecciones iniciales, tanto en su configuración como en magnitud, no influyen de forma significativa en las tensiones principales alcanzadas en el plano medio del panel de alma y en el comportamiento global de la viga; ello es cierto hasta que se produce la plastificación de alguna de las fibras de la superficie del alma. Sin embargo, las tensiones principales en superficie del alma dependen, en gran medida, de las imperfecciones iniciales, y en concreto, de las imperfecciones en el contacto ala-alma.

AGRADECIMIENTOS

El trabajo presentado en este artículo ha sido posible gracias a la ayuda concedida al Proyecto de Investigación PB90-0604 de la Dirección General de Investigación Científica y Técnica (DGICYT) del Ministerio de Educación y Ciencia. Asimismo, el primer Autor de este artículo disfrutó de una beca de Formación de Personal

Investigador (FPI) para la realización de su tesis doctoral, concedida por el Ministerio de Educación y Ciencia.

BIBLIOGRAFIA

Bleich, F. (1952) "Buckling Strength of Metal Structures". McGraw Hill, New York.

Chan, E. C. (1982) "Nonlinear Analysis of Reinforced Concrete Shells with Edge Beams". Department of Civil Engineering, Division of Structural, Mechanics and Structural Engineering, University of California, Report 82-2, Berkeley.

Davies A. W., Roberts T. M., Evans H. R., Bennett J. H. (1994) "Fatigue of Slender Web Plates Subjected to Combined Membrane and Secondary Bending Stresses". Journal of Construction Steel Research, April 1994.

EUROCODE N° 3 (1990) "Design of Steel Structures. Part 1-General Rules and Rules for Buildings". Draft 1990.

Maeda Y., Okura, I. (1984) "Fatigue Strength of Plate Girder in Bending considering Out-of-Plane Deformation of Web". Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. (Japan). Vol 1 Oct 1984.

Mirambell, E., Costa, J., Arnedo A. (1994). "Analytical and Experimental Study on the Behaviour of Steel Panels under Plane Compression" 5th International Conference on Steel Structures, Jakarta, Indonesia.

Mirambell, E., Roca, P. (1993) "Estudio numérico de abolladura de chapas de acero considerando su resistencia postcrítica". Revista Construcciones Metálicas y Calderería, Año 7, N° 29.

NBE-MV 103 (1972) "Cálculo de las estructuras de acero laminado en la edificación". MOPU 1972.

Okura, I., Maeda Y. (1985) "Analysis of Deformation-Induced Fatigue of Thin-Walled Plate Girder in Shear". Proc. of JSCE Structural Eng./Earthquake Eng. (Japan) Vol 2 Oct. 1985.

Okura I., Yen B. T., Fisher J. W. (1993) "Fatigue of Thin-Walled Plate Girders IABSE Structural Engineering International 1/93.

Roca, P., Mirambell, E. (1992) "Numerical Simulation of Pre-critical and Post critical Buckling Behavior of Steel Plated Structures". Constructional Steel Design: World Developments. Elsevier Applied Science.

RPM-95 (1995) "Recomendaciones para el proyecto de puentes metálicos para carreteras" MOPTMA. Dirección General de Carreteras. Borrador 1995.

Skaloud M. (1994) "Shear Lag and Breathing in Steel Plated Structures". Lecture notes for the Advanced School of Steel Plated Structures. International Centre for Mechanical Sciences, Udine.

EM 62 (1969) "Instrucción de estructuras metálicas". -Instituto Eduardo Torroja del C.S.I.C.- Madrid.

RESUMEN

Debido a las inevitables imperfecciones iniciales, las almas esbeltas de vigas armadas metálicas sometidas a flexión, cortante o flexión-cortante, pueden desarrollar movimientos fuera de su plano relativamente importantes. Estas deformaciones provocan tensiones adicionales a las calculadas según la teoría de la viga, que suelen denominarse tensiones de flexión secundaria. Estas tensiones aparecen concomitantemente con las tensiones de teoría clásica y las tensiones residuales existentes, con lo que el valor de la tensión principal aumenta, significativamente, en las zonas donde el alma se ancla en las alas. La magnitud de estas tensiones, y el hecho de que éstas se produzcan para cargas de servicio, posibilita el que se generen y propaguen fisuras debidas a la fatiga del acero en los cordones de soldadura que unen alma-ala y alma-rigidizador de una viga armada metálica. En este artículo se estudia la importancia de este fenómeno, mediante un modelo de análisis estructural basado en el método de los elementos finitos, y se cuantifican las tensiones en el alma de una viga armada, en el rango postcrítico, es decir, habiendo ya abollado.

SUMMARY

Due to initial imperfections and buckling, slender webs of plate girders may undergo relatively large out-of-plane displacements. These displacements induce secondary bending stresses at welded plate boundaries in addition to the stresses given by the beam theory. The secondary bending stresses raises the magnitude of principal surface stress range at the welded web flange and web stiffener boundaries even under service loading. The magnitude of these stresses under repeated loading can result in premature fatigue cracks and lead the girder to failure. In this paper the importance of these phenomena is studied by means of a numerical model based on the finite element method. Principal surface stress distributions at web boundaries is analyzed in the precritical and the postcritical range.



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

EDITADO POR:



**asociación técnica
española del pretensado**

Precio del ejemplar: 3.000 ptas.

Bases de datos de materiales de construcción: Los prefabricados estructurales y las fichas técnicas

Jordi Amat i Tarruella
Director Técnico de +FLECTOR-Ingeniería
Francesc Xavier Trepal i Felip
Profesor Titular EU Dpto. Arq. e Ing. de la Construcción. UdG.

INTRODUCCION

Es previsible que, en los años venideros, aumente la consulta y el tratamiento de la información técnica realizada con medios informáticos. La integración de datos, tablas, figuras, fórmulas y programas, y la economía de espacio y tiempo que comportan estos sistemas, se impondrá en forma de disquets, CD-ROMs o acceso a redes. En Francia, la red Minitel permite acceder a varias bases de datos, específicas de la construcción, incluso de *Avis Techniques* —equivalentes a nuestras Fichas Técnicas de la Autorización de Uso— y se editan CD-ROMs que incluyen desde información de productos comerciales a programas de cálculo y textos de los Eurocódigos.

En España, por ejemplo, la Instrucción EH-91 y las normas UNE a que hace referencia han sido editadas por AENOR mediante disquet. Sin embargo, el mayor desarrollo informático se ha dado en el ámbito de los presupuestos y de sus correspondientes bases de datos. También se comercializan buenos programas de cálculo de estructuras que, en general, no han venido acompañados de bases de datos de los materiales estructurales existentes en el mercado.

La utilidad de estos programas y servicios depende de la estructura de los datos. Para elementos estructurales de pisos y cubiertas, España dispone, desde 1966, en soporte papel, de una base de datos muy bien estructurada: son las citadas "Fichas de Características Técnicas" de la Autorización de Uso. Su carácter sistemático las hace fácilmente utilizables en programas de cálculo de estructuras, sin parangón, en este uso, con los *Avis Techniques* franceses, por ejemplo.

Estas Fichas han venido adaptándose a los cambios de las Instrucciones, pero son aún insuficientes para la valoración de todos los aspectos tratados en éstas. Por ejemplo, no dan valores del rasante, ni del ancho de fisura en forjados armados, o de la profundidad de la zona comprimida en una sección armada, relación x/d , para estudiar la aplicación de los elementos con leyes redistributivas. Esta información también es necesaria para un correcto control en la aplicación de estos materiales.

Una visión de futuro debería tener en cuenta, en la obligada adaptación de las Fichas a la próxi-

ma EF, la normativa europea, fundamentalmente el EC-2. Así se facilitaría la exportación de estos productos a mercados geográficamente próximos.

Con intención de dotar a los profesionales y a los distintos agentes que intervienen en el proceso constructivo, de documentos técnicos que nos acerquen a Europa, un grupo de trabajo del Consell de Col. legis d'Aparelladors i Arquitectes Tècnics de Catalunya, ha realizado un estudio sobre las características que deberían tener las Fichas Técnicas.

También se ha pretendido, en un aspecto concreto del amplio sector de los materiales de construcción, incorporarnos al debate que se produce en la Unión Europea sobre estos temas, como por ejemplo, el seminario sobre "Evolución de las Prácticas Informáticas en el Sector de la Construcción", en el centro Sophia Antipolis del CSTB, en marzo de 1993 (Actas editadas en Cahiers du CSTB nº 2660, junio de 1993) o el seminario "Integración de las Aplicaciones Informáticas para el Proceso Constructivo Completo" del CEMCO-95, en el Instituto Eduardo Torroja.

ESTUDIO DE LOS VALORES RESISTENTES DE FORJADOS PRETENSADOS PARA LA CONFIGURACION DE UN NUEVO MODELO DE FICHAS TECNICAS

Las "Fichas de Características Técnicas" son un documento técnico obligatorio para los elementos resistentes de pisos y cubiertas comercializados en España. El último modelo fue publicado en la Orden del MOPT de 29 de noviembre de 1989, BOE 16/12/89.

Las Fichas describen la geometría (apartados 1, 2 y 3) y el armado (ap. 5) de las viguetas y forjados armados o pretensados; informan de las características de los materiales (ap. 4) y de los esfuerzos resistentes garantizados (momentos, cortantes, etc.) aptos para su aplicación, tanto en la fase de construcción (ap. 6) como, para el forjado compuesto, en servicio y en estados límites últimos.

No se encuentran en las Fichas, sin embargo, datos y valores que permitan comprobar la bondad de estos materiales en los casos de resistencia al fuego (apéndice 1 de la NBE-CPI-91), condi-

ciones térmicas (NBE-CT-79) y condiciones acústicas (NBE-CA-82). Aunque no se desarrollan en el presente estudio, las Fichas también deberían incorporar los valores correspondientes.

Por sus características, la consulta de las Fichas debería permitir, en la fase de proyecto, la adopción del elemento adecuado desde el punto de vista estructural, así como, en el control de recepción, la correcta comprobación del material.

En el presente estudio, además de introducir en las Fichas los cambios pertinentes para que consten los datos necesarios para un tratamiento informático, se ha procurado racionalizar los encabezamientos de los datos, para permitir una mejor comprensión por parte del técnico prescriptor y para facilitar las comprobaciones en el control de

recepción de estos materiales.

El estudio se ha realizado en base a las fichas de forjados pretensados compuestos. Al ser las más complejas, intervienen casi todos los factores que encontramos en forjados armados, elementos autorresistentes, etc. De todos modos, en lo que sigue, también se mencionan los forjados armados.

Los apartados 1, 2 y 3, que se refieren a la descripción dimensional de viguetas, bloques y forjados, y el apartado 5, que trata del armado y de la fuerza de pretensado de cada tipo de vigueta, no necesitan cambio fundamental alguno. En la figura 1 se reproduce el formato actual de los primeros apartados, con matices (se añade el volumen del hormigón in situ, etc.).

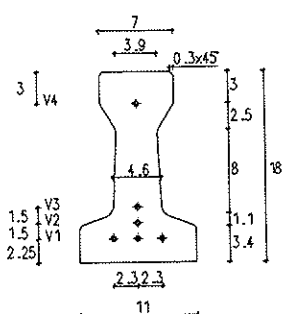
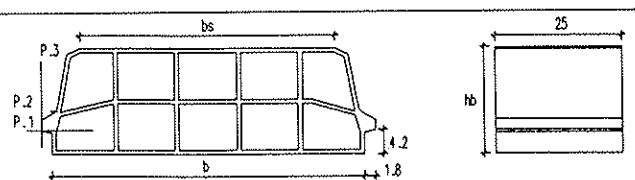
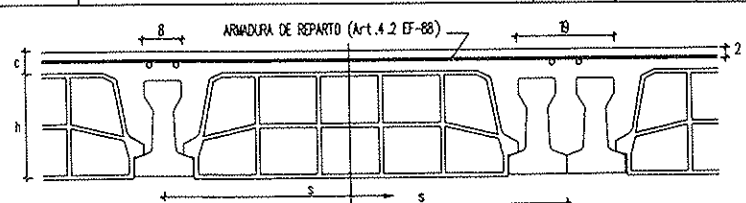
FICHA DE CARACTERISTICAS TECNICAS DEL FORJADO DE VIGUETAS PRETENSADAS									
PREFABRICADOS XYZ, S.A. Camino Al Andar, s/n. PERIFERIA (Barcelona) TECNICO AUTOR DE LA MEMORIA : Hoja nº 1 de									
1.- VIGUETA T.18  <p>PESO (daN/ml-kp/ml) : 27.5 Cotas en cm</p>									
2.- BLOQUES ALIGERANTES 									
Código	Cotas y coordenadas en cm						PESO (daN/ud-kp/ud)		
	hb	b	bs	P.1	P.2	P.3	Cerámico	Hormigón	Poliest.
B20* 70	20.2	58.4	48.0	0.0; 2.5	3.1; 3.5	5.0; 15	10.8	20.9	0.3
3.- FORJADOS 									
TIPO DE FORJADO (h + c) * s [/D]	BLOQUE	HORMIGON IN SITU litros/m2	PESO (daN/m2-kp/m2)						
			Cerámico	Hormigón	Poliest.				
(20+ 4)* 70.	B20* 70	63	253	311	193				

Figura 1. Modelo de los primeros apartados de las Fichas Técnicas.

Los restantes apartados se incluyen en el Cuadro I en el que se resumen las modificaciones que se considera deben ser efectuadas en las Fichas Técnicas actualmente vigentes.

COMENTARIOS A LOS ENCABEZAMIENTOS DEL CUADRO I

La estructura que se ha querido dar en los encabezamientos de la "Flexión positiva" y "Flexión negativa" de los forjados compuestos es la siguiente:

Una línea que informa del estado límite (ESTADO LIMITE DE DEFORMACION, etc.) al que corresponden los valores indicados en las columnas que abarca el título. Guardan el mismo orden en que se encuentran en las Instrucciones.

En "FLEXION NEGATIVA", encima de la línea anterior se indica la sección a que corresponden los valores: "Sección tipo" y "Sección maciza".

Dos líneas que describen el valor resistente de la sección: MOMENTO ULTIMO, ESFUERZO RASANTE, etc.

Una línea dedicada a la nomenclatura de estos valores resistentes, que se puede encontrar en las fórmulas de la Instrucción: Mu, Vu1, E, Ib, etc.

Dos líneas para aclaraciones complementarias: Clase, Ambiente, etc.

Dos líneas con las unidades del sistema actual y del S. I., para facilitar a los usuarios la transición de sistemas.

Una última línea de "notas" en la que se puede indicar el artículo de la Instrucción a que hace referencia el valor correspondiente o, si las ecuaciones de las instrucciones estuvieran numeradas como en el ACI, Model Code ó EC-2, el número de la ecuación correspondiente.

Unos ejemplos de la utilización de estas notas podrían ser:

(3) La rigidez EI , la fuerza de pretensado inicial P_i y la excentricidad e_s permiten el cálculo teórico de la contraflecha inicial $y_i = P_i * e_s * L^2 / (8 * EI)$, y de las deformaciones producidas durante la construcción, para cumplir con 9.2.2 de la EF-88.

(9) Los valores indicados se han calculado según 45.4 de la EH-91. Para estimar las deformaciones se aplicará este mismo artículo de la EH, limitándose las flechas según 6.3.5 de la EF-88.

(13) w_k es la anchura característica de la fisura, según 44.3 de la EH-91. Según 44.2 EH-91, los límites de w_k son: $\leq 0,4$ mm en ambiente I, interior; $\leq 0,2$ mm en ambiente II, exterior; $\leq 0,1$ mm en ambiente III, agresivo.

JUSTIFICACION DE LOS CAMBIOS EFECTUADOS

En el apartado 4. MATERIALES, tanto en los

forjados armados como en los pretensados, deben indicarse los coeficientes de seguridad, γ_c y γ_s , para que los técnicos responsables del control de recepción y de la dirección de la obra efectúen los ensayos que correspondan (al hormigón vertido en obra y a los aceros de flexión negativa). Para mayor claridad, deben darse las indicaciones CONTROL NORMAL, REDUCIDO, etc. (Art. 31 y Capítulo IX de la EH-91 y art. 41 y Capítulo XIII de la EP-93).

En el apartado 6 de los forjados pretensados, el título actual "MOMENTO FLECTOR ULTIMO DE LA VIGUETA", debería cambiarse, al incluirse los nuevos valores resistentes que se justifican a continuación:

6. VALORES RESISTENTES DE LA VIGUETA A 28 DIAS (Para las comprobaciones previas al hormigonado in situ, art. 5 de la EF-88).

"MOMENTOS DE FLEXO-MICROFISURACION". Según 5.2 de la EF-88, los momentos M_1 y M_2 que se comparan, en pretensado, son lineales, sin coeficiente de mayoración, para controlar la fisuración por flexión y la microfisuración por compresión. El indicar el momento último, correcto en armado, es un error de la Orden del MOPT de 29 de noviembre de 1989 BOE 16/12/89.

Los valores de estos momentos deberían ser los correspondientes a la edad de la vigueta en el momento del hormigonado in situ. La adopción de 90 días es una aproximación suficiente.

Se añaden: "EL ESFUERZO CORTANTE", para valorar este aspecto durante la fase de construcción (peso propio del forjado más las cargas de construcción).

La "RIGIDEZ" EI , la "FUERZA DE PRETENSADO" P_i y la "EXCENTRICIDAD" e_s , que permiten el cálculo teórico de la contraflecha inicial " y_i ", [$y_i = P_i * e_s * L^2 / (8 * EI)$], y acercarse, con un cálculo más preciso de las deformaciones, a cumplir con 9.2.2 de la EF-88.

EL AMBIENTE, clasificado según lo indicado en 19.4 y 20.3.1 de la EP-93.

En la "FLEXION POSITIVA" de los forjados armados y en el "FLEXION NEGATIVA" de los forjados armados y pretensados debería incluirse, al lado de cada valor del "MOMENTO ULTIMO", la "RELACION x/d ", que es la de la profundidad de la fibra neutra " x " respecto al canto útil " d ", con el fin de comprobar si se puede efectuar la redistribución del 15% del momento flector negativo de la estructura, de acuerdo con lo dispuesto en 52.1 de la EH-91.

Según la EH, para poder efectuar esta redistribución, x/d debe ser menor de 0,45. Sin embargo, el eurocódigo EC-2 da valores distintos, por lo que es conveniente, con vistas a la exportación de

Cuadro I
FORJADOS COMPUESTOS PRETENSADOS

4. MATERIALES

En cada material hay que indicar los coeficientes de seguridad γ_c y γ_s si se trata de Control Normal, Reducido, etc.

5. ARMADO DE LA VIGUETA, TENSION Y PERDIDAS

Se mantiene el modelo actual.

6. VALORES RESISTENTES DE LA VIGUETA A 28 DIAS

(Para las comprobaciones previas al hormigonado in situ, art. 5 de la EF-88)

Momentos de flexo-microfisuración (m . daN - m . kp) (1)	Tipo	1	2	3
Sobre sopandas (a 90 días)		246	282	253
En vano (a 90 días)		263	593	957
Esfuerzo cortante (daN - kp) (2)		588	762	1032
Rigidez EI (0,1 . m ² . kN - m ² . Mp) (3)		160	164	167
Fuerza de pretensado Pi (daN - kp) (3)		4,67	9,46	13,86
Excentricidad e _s (cm) (3)		-1,43	-2,00	-2,56
Ambiente por recubrimiento (4)		II	II	II

FORJADO COMPUESTO: FLEXION POSITIVA

Tipo de forjado	Tipo de vigueta	Estados límites últimos			Estados límite de fisuración			Estado límite de deformación		
		Momento último	Esfuerzo cortante	Esfuerzo rasante	Momentos límite			Rigidez total	Rigidez fisurada	Momento fisuración
					Fis. contr.	Fisurac.	Descompr.			
(h+c) *s		Mu m . daN/m m . kp/m (5)	Vu1 daN/m kp/m (6)	Vu2 daN/m kp/m (7)	Clase: III Ambiente: I	II m . daN/m m . kp/m (8)	I III	E . lb 0,1 . m ² . kN/m m ² . Mp/m (9)	E . lf	Mf, del hormigón in situ m . daN/m m . kp/m (9)
(20+4)*70	T.18-1 T.18-2 T.18-3	1380 2933 4485	3726 4699 4644	3423 3345 3282	1380 2464 3627	1216 2244 3400	799 1813 2954	1151 1179 1208	1049 1077 1107	960 984 1008

FORJADO COMPUESTO: FLEXION NEGATIVA

Refuerzo superior por nervio	Sección Tipo						Sección maciza					
	Estados límites últimos				E.L.S.	Estado límite deformac.			E.L. último		E.L.S.	
	Momento último	Vigueta límite	Relación x/d	Esfuerzo cortante	Esfuerzo rasante	Ancho fisura	Rigidez total	Rigidez fisurada	Momento fisuración	Momento último	Relación x/d	Ancho fisura
	Mu m . daN/m m . kp/m (10)	Por agotam. hormigón (11)		Vu1 daN/m kp/m (6)	Vu2 daN/m kp/m (7)	wk mm mm (13)	E . lb 0,1 . m ² . kN/m m ² . Mp/m (9)	E . lf	Mf m . daN/m m . kp/m (9)	Mu m . daN/m m . kp/m (10)		wk mm mm (13)
2 φ 8 2 φ 10 2 φ 12	1305 1966 2682	3 3 3	0,14 0,22 0,41	2735 3316 3303	3400 3384 3368	0,13 0,12 0,11	1146 1156 1168	107 155 206	1423 1448 1478	2979	0,03	0,15

DATOS COMUNES A FLEXION POSITIVA Y NEGATIVA

E.L. fisuración	Relación α o relación $W_{1,c}/W_{1,s}$ (14)	2,24
E.L. deformación	Incremento excentricidad e _c -e _s (cm) (15)	8,53
E.L. últimos	Esfuerzo cortante, sección maciza, daN/m - kp/m (6)	8495
E.L. últimos	Esfuerzo rasante, sección maciza, daN/m - kp/m (7)	8659

estos productos, indicar la relación exacta.

En la aplicación del método de Lahuerta, (6.2 de la EF-88), también debería tenerse en cuenta esta limitación, aunque la citada Instrucción no lo indique.

En la "FLEXION POSITIVA" de los forjados armados, debería incluirse la relación x/d pues otras Instrucciones permiten la redistribución *hacia arriba*.

Los "Estados Límites de Fisuración", se asimilan directamente a las "Clases", según el espíritu del art. 6.3.4 de la EF-88, evitando la doble comprobación del art. 40.3 de la EP-93. De hecho, la EF-88 los asimila al "Ambiente". Sin embargo, esto comporta limitaciones en la aplicación de los elementos y una posible contradicción respecto al "Ambiente" resultante de considerar los recubrimientos de las armaduras, que se indica en el apartado 6. Por consiguiente, parece conveniente no asociar el "Ambiente" a la presentación de estos valores límites, aun cuando se haya efectuado así en el modelo que se justifica.

En la "FLEXION NEGATIVA" de los forjados pretensados se incluye, al lado de cada valor del "MOMENTO ULTIMO" para la Sección tipo, la columna "VIGUETA LIMITE por agotamiento del hormigón". El aumento de pretensado de las viguetas con mayor cuantía, limita, por agotamiento del hormigón en compresión, los valores del momento último negativo. Se debe indicar hasta qué tipo de vigueta se cumple con los valores, de "MOMENTO ULTIMO", garantizados. En definitiva, se trata de tener en cuenta el art. 47 de la EP-93, al considerar la tensión de la armadura activa como una más de las fuerzas que equilibran la sección, incluso en flexión negativa.

Se añade el valor del "ESFUERZO RASANTE", Vu_2 , según 6.3.3 de la EF-88. Se indica separado del "ESFUERZO CORTANTE" ya que la existencia de armaduras suplementarias que cosan el perímetro crítico en el hormigón in situ, pueden aumentar el rasante, pero no necesariamente el cortante.

El "ESFUERZO RASANTE" se indica tanto en "FLEXION POSITIVA" como en "NEGATIVA" ya que, por el diferente canto útil o según las características del perímetro crítico, puede tener valores diferentes. (Anejo C de la guía FIP "Shear at the interface of precast and in situ concrete").

Con relación al "ESFUERZO RASANTE", merece mencionarse la opinión de algunos técnicos que consideran que en el caso de forjados construidos sin sopandas, el perímetro de contacto entre hormigones puede ofrecer menor resistencia a este esfuerzo.

Se indican los "ESFUERZOS CORTANTES", tanto en "FLEXION POSITIVA" como en "NEGATIVA", ya que en el 6.3.3 de la EF-88 se

considera que la cuantía p de armadura que incide en la fórmula de Vu_1 , es la armadura de tracción. En consecuencia, corresponderá diferente cuantía y diferente resistencia al cortante, según sea la flexión positiva o la negativa, la que se estudie.

En "FLEXION NEGATIVA" se añade el "ANCHO DE FISURA" w_k , según 44.3 de la EH-91. En los forjados armados debería incluirse, también, en "FLEXION POSITIVA".

Se aclara que el "MOMENTO DE FISURACION" es el *del hormigón in situ*, como se deduce del apartado 6. d) del anejo I de la Orden del MOPT, de 29 de noviembre de 1989, ya que se observa, en las fichas actualmente aprobadas, un cierto desconcierto.

En consecuencia, la "RIGIDEZ FISURADA" es la que resulta después de la fisuración del hormigón in situ. Dado que el valor de resistencia a flexotracción del 55.1 de la EP-93 es más alto que el indicado para calcular el momento límite de fisuración controlada, (6.3.4 de la EF-88), podemos decir algo tan contradictorio como que, desde el punto de vista del cálculo de las deformaciones, en clase III el hormigón pretensado nunca llega a fisurarse.

En "DATOS COMUNES A FLEXION POSITIVA Y NEGATIVA" se incluye la "RELACION α " ó "RELACION $W_{1,c}/W_{1,s}$ ": relación del módulo resistente (W) de la fibra inferior (1) de la sección compuesta (c) respecto al módulo de la sección simple (s), para facilitar el cálculo correcto del número de líneas de sopandas necesarias, o del tipo de vigueta cuando no se colocan sopandas. Actualmente, la no inclusión de este dato hace que se estén colocando elementos pretensados sin sopandas, que no cumplen con el estado límite de fisuración y que, previsiblemente, deberán rehabilitarse a medio plazo. La nomenclatura "RELACION α ", proviene de la norma francesa CPT "Planchers" del CSTB.

El 46.4 de la EP-93, "Acciones debidas al proceso constructivo", el Comentario del art. 42 y el 38.4 de la misma Instrucción, sobre los efectos de la fluencia en las construcciones sometidas a vínculos retardados, plantean correctamente, aunque en términos muy generales, el análisis anterior. Para hacerlo operativo a los usuarios de las fichas, hace falta, entre otras cosas, el conocimiento de la "RELACION α ".

Un modo simple de estudiar, en el estado límite de fisuración, los efectos de no colocar sopandas es: Al estudiar las solicitaciones en la primera fase del forjado, apoyado, multiplicar el peso propio del forjado por el coeficiente α , siendo α la relación entre módulos resistentes de la sección compuesta y de la simple: $\alpha = W_{1,c} / W_{1,s}$. Se consigue así un momento que, sumado al momento que producen el resto de cargas en la segunda fase, con continuidad si la hay, resulta un momen-

to virtual, válido para comparar con los momentos de servicio referidos a la sección compuesta, que son los que figuran en las Fichas Técnicas.

El "INCREMENTO DE EXCENRICIDAD" e_{c-s} , es la distancia entre los centros de gravedad de la sección compuesta (c) y de la simple (s). Permite conocer, al sumarla a la excentricidad de la fuerza de pretensado respecto a la vigueta simple, indicada en el apartado 6, la nueva excentricidad que se produce en la sección compuesta, con lo que se logra un cálculo más preciso de las deformaciones, de acuerdo con el 55.1 de la EP-93.

Se incluye el "ESFUERZO CORTANTE" y el "ESFUERZO RASANTE" en sección maciza, para justificar la práctica, en general correcta, de macizar, cuando no se cumplen dichos valores en la sección tipo. La variación del canto útil origina valores distintos, pero, dado los altos valores que resiste la sección maciza, no merecen estudiarse para cada armado; basta con hacerlo para el más desfavorable (el de menor canto útil).

En lo relativo a las unidades utilizadas, se estima conveniente comentar lo siguiente: Se adoptan las unidades del Sistema Internacional, S.I., como se ha hecho en la EP-93, artículo 5, y como se hará, previsiblemente, en las futuras Instrucciones; pero se considera conveniente mantener también las unidades anteriores, hasta que los usuarios se habitúen al nuevo sistema.

Aunque la EP-93 recomienda como unidad de fuerza el kN y la de momento el m. kN, se ha adoptado como unidad de fuerza el decaNewton (daN) y como unidad de momento el metro por decaNewton (m. daN), para mantener el orden de los valores al que los técnicos están acostumbrados y evitar confusiones. La diferencia entre estos valores y los actuales es despreciable: $1 \text{ N} = 0,102 \text{ kp}$; y, en consecuencia: $1 \text{ daN} = 1,02 \text{ kp}$, y $1 \text{ m. daN} = 1,02 \text{ m. kp}$.

Se ha mantenido el mismo orden de valores en el caso de la "RIGIDEZ": $0,1 \text{ metros al cuadrado por kilo Newton}$ ($0,1 \text{ m}^2 \cdot \text{kN}$), ya que no existen, en el sistema, prefijos para designar la potencia 10^4 . Los valores $\text{m}^2 \cdot \text{kN}$ sin el 0,1, tendrían un dígito más, frente a los habituales $\text{m}^2 \cdot \text{Mp}$.

La "EXCENRICIDAD" e_s , y el "INCREMENTO DE EXCENRICIDAD" e_{c-s} , se han indicado en cm, ya que el primer valor puede ser muy bajo en caso de semiviguetas de 11 ó 12 cm de altura: del orden de 1 cm. El indicarlo en metros, al ser de difícil lectura, podría inducir a confusión. Por ejemplo: Excentricidad de $1,38 \text{ cm} = 0,0138 \text{ m}$.

Finalmente, se resumen las referencias a los artículos de las actuales Instrucciones o a la legislación relativa a forjados, cuyos conceptos obligan a las modificaciones propuestas:

EP-93: Art. 41 y Capítulo XIII; 55.1; 46.4; Comentario al Art. 42 y 38.4; Art. 47; Art. 5.

EH-91: Art. 31 y Capítulo IX; 44.2; 52.1.

EF-88: 5.2; 6.3.3; 9.2.2.

Orden del MOPT de 29 de noviembre de 1989: Apartado 4 del Anejo I (Es incorrecta, para piezas pretensadas, la indicación de momento flector "último". Debe ser: Momento flector último para forjados armados, y momento de servicio, o de flexo-microfisuración, para pretensados); y Apartado 6.d) del citado Anejo I.

RESUMEN

La consulta a la información técnica se realiza cada vez más mediante tratamiento informático. La utilidad de los programas y servicios depende de la estructura de los datos.

Para elementos estructurales de pisos y cubiertas, España dispone, desde 1966, en soporte papel, de una base de datos muy bien estructurada: son las Fichas de Características Técnicas de la Autorización de Uso. Estas Fichas han venido adaptándose a los cambios de las Instrucciones, pero son aún insuficientes para la valoración de todos los aspectos tratados en éstas, y para un tratamiento informático de la aplicación de estos elementos estructurales.

Se propone una adaptación de las Fichas a la próxima EF, considerando también la EH y la EP, y se prevé, en algunos aspectos, la normativa europea, fundamentalmente el EC-2.

Se justifica la propuesta mencionando los Artículos de las instrucciones que afectan a las Fichas Técnicas.

SUMMARY

Technical information consultations are being performed more and more by means of computer processing. The usefulness of the programs and services depends on the data structure.

Since 1966, Spain has had a well-structured data base, on paper, for structural elements of floors and roofs: these are the Technical Characteristics Cards of the Authorization for Use. These Cards have been adapted as the Instructions have changed, but they are still insufficient to evaluate all the aspects dealt with in them.

It has been proposed to adapt the Cards to the next EF code; the EH and the EP codes have also been considered, as well as the European standard for some aspects, mainly the EC-2.

The proposal is justified with reference to the articles of the codes which affect the Technical Cards.

Alternativas constructivas que permite el pretensado en Bolivia

Ing. MSc.
Nelson A. Vega Aguirre
Consultor de Puentes y Estructuras
Fondo Nacional de Desarrollo Regional
La Paz. Bolivia.

INTRODUCCION

El Pretensado, en Bolivia, tiene más de 30 años de práctica, principalmente en la construcción de puentes; pero a pesar de esta tendencia, existen también algunas aplicaciones en la construcción de edificios.

La experiencia adquirida en la técnica del Hormigón Pretensado, ha permitido desarrollar interesantes técnicas constructivas que han sido principalmente aplicadas a la construcción de puentes de manera económica y apropiada a los medios técnicos existentes en Bolivia.

En los últimos años, se tiene una tendencia a la utilización del pretensado en otros materiales diferentes al hormigón, como estructuras metálicas; su aplicación permite el refuerzo de puentes metálicos existentes, que fueron diseñados para cargas MS-13.5 y deben ser reforzados para soportar cargas tipo MS-18, clasificación de acuerdo con la Norma AASHTO que esta en vigencia en Bolivia.

El conocimiento de la técnica del Pretensado y sus equipos, ha permitido salir de esquemas convencionales de construcción, permitiendo de esta manera proponer métodos constructivos que permitan reducir costos y tiempos, lo que es un objetivo de todo constructor.

El cambio que se está intentando, no siempre tiene una buena acogida; por lo que es necesario convencer tanto a los constructores como a los supervisores de obra para que acepten la introducción de nuevos procedimientos constructivos.

Este artículo tiene por objeto mostrar las iniciativas de ingenieros bolivianos para salvar las dificultades locales de disponibilidad de equipos adecuados, utilizando nuevas técnicas constructivas para ejecutar obras que son todo un desafío en su construcción. Además, mostraremos las ventajas

que se obtienen mediante la aplicación del pretensado en la construcción de otras obras diferentes a los puentes, y en procedimientos constructivos que permiten al constructor alternativas para ser más competitivo y estimular un desarrollo tecnológico adecuado a la realidad local.

PUENTES CON VIGAS PREFABRICADAS SEGMENTADAS, DE GRAN LUZ

Debido a las dificultades que presenta el montaje de grandes vigas de puentes en el lugar definitivo, por no tener grúas de la capacidad suficiente, y con la finalidad de simplificar los problemas de transporte tanto de los materiales como del equipo, se ha tenido que recurrir a la segmentación de las vigas prefabricadas, en elementos que puedan ser movidos y colocados fácilmente con los equipos disponibles, que pueden ser grúas de pequeña capacidad o equipos diseñados especialmente para este efecto.

La longitud total de la viga se divide en segmentos (dovelas) en número impar, con la finalidad de tener siempre un segmento central que pueda soportar, sin problemas, las tracciones que pudieran eventualmente existir.

La prefabricación puede efectuarse cerca del lugar definitivo o en una instalación adecuadamente preparada para este fin. Para la prefabricación se pueden preparar dos encofrados, uno del segmento extremo y otro del segmento interior que se repite; o se puede preparar un encofrado total de la viga, con tapas en los lugares límites de dos segmentos.

El hormigonado se efectúa por la técnica de la copia de caras a unirse, para tener un ensamblaje exacto, teniendo cuidado de evitar que exista adherencia entre uno y otro segmento.

Cuando la segmentación se efectúa cerca de su emplazamiento definitivo, se deberá tener cuidado de elegir adecuadamente el sitio de prefabricación, así como el procedimiento de colocación y montaje de los elementos.

Cuando la segmentación se efectúa en sitio alejado de la obra, para mejor control de calidad, se deberá prever la carga, transporte y descarga o colocación y montaje de los segmentos.

El montaje de los segmentos de las vigas puede efectuarse por tres métodos:

- Se transportan los segmentos a un emplazamiento adecuado y se ensamblan para proceder al tesado; luego se procede, como es normal, al lanzamiento de la viga completa. La segmentación, en este caso sólo sirve para solucionar los problemas de transporte.
- Se construye una obra falsa o cimbra que consiste en una estructura portante que se coloca entre los estribos, entre estribo y pila o entre dos pilas, según el tramo que se va a construir, sobre la cual se deben colocar los segmentos por medio de una grúa de pequeña capacidad. Una vez ensamblados los segmentos de toda la viga, que deben estar bien alineados, se procede al tesado de los cables.
- Se colocan los segmentos también sobre una obra falsa, pero por medio de estructuras metálicas, tales como pórticos de carga y descarga o pórticos de transporte sobre rieles, que permiten desplazarlos desde el lugar de prefabricación hasta el extremo del tramo y colocarlos sobre la estructura portante. Desde allí se procede al deslizamiento de los segmentos hasta su posición definitiva. Una vez ensamblados correctamente, se procede al tesado de los cables.

En los dos últimos métodos la estructura portante puede tener una posición fija. Entonces, es la viga de hormigón pretensado la que debe desplazarse lateralmente a su posición definitiva. En otros casos, la estructura portante puede ser desplazada cada vez que se procede al montaje de cada viga en su posición definitiva.

En la construcción de estas vigas, el pretensado que hay que introducir es un poco mayor que cuando son construidas enteras, puesto que se deben evitar las tracciones en las juntas entre segmentos.

Como este método se usa para vigas largas, (en nuestro caso, superiores a 30,0 m) la magnitud de la fuerza de pretensado que se introduce es suficiente para eliminar la fuerza de corte en las juntas entre segmentos. Además, en vigas grandes, los esfuerzos de corte no son tan importantes como en vigas cortas.

El rozamiento que se produce en las juntas por

efecto del pretensado es suficientemente grande como para soportar, con bastante seguridad, el deslizamiento entre segmentos; a pesar de esto, se construyen llaves de corte que tienen como principal finalidad la de permitir un perfecto ensamblaje de los segmentos. Estas llaves son para el ensamblado vertical y horizontal. La armadura de refuerzo que debe preverse en las llaves de corte sirve para que puedan soportar los esfuerzos de montaje y ensamblado, además de para evitar las fisuras potenciales que pudieran aparecer en las esquinas o puntos angulosos. (Véanse figuras 1 y 2).

Las trayectorias de los cables en este tipo de vigas son principalmente parabólicas ya que permiten una construcción y control más fácil de la colocación de las vainas en cada segmento.

Las vigas de hormigón pretensado angostas, tienen tendencia al pandeo lateral, por lo cuál es necesario modificar las secciones de las vigas dándoles una mayor rigidez transversal. Se deberá prever un arriostramiento lateral para evitar este pandeo, que puede producirse por retracción diferencial, por manipuleo, por soleamiento de una cara o por efectos combinados. Se deberá efectuar también una verificación de su estabilidad lateral, aplicando un adecuado factor de seguridad y evaluando una carga crítica de pandeo que viene expresada como sigue:

$$w_{cr} = \frac{K_1 K_2 M E_c \sqrt{0.4 K_1 I_y}}{L^3}$$

$$K_1 K_2 = 1.00 + \frac{6.25 J Z}{K_1 L^2} - \frac{2.27 d}{L} \sqrt{\frac{I_y}{K_1}}$$

$$K_1 = \frac{b_n (c_n)^3}{3}$$

$$\text{FACTOR DE SEGURIDAD} = \frac{w_{cr}}{w}$$

Donde:

- K_1 = Coeficiente por punto de aplicación.
- K_2 = Coeficiente para una sección equivalente a una sección rectangular.
- M = Coeficiente que depende de las restricciones y que varía de 28,3 a 137.
- E_c = Módulo de elasticidad del hormigón.
- K_1 = Módulo de torsión.
- I_y = Momento de inercia lateral de la sección de hormigón.
- L = Longitud del tramo.
- J = Momento de inercia lateral: $J = \frac{2}{\frac{1}{J_s} + \frac{1}{J_i}}$
- J_s = Momento de inercia del ala superior.
- J_i = Momento de inercia del ala inferior.
- Z = Distancia entre centros de gravedad de las alas.
- d = Distancia del centroide del ala superior al centro de gravedad de la sección.

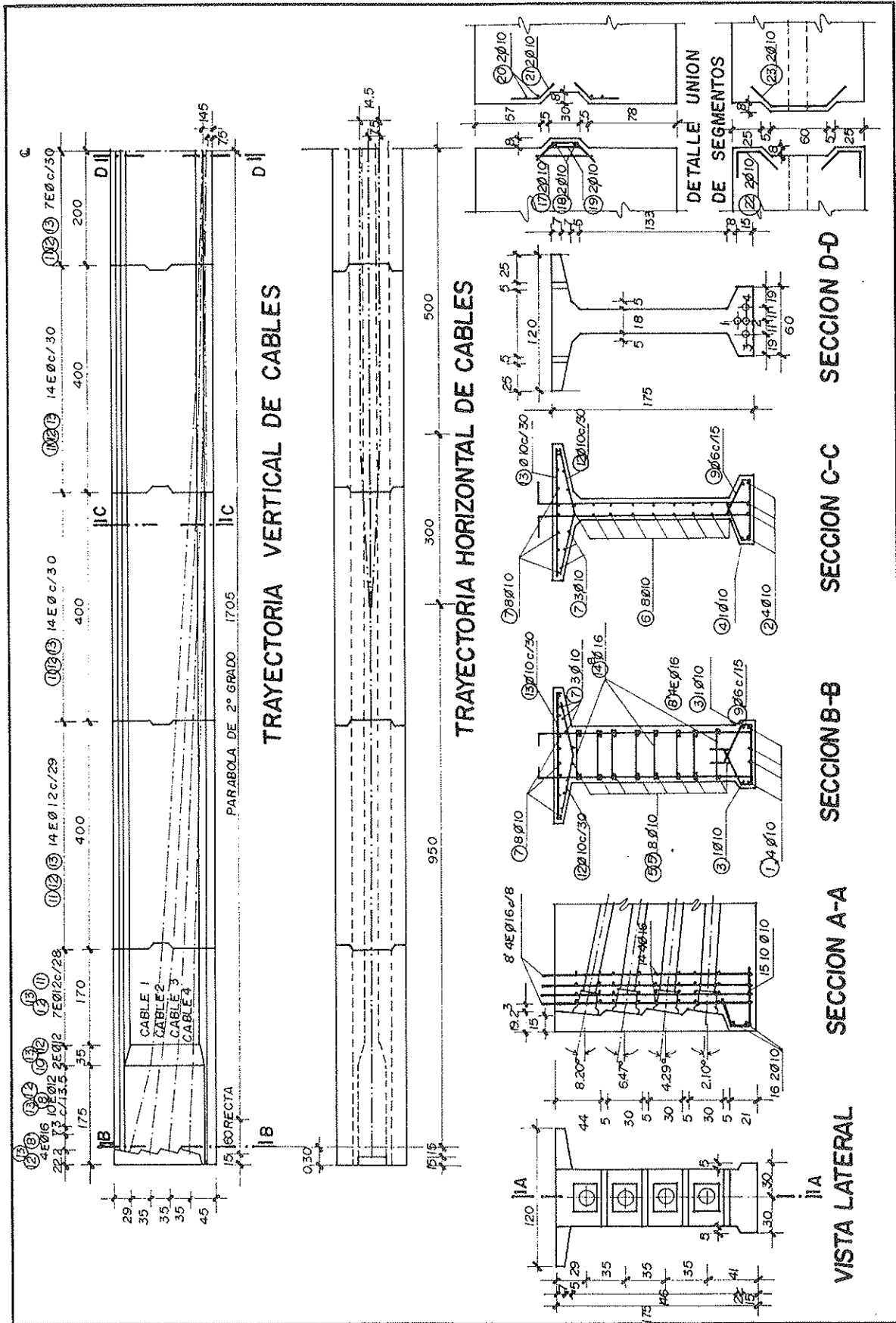


Figura 1.

AMPLIACION DE PUENTES EXISTENTES

$$F = \mu W$$

En los últimos años se han podido observar cambios muy fuertes en la hidráulica e hidrología de los ríos, probablemente por cambios climáticos y por una desmedida tala de árboles cerca de las margenes de los ríos.

Los puentes construidos, actualmente tienen luces deficientes para los nuevos caudales, por lo que se deben ampliar aumentando su longitud en uno, dos o más tramos.

Este hecho provoca diferentes problemas; los estribos existentes deben transformarse en pilas, lo que implica encontrar un diseño tal que permita el cambio y la transferencia del tramo antiguo a la nueva pila, pensando como demoler la estructura anterior. Otro problema es la necesidad de mantener la continuidad del tráfico; puesto que son carreteras actualmente en servicio, si construimos los tramos adicionales debemos mantener desvíos costosos; y otro problema es que los puentes existentes deben elevarse para tener la nueva rasante.

En la ruta de Cochabamba a Santa Cruz hay una serie de obras de este tipo, entre ellas el puente Eisenhower, que es una estructura metálica, de 5 tramos tipo Warren, de 55,36 m cada uno, sobre un río caudaloso por lo que no es posible un desvío sencillo; solamente se puede pensar en un puente provisional, lo que implica un alto costo.

Se ha propuesto la construcción de una estructura tipo Arco con una luz de 45 m y una flecha de 5,50 m. El arco en sí es de Hormigón Armado, como también los pendolones y la losa de la calzada; solamente es pretensado el tirante y las vigas transversales.

Actualmente, el puente existente tiene los terraplenes de acceso utilizables, y permiten construir los arcos sobre el terraplen del extremo por el que debe prolongarse.

Se ha decidido que el arco que está a continuación del puente existente, sea construido desplazado 8,0 m, del eje longitudinal para que el tráfico continúe circulando sobre el puente y evitar de esa manera la construcción de un desvío con un puente provisional.

Los apoyos de la estructura están materializados en 4 puntos ubicados en los extremos de los arcos, y estos mismos apoyos serán aprovechados para el desplazamiento lateral.

El peso total de la estructura es del orden de los 3.500KN; por lo tanto, la fuerza necesaria para desplazar lateralmente la estructura sobre apoyos de neopreno, los 8,0 m, será del orden de los 350KN, puesto que se tiene:

Donde:

μ = coeficiente de rozamiento, que varía entre 0,03 y 0,10

W = peso total de la estructura

F = fuerza necesaria para el desplazamiento lateral.

Se construirá, a manera de rieles, una cimentación de hormigón armado, entre la estructura y la posición final, cuya superficie de apoyo estará pulida totalmente o forrada con Inox para que se pueda desplazar la estructura los 8,0 m.

La fuerza de desplazamiento lateral será materializada a través de dos gatos de tesado que serán ubicados en unos bloques de anclaje en la posición opuesta a la construcción del arco, es decir, al final de la cimentación tipo riel.

Los gatos de tesado tirarán de cables compuestos por torones, los cuales deberán estar anclados al arco a través de los diafragmas de extremo que deben ser parte del arriostramiento que se dá al arco; pero además de los arriostramientos de hormigón armado, se colocarán otros perfiles metálicos.

Los bloques de anclaje de los gatos de tesado serán de hormigón ciclópeo, totalmente fijos al terreno con el fin de eliminar su deslizamiento y vuelco. Los gatos deberán trabajar sincronizadamente, desplazando el cable el valor de la carrera posible del gato. Luego se procederá al anclaje para recuperar la carrera del gato; y a continuación se repetirá la misma operación. (Véase figura 3).

TANQUES DE AGUA ELEVADOS CONSTRUIDOS POR EL METODO DE IZAJE

El agua, líquido vital para la vida de los hombres en las zonas del llano boliviano, se encuentra en estratos profundos y es necesario la extracción por medio de bombas. El agua así obtenida debe ser almacenada en depósitos que además permitan dar una cierta presión para suministrarla al usuario.

Los depósitos de agua deben ser construidos elevados. Las diversas formas de la estructura han estado sujetas al gusto del proyectista; pero la forma más corriente es la tronco-cónica invertida, que está construida sobre un pilón con su fuste cilíndrico de altura necesaria para su eficiencia hidráulica.

Estos tanques o depósitos de agua eran construidos de la manera tradicional; es decir, una vez

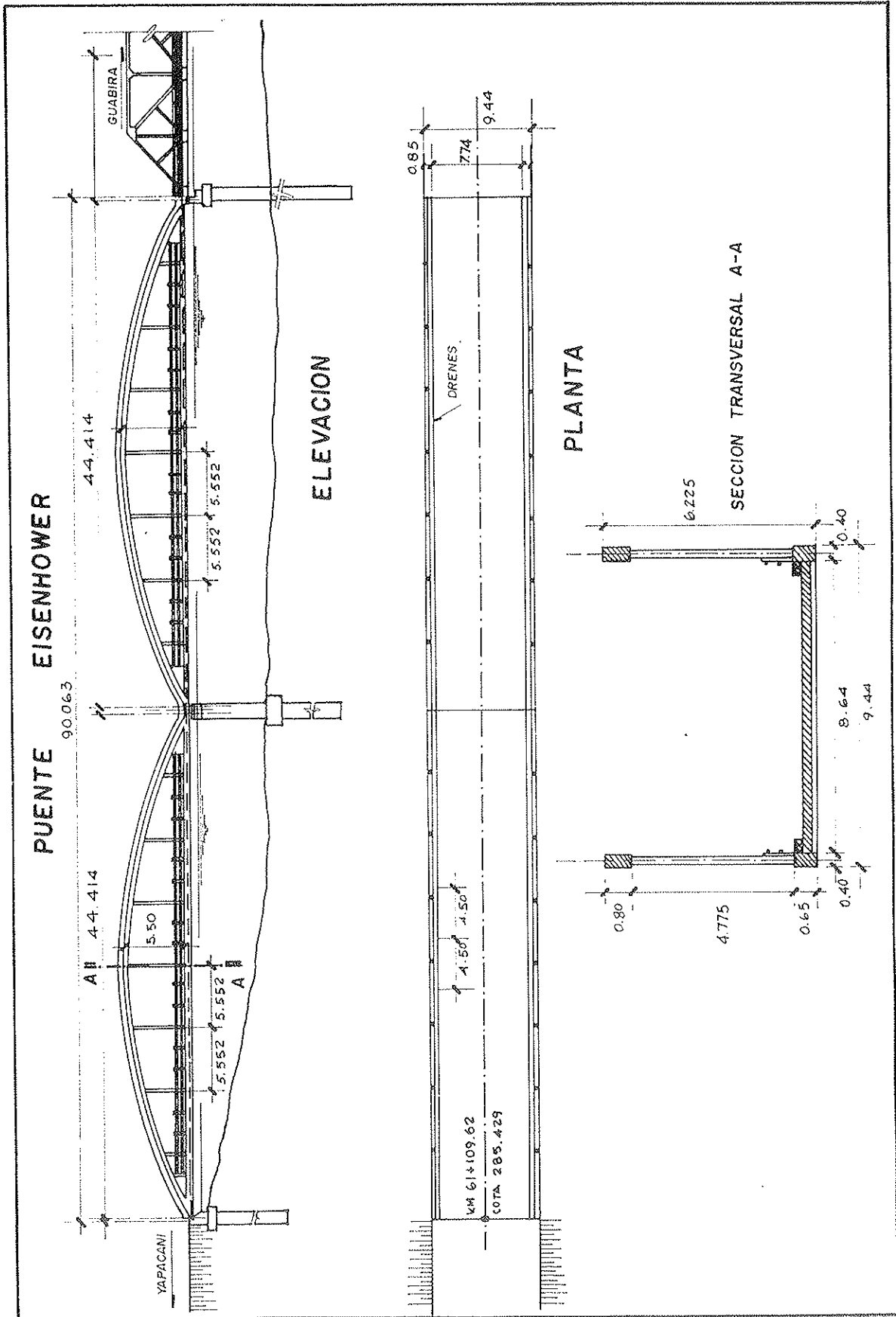
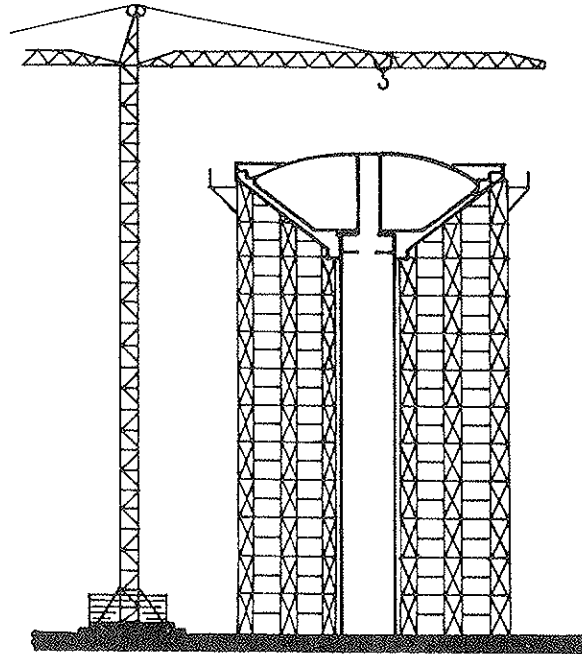
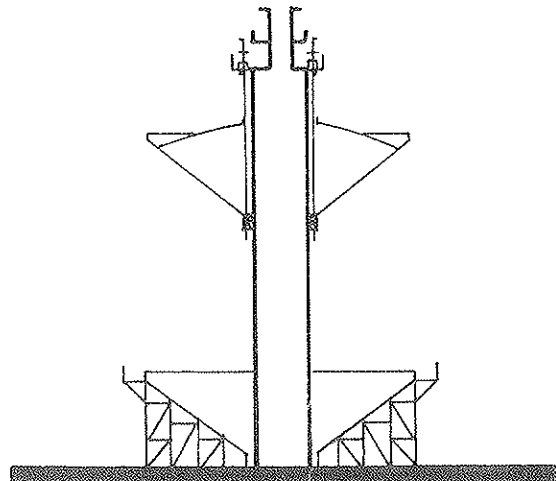


Figura 3.

CONSTRUCCION TRADICIONAL



CONSTRUCCION ALTERNATIVA METODO DE IZAJE



CAMBIOS A EJECUTAR

- DISEÑO MENSULAS
- DISEÑO ANILLO DE LEVANTE

Figura 4.

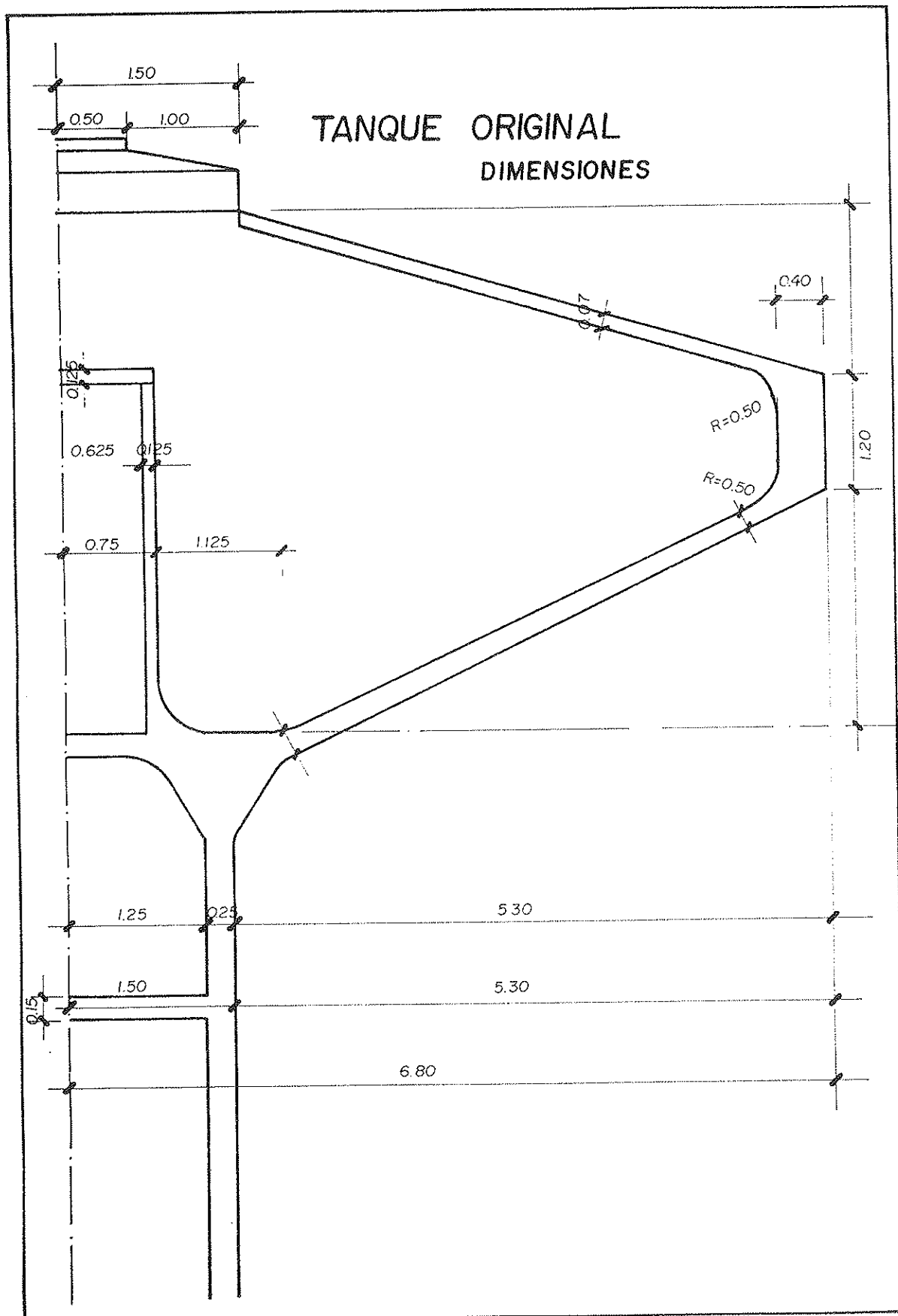


Figura 5.

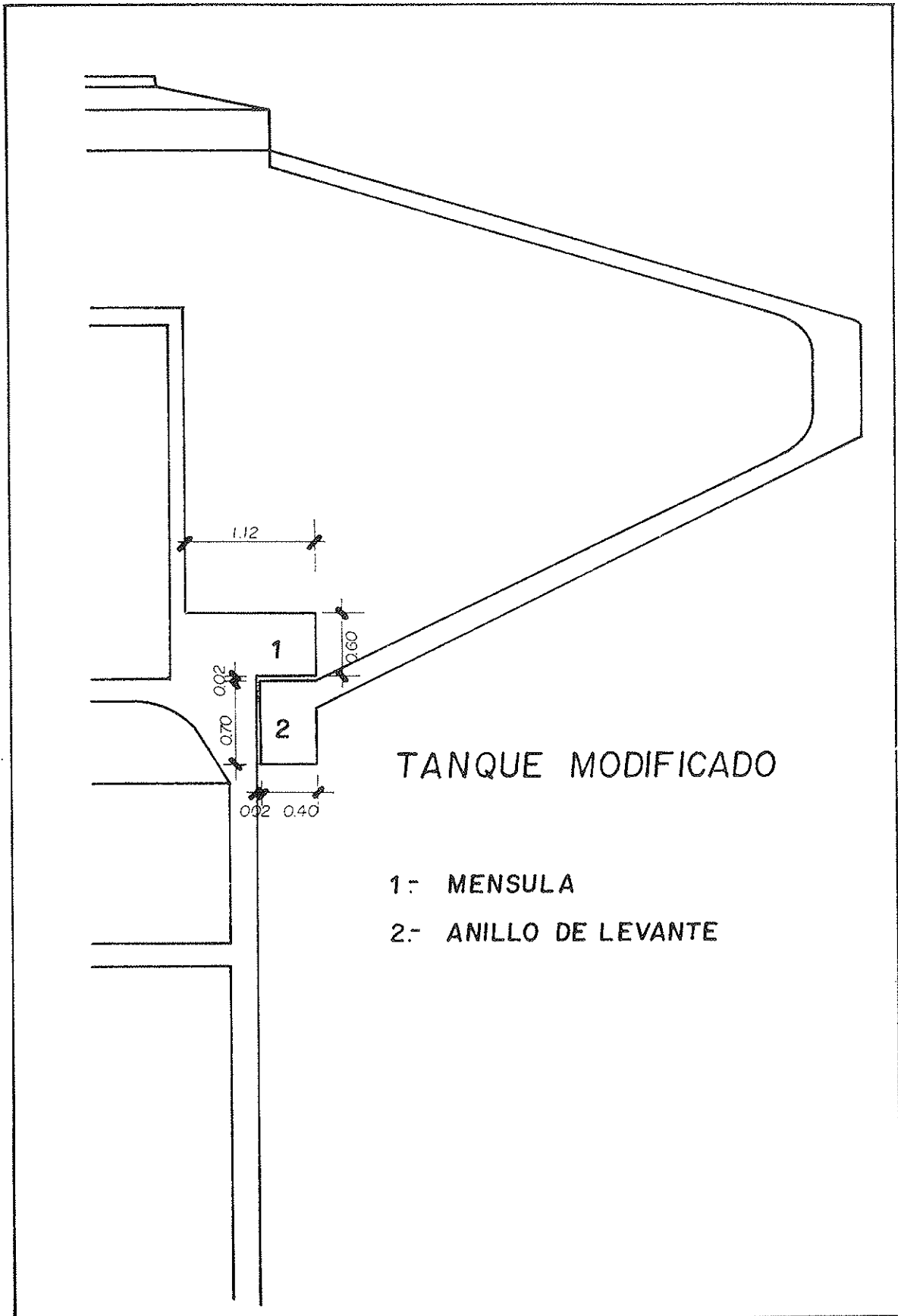
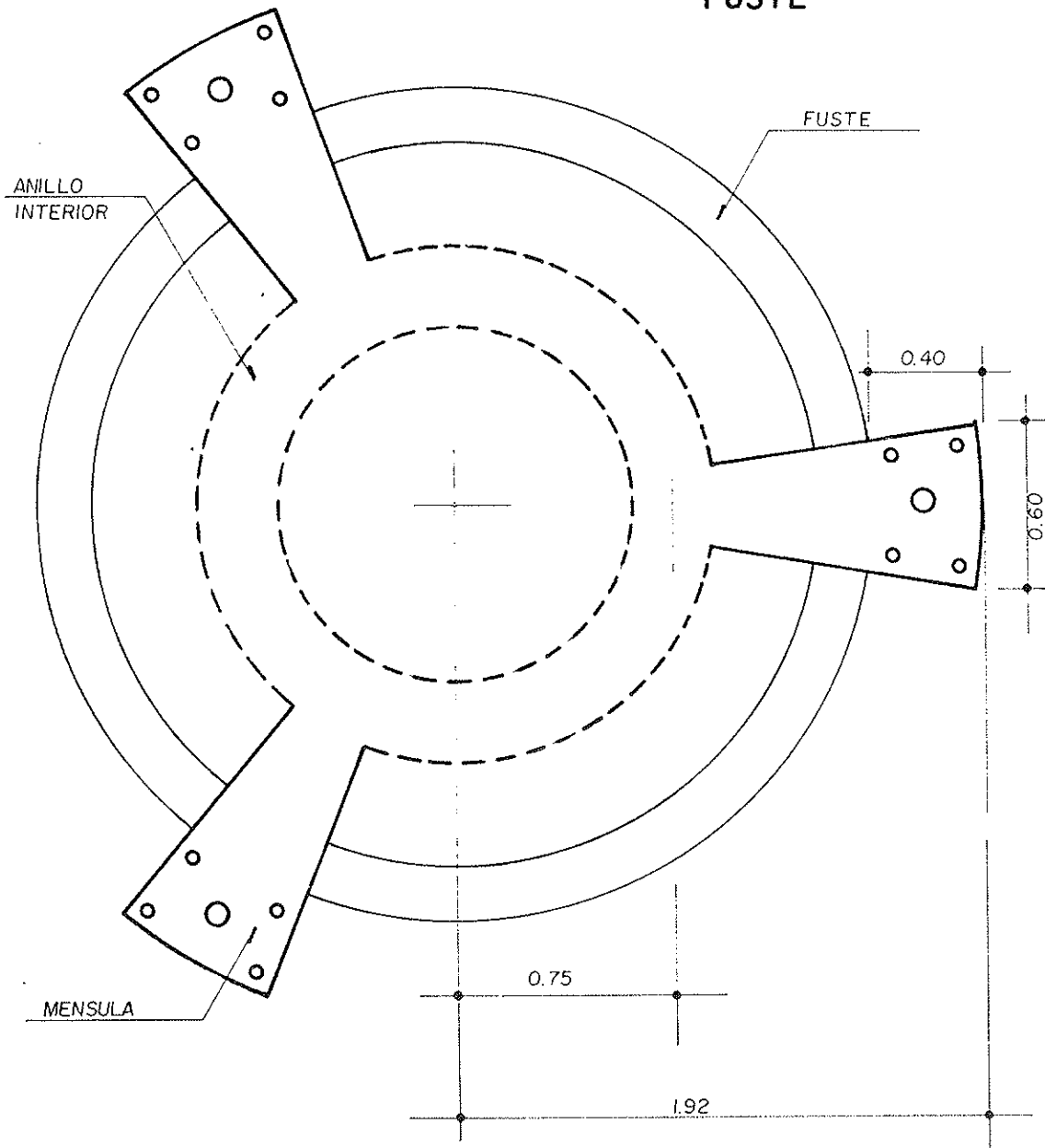


Figura 6.

MODIFICACION CUBA – FUSTE

PLANTA DIMENSIONES MENSULAS
ANILLO INT.
FUSTE



- ORIFICIO PARA CABLE 12 T 1/2" fs' 1898 MPa.
- ORIFICIO PARA BARRA Ø 25 mm. fy 420 MPa.

Figura 7.

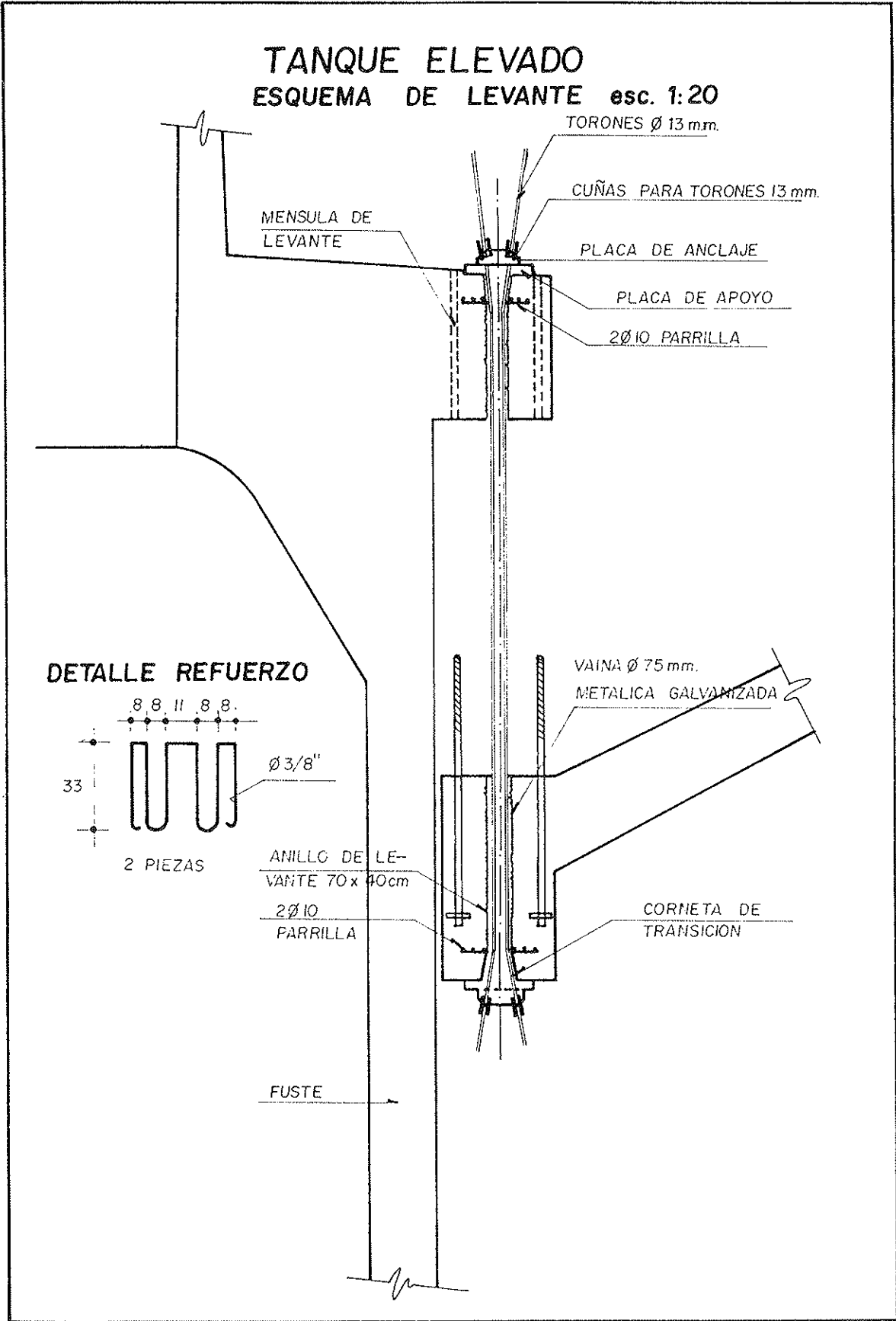


Figura 8.

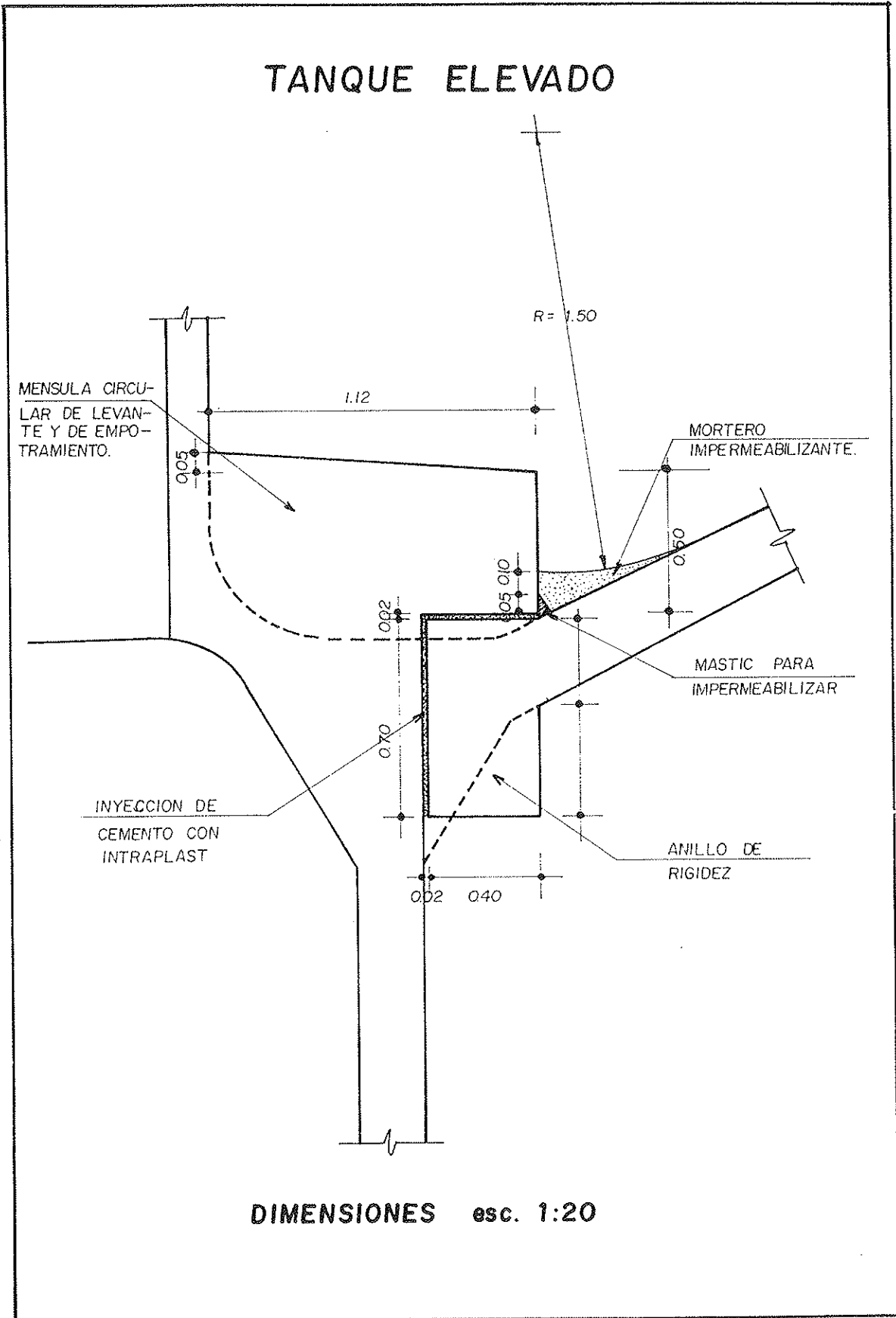
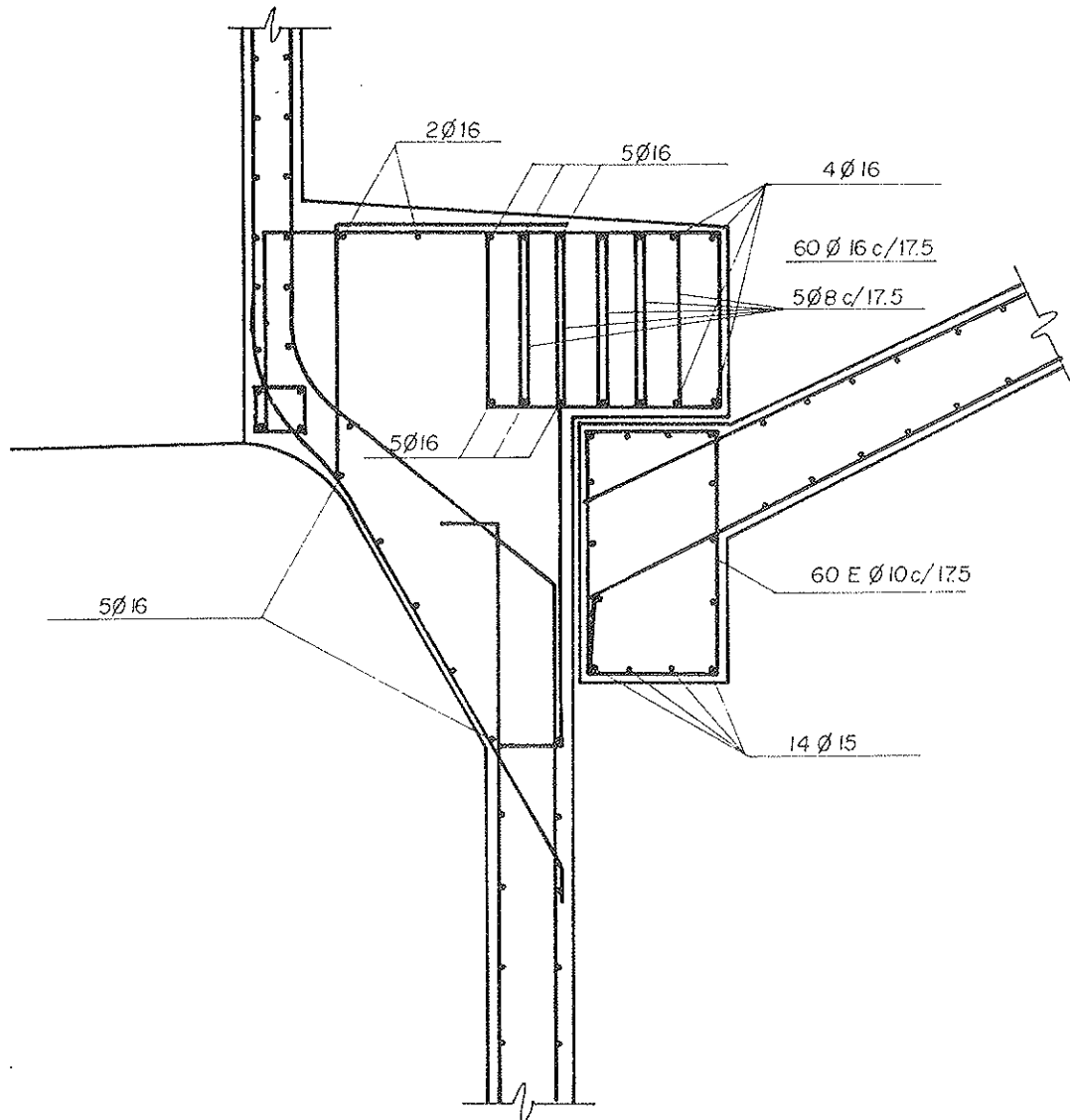


Figura 9.

TANQUE ELEVADO PROCESO CONSTRUCTIVO



DETALLE DE ARMADURA esc. 1:20

Figura 10.

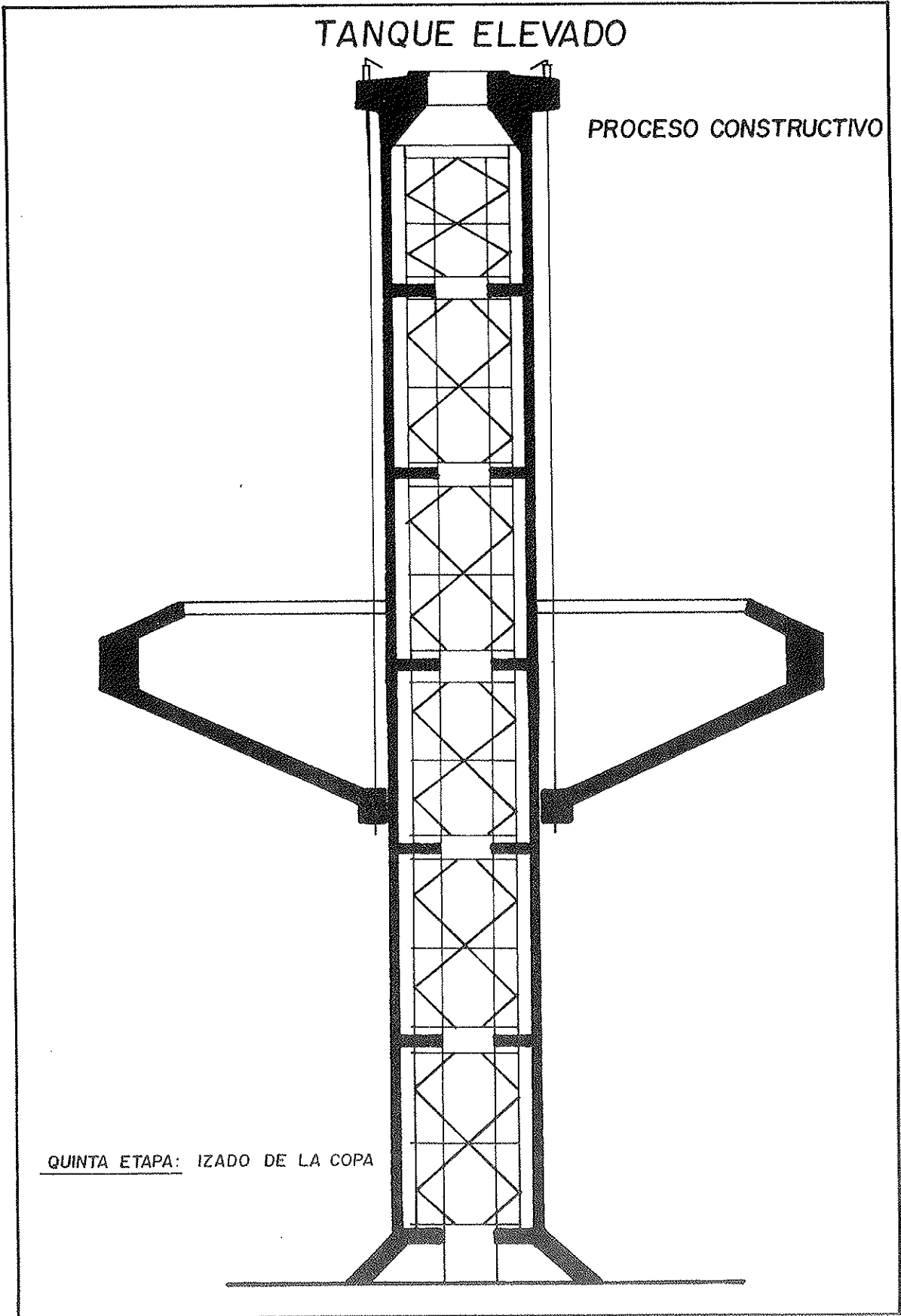


Figura 11.

construido el fuste en su altura total, se procedía a la construcción de la obra falsa de madera para apoyar el encofrado del depósito en sí.

Esta forma de construcción tradicional, si bien es muy segura su ejecución, es laboriosa y de mucho arte; además, consume muchos recursos, como el humano, a través de la mano de obra, y de la madera que, según exigen las especificaciones, debe ser madera de escuadría.

El método constructivo propuesto consiste en la construcción paralela del fuste y del tanque o depósito, al mismo tiempo; de esta manera se reduce el tiempo de ejecución; además se reduce el costo de la madera para la obra falsa, lo que beneficia económicamente.

La construcción del tanque que nos ocupa, había sido adjudicada con el procedimiento tradicional; pero, la empresa constructora, contando con los recursos técnicos, propone este procedimiento que es sometido a numerosas verificaciones por parte de la supervisión.

La ejecución de este método alternativo implicaba una serie de modificaciones en la concepción original del proyecto, previa autorización del proyectista. La primera modificación era separar el tanque del fuste, tratando de mantener el empotramiento de la cáscara con el fuste. Para esto se diseñó un anillo de rigidez en su base, que además permitiría colocar los anclajes de elevación. (Véase figura 4).

La otra modificación introducida fue la construcción de tres ménsulas en el extremo superior del fuste, que debían estar ligadas al anillo superior del fuste en la transición del mismo. Estas ménsulas, colocadas a 120° entre ellas, debían contener los conductos para los cables, además de la placa de apoyo y placa de anclaje de donde se colgarán los cables hasta el anillo inferior de la cáscara.

El izaje del tanque fue ejecutado lentamente, en función de la carrera del gato, lo que no permitía tener un desequilibrio ya que podía ser controlado. El control se efectuaba mediante niveles de agua.

En el proyecto se había definido que, parte del anillo elevación y el resto de ménsulas en la parte de transición del tanque-fuste, debería ser hormigonado en sitio, de tal manera que en dicha unión se forme una estructura monolítica e impermeable. (Véanse figuras 5 a 11).

Se han efectuado diversas verificaciones del nuevo comportamiento de la estructura, tanto durante el izaje como en el momento de su sujeción definitiva. Los efectos del viento también fueron bien estudiados, debido a que en la zona se tenían vientos fuertes, de hasta 140 km por hora, en la dirección noroeste.

Se han concebido tres formas de sujeción fuste-tanque: la primera a través del pretensado de izaje, el cual se ancla definitivamente en su posición final. Además, se han colocado barras de acero de alta resistencia en las ménsulas, a manera de anclajes empernados y, finalmente, la sujeción definitiva se consigue con el hormigonado en sitio de la unión fuste-tanque que llegan a formar el resto de las ménsulas que tienen las armaduras modificadas, tanto para sujeción como para soportar los esfuerzos tangenciales.

Los tipos de armaduras que han sido utilizados en las modificaciones son dos: Uno, el pretensado; y otro, los aceros corrientes de alta resistencia. Los últimos han sido utilizados en pernos de sujeción, como armadura del anillo de suspensión de la ménsula y como armadura del anillo superior de soporte y ligazón entre el fuste y el tanque.

Como la estructura debe ser totalmente impermeable, se han tomado todas las precauciones para evitar fugas de agua por las juntas, utilizando sellos, epoxis de adherencia y tratamientos superficiales de impermeabilización.

BIBLIOGRAFIA

"Modern Prestressed Concrete".— James R. Libby.

"Precast Segmental Box Girder Bridge".— Manual P.C.I.

"Prestressed Concrete".— Arthur Nilson.

"Concreto Protendido".— Walter Pfeil.

"Monografías de Freyssinet".— STUP.

"Manual de utilización"— Sistema Freyssinet.

"Norma Boliviana del hormigón".

"Standard Specifications for Highway Bridges".

RESUMEN

En este artículo se expone la evolución que, en Bolivia, han experimentado las aplicaciones de la técnica del pretensado en la práctica de la construcción.

La mayor parte de estas aplicaciones corresponden al campo de la ingeniería civil, especialmente a puentes; pero también se ha utilizado el pretensado en la construcción de estructuras de edificación, depósitos, etc.

Se incluyen recientes ejemplos de la utilización del pretensado en la ampliación de puentes existentes y en la construcción de depósitos de agua elevados.

SUMMARY

In this article is showed the development that, in Bolivia, the applications of the prestressing technique have experimented in the practice of the construction.

The main part of these applications belong to the civil engineering field, especially to bridges;

however, the prestressing has been used in the construction of structures of buildings, water towers, etc.

Recent examples of the utilization of the prestressing in the enlargement of existing bridges and in the construction of high tanks have been included.

* * *

SEMINARIOS TORROJA Tecnología de la Construcción y de sus Materiales Ciclo nº 21: Invierno de 1996

El Instituto de Ciencias de la Construcción Eduardo Torroja, del CSIC, viene organizando seminarios monográficos sobre temas de actualidad en el ámbito de la Tecnología de la Construcción y de sus Materiales, a cargo de destacados investigadores nacionales y extranjeros del sector.

Estos Seminarios se celebran en el Aula Eduardo Torroja del Instituto, que está situado en la c/Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria,

frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los Seminarios programados para el vigésimo primer ciclo, correspondiente al **invierno de 1996**, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
1 Febrero	Fernando Martín Iniesta Lic. en Ciencias Químicas Asociación Técnica Española de la Galvanización, Madrid	<i>La galvanización en caliente en la construcción.</i>
15 Febrero	Antonio Garrido Hernández Arquitecto Técnico Instituciones Colegiales para la Calidad en la Edificación, Murcia	<i>La incertidumbre en la práctica de la construcción.</i>
29 Febrero	Eugenio Oñate Ibáñez de Navarra Dr. Ingeniero de Caminos Centro Internacional de Métodos Numéricos en Ingeniería, Barcelona	<i>Técnicas recientes para el análisis de la capacidad resistente última de estructuras.</i>
14 Marzo	M ^ª del Carmen Andrade Perdrix Dra. en Ciencias Químicas Instituto Eduardo Torroja, Madrid	<i>Durabilidad de hormigones de altas prestaciones.</i>
28 Marzo	Antonia Pacios Alvarez Dr. Arquitecto Instituto Eduardo Torroja, Madrid	<i>Hormigones con fibras metálicas.</i>

Pasarela atirantada en La Coruña

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos
Patólogo
Director de Proxectos, S.L.

*Después de tanto mal, no arrepentirme.
 Tras tanto engaño no desengañarme;
 después de tantas penas, no alegrarme;
 y tras tanto dolor, nunca reírme.*

Francisco de Quevedo y Villegas

*A Rosa que compartió conmigo los malos ratos...
 pero, a pesar de todo... he podido idear, inventar,
 diseñar, proyectar, calcular y, sobre todo, soñar...
 creando dos obras bellas para mi tierra, La Coruña,
 Galicia, que se merece todo cuanto puedo
 dar.*

El 24 de mayo de 1995, el Ilmo. Sr. Alcalde de La Coruña inauguraba la pasarela peatonal atirantada que se expone en esta publicación, que sobrevuela la Avenida de Alfonso Molina, arteria principal de acceso a La Coruña, uniendo el polígono de viviendas de Mato Grande con una gran área comercial y de esparcimiento.

Cuando acepté realizar este Proyecto, sentí un gran reto como diseñador, creador y calculista, sólo superado por algunas Patologías singulares, cuyo mérito siempre tiene menor reconocimiento popular. Proyectar una pasarela en la arteria principal de acceso a La Coruña era un hecho único y singular que me obligaba a responder con una estructura sobria y sencilla. Esta estructura la

diseñé con un carácter netamente marinero, encajada en el entorno y en la propia Avenida, cabalgando sobre ella y formando parte de la misma.

Este Proyecto me supuso un enorme placer espiritual, perdonarme que lo manifieste de este modo, y hoy compruebo que muchos ciudadanos lo comparten, lo que me produce una profunda satisfacción, que sin duda compensa toda una serie de sinsabores e ingratitudes, que prefiero olvidar, contemplando reposado la obra realizada.

Además de Proyectar esta obra, también realicé el cálculo del proceso de puesta en carga de los tirantes, que se ejecutó con una identidad asombrosa entre el cálculo y la realidad. Los tirantes se pusieron en tensión en varias etapas, en 2 ó 3 fases, en función del tirante y de la potencia del mismo. Cuando se terminó de tesar la pasarela y se descimbró, ésta quedó totalmente inmóvil. La comprobación de la tensión final de los cables mostró una identidad total con los valores de cálculo.

La pasarela tiene un tramo recto, en planta, de 57 m de longitud, al que se accede mediante dos rampas helicoidales de 12 m de diámetro. La longitud total de la pasarela es 113,55 m. El tramo recto en planta tiene un alzado parabólico de singular belleza, con una relación flecha/luz de 1/30.



Foto 1 (1).

(1) Al final del Artículo se incluye una breve descripción de fotografías que lo ilustran.

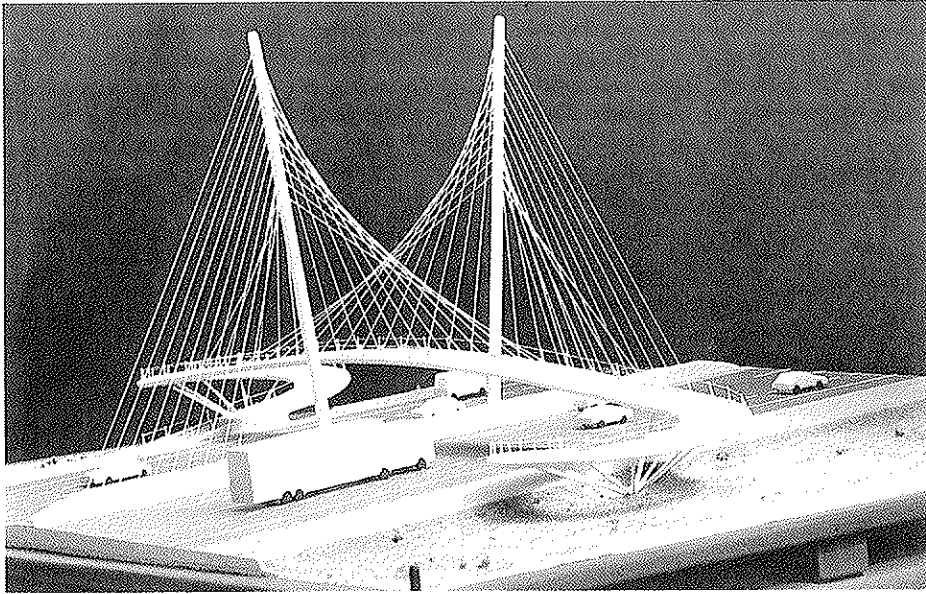


Foto 2.

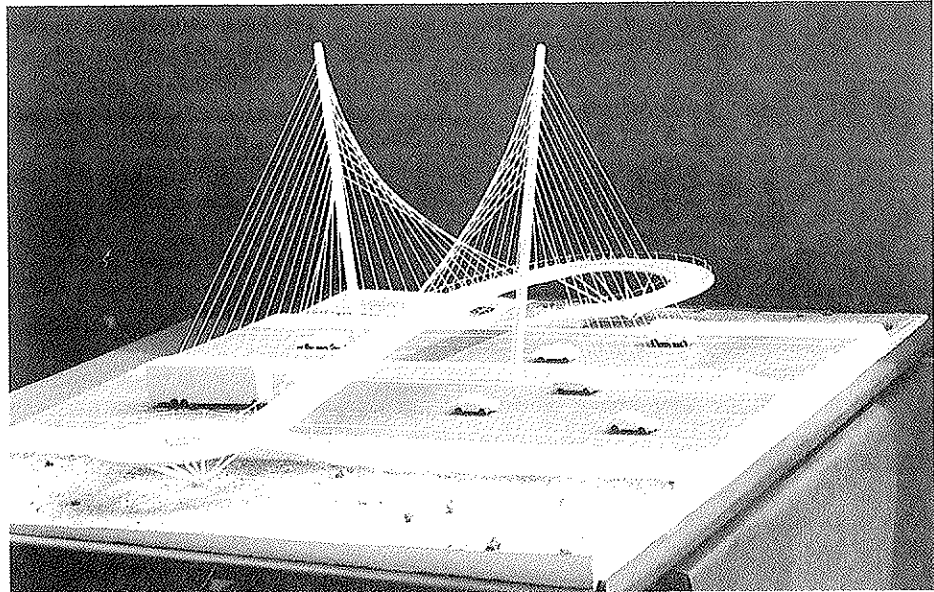


Foto 3.

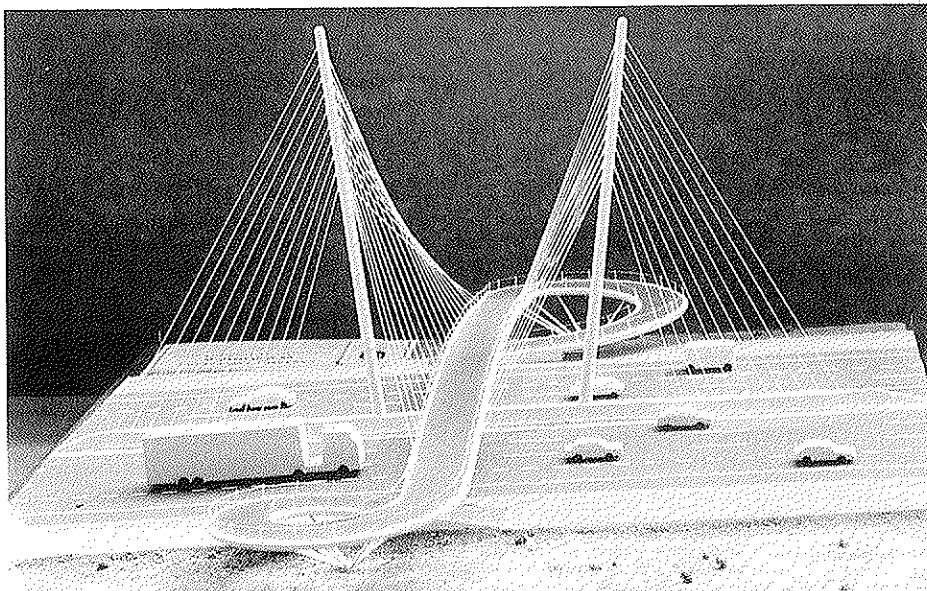


Foto 4.

El tablero de la pasarela es una estructura de hormigón armado, con una sección transversal que tiene 4 m de ancho y 40 cm de canto. El canto del tablero permite conseguir una estructura muy ligera en la que impacta a simple vista su esbeltez.

Los accesos helicoidales están soportados por 10 pilares tubulares metálicos, de 203 mm de diámetro y 17,5 mm de espesor, que confluyen en un punto único. Este nudo, con un diseño singular, permite el empotramiento de todos los pilares en su base.

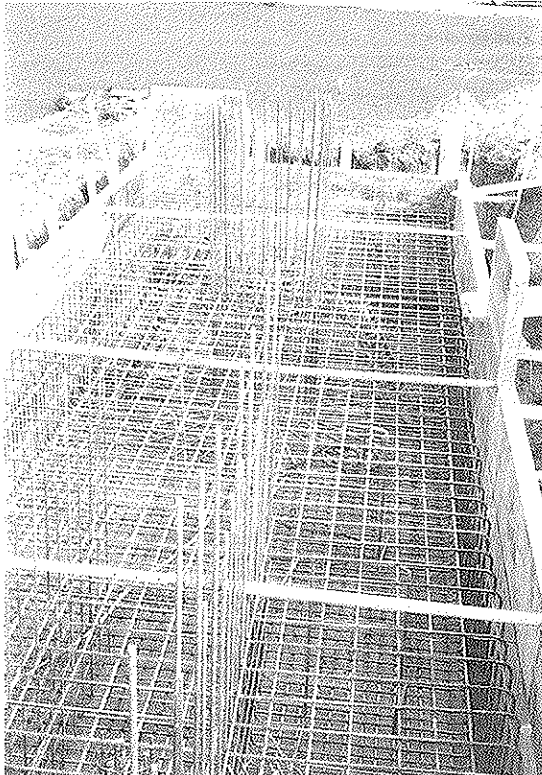


Foto 5.

Los pilares también los diseñé empotrados en el helicoide, para reducir la luz de pandeo, disponiendo unas armaduras que absorben el pequeño par que se produce en cabeza, ya que los pilares trabajan prácticamente a compresión, y con una serie de casquillos metálicos y armaduras empotradas en el interior de los pilares, que se macizaron con mortero, para recoger la compresión y para evitar la corrosión interior.

El tramo recto de la pasarela está colgado de dos familias de tirantes, con la geometría de dos paraboloides hiperbólicos de notable belleza. Estos paraboloides dejan ver una envolvente parabólica, cuya forma y trazado varía sensiblemente con el punto de vista.

Los tirantes son cordones de 0,6", formados por 7 alambres, que están galvanizados y protegidos con cera petrolera en el interior de una vaina de polietileno, blanca, resistente a la acción de los rayos solares.

Los tirantes de los paraboloides son tirantes unifilares, excepto los 4 tirantes extremos que están formados por 3 cordones, y los 4 tirantes que ocupan el tercer lugar a partir de los extremos, que están formados por dos cordones.

Los tirantes de los paraboloides parten desde los bordes de la pasarela hasta dos pilas inclinadas que se ubican en la mediana de la Avenida, totalmente separadas de la pasarela. Estas pilas trabajan prácticamente a compresión, porque las fuerzas transmitidas por los paraboloides se equilibran nudo a nudo, por dos planos de tirantes en arpa, que también se anclan en la mediana de la Avenida.

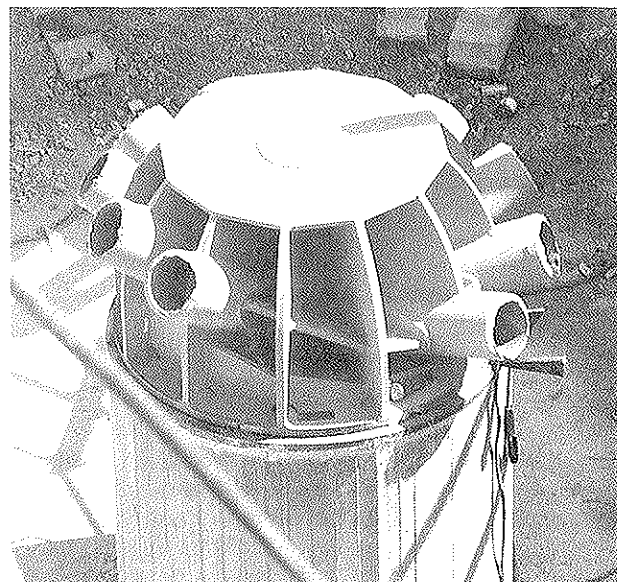


Foto 6.

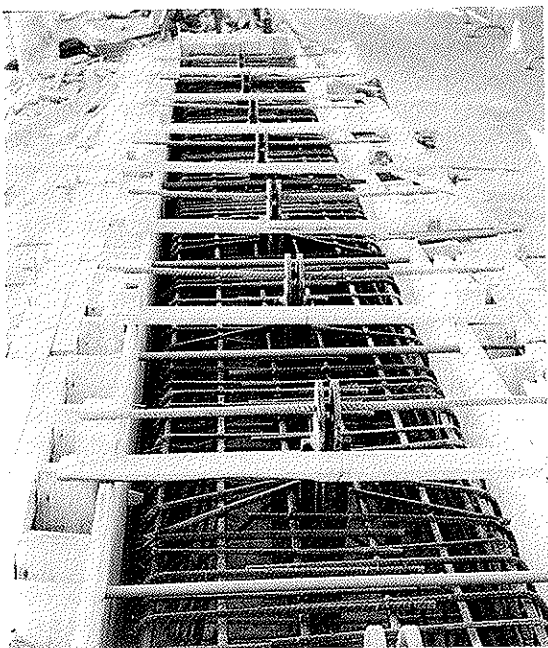


Foto 7.

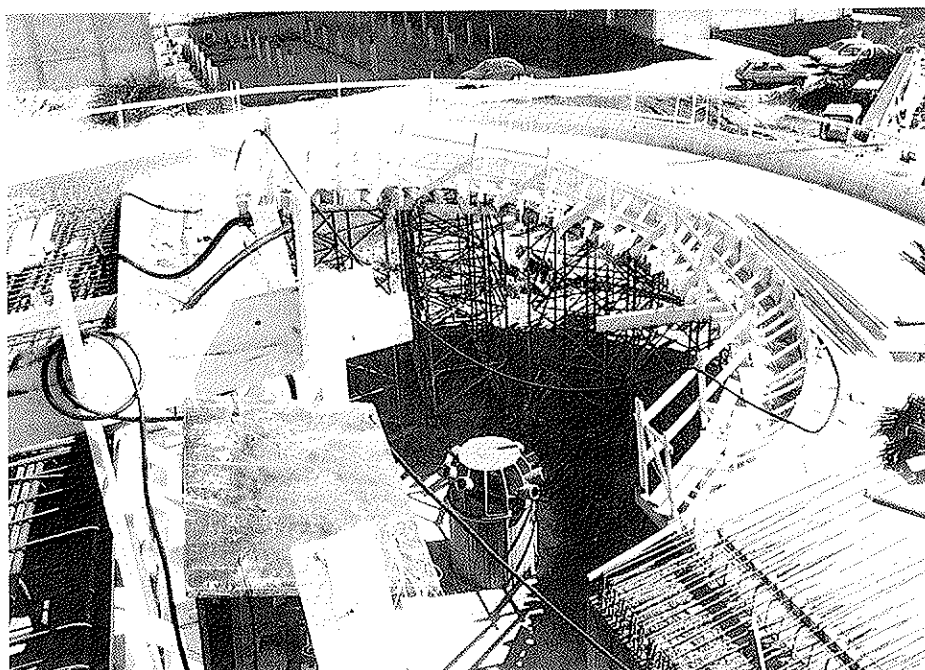


Foto 8.

Todos los tirantes del arpa son tirantes unifilares, excepto los dos tirantes más próximos a la pasarela, que están formados por cuatro cordones, y los dos tirantes que ocupan el tercer lugar a partir del eje de la pasarela, que están formados por 2 cordones.

El anclaje de los tirantes en la pasarela es un anclaje ciego realizado con manguitos de extrusión. No se han querido dejar vistos unos capots que sobresaldrían por debajo de la pasarela, tal y como había propuesto Freyssinet, prefiriendo hacer en su lugar una protección con cera, que quedará oculta debajo de un enfoscado que se realizará con un mortero tixotrópico, para dar conti-

nuidad a la superficie inferior del tablero. Esta solución es más estética que la solución deseada, sin presentar elementos sobresaliendo por debajo del tablero, que podrían impactar con el tráfico.

Esta protección todavía no se ha ejecutado a la hora de publicar éste artículo. No comparto por qué se retrasa esta protección definitiva, estando actualmente estos anclajes expuestos al aire, con una protección temporal realizada con grasa, por decisión del Ingeniero Municipal, a pesar de haberle notificado el peligro devastador de la corrosión bajo tensión. En todas las estructuras pretensadas se protegen los cables inmediatamente

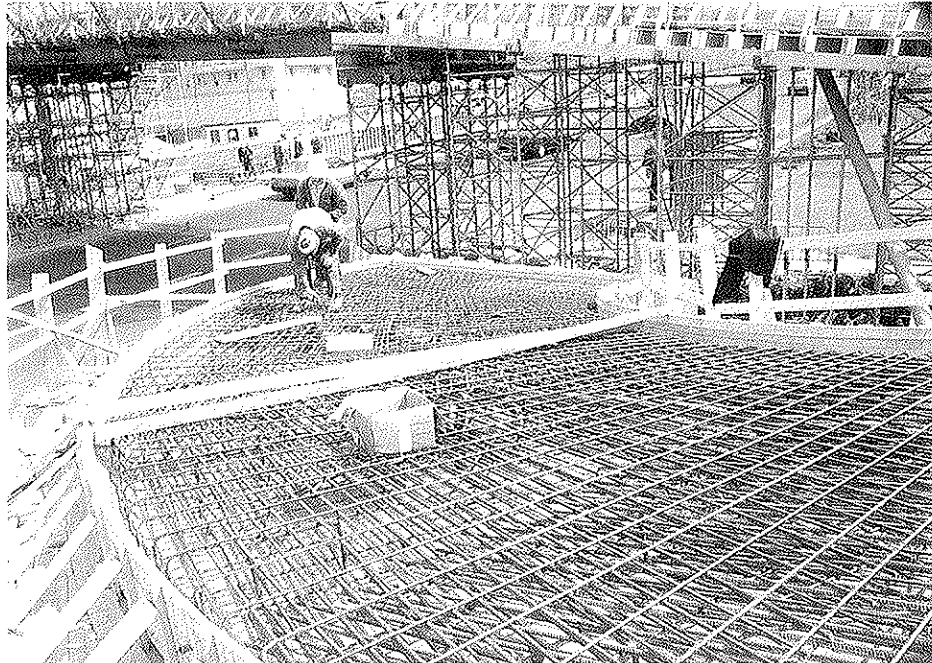


Foto 9.

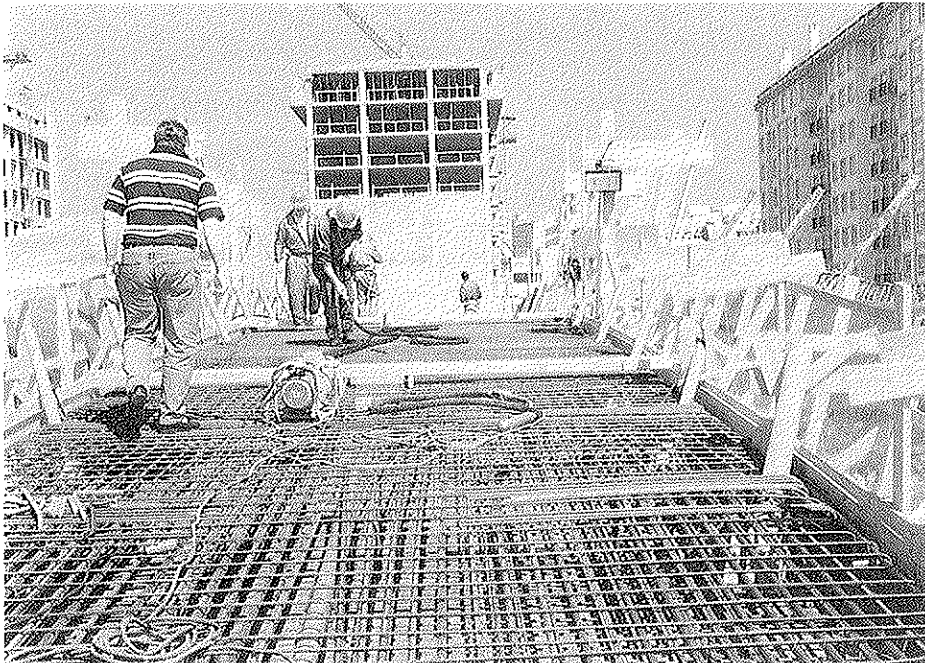


Foto 10.

te después de tesarlos, por el peligro de la corrosión bajo tensión o corrosión fisurante; hecho contrario a lo aquí realizado.

La mediana resiste, por gravedad, el tiro vertical de los tirantes. Los muertos situados a ambos lados de la pasarela se enlazan con una viga que anula las componentes horizontales transmitidas por los tirantes de las dos arpas.

Los tirantes se articulan en la mediana. El anclaje de estos tirantes se realiza con manguitos

de extrusión, alojados en el interior de unos tubos que terminan en una chapa provista de un taladro.

Esta chapa se articula insertándola entre dos chapas paralelas, taladradas, que sobresalen por fuera de la mediana y que se anclan en la mediana mediante una chapa soldada a dos perfiles UPN. Esta chapa está atravesada, además, por redondos que se anclan a ambos lados en el hormigón de la mediana.

Las pilas troncocónicas son de acero, con una

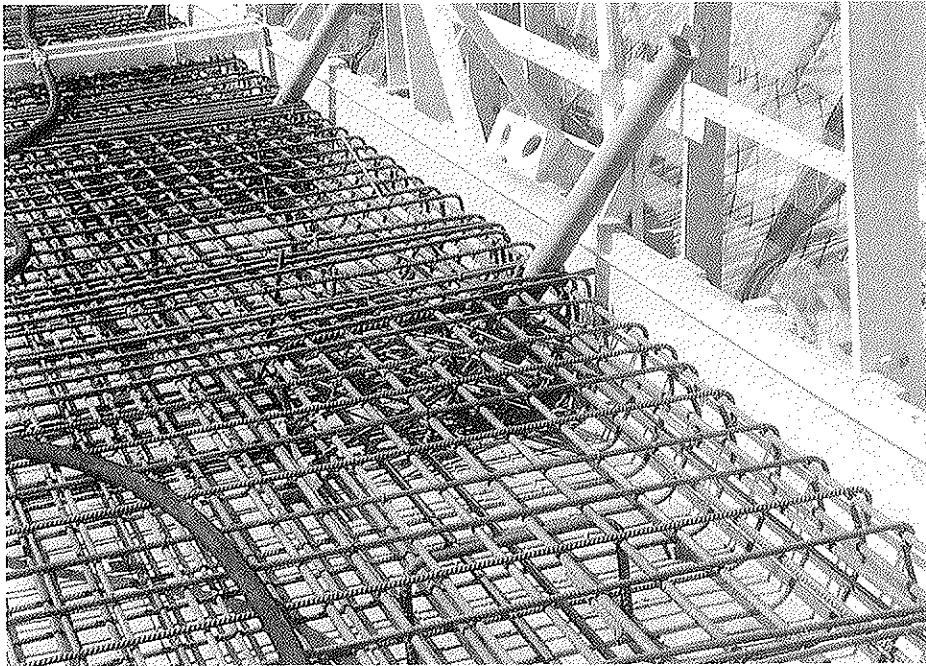


Foto 11.

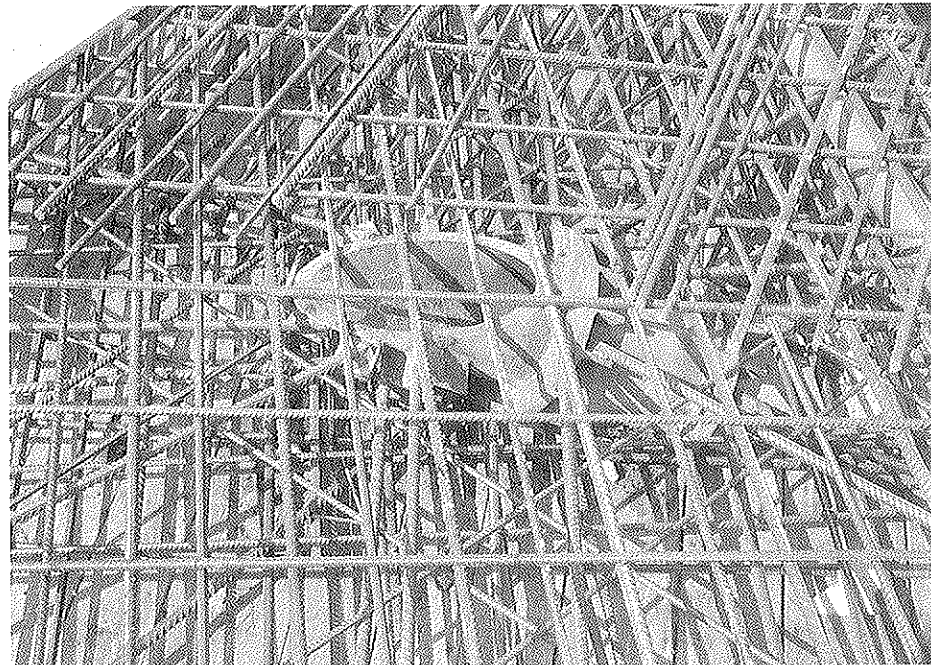


Foto 12.

altura de 29,50 m, con un diámetro máximo, en la base, de 90 cm y con un diámetro mínimo de 60 cm en la punta, que termina en pico de flauta. El espesor de la chapa es 16 mm.

Estas pilas se diseñaron al principio huecas, estando provistas de una serie de cartelas para evitar el abollamiento. Esta solución se cambió, para acortar plazo y para eliminar las cartelas, macizando la pila con una inyección de mortero, hecho que me obligó a recalcular la estructura.

Los tirantes se alojan en el interior de las pilas, en un conjunto de tubos concéntricos que se cru-

zan unos con otros, siendo tangentes entre sí, al menos los de cada nudo. El proceso de elaboración de las pilas a partir de chapas de acero, con esta maraña espacial de tubos entrecruzados, fue un problema muy delicado y muy importante, que se resolvió con Autocad, queriendo agradecer desde estas líneas la labor del Sr. Agustín, de talleres Horta; de Fran Couceiro, de Cubiertas y MZOV, S.A., y de Jorge Salgado.

Los anclajes de los tirantes en las pilas son anclajes activos. Es decir, el tesado de la pasarela se hizo, en su totalidad, desde dos cimbras que rodeaban a las pilas en toda su altura.

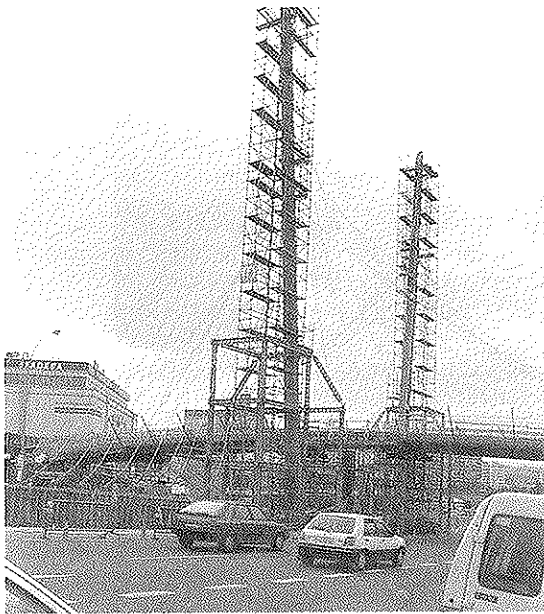


Foto 13.

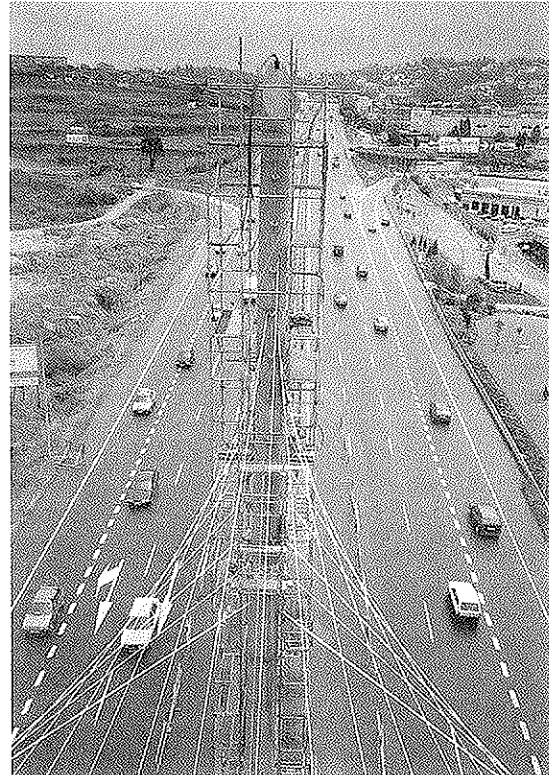


Foto 14.



Foto 15.

La protección de los anclajes de los tirantes en las pilas se realizó alojándolos en unos capots que sobresalen de las pilas, tal y como propuso Freyssinet, que efectuó un trabajo perfecto durante el tesado de la pasarela, queriendo agradecer a D. Pedro Sancho, de Freyssinet, su encomiable labor.

Las cimentaciones de las pilas se resolvieron con cimentaciones directas, trabajando a una tensión máxima de 2 kg/cm^2 .

La cimentación del conjunto de pilares que soporta cada helicoide se combinó con la cimentación del arranque de cada helicoide. Los esfuerzos

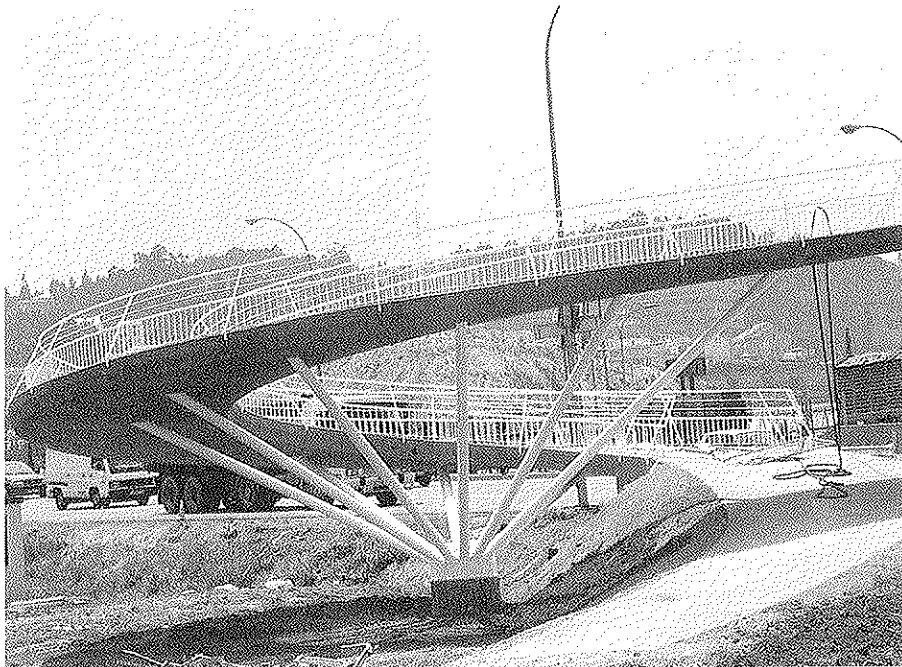


Foto 16.



Foto 17.

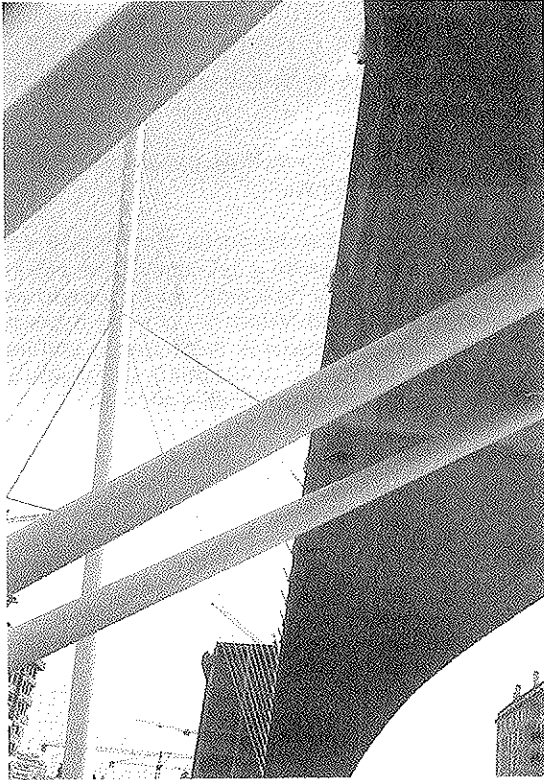


Foto 18.

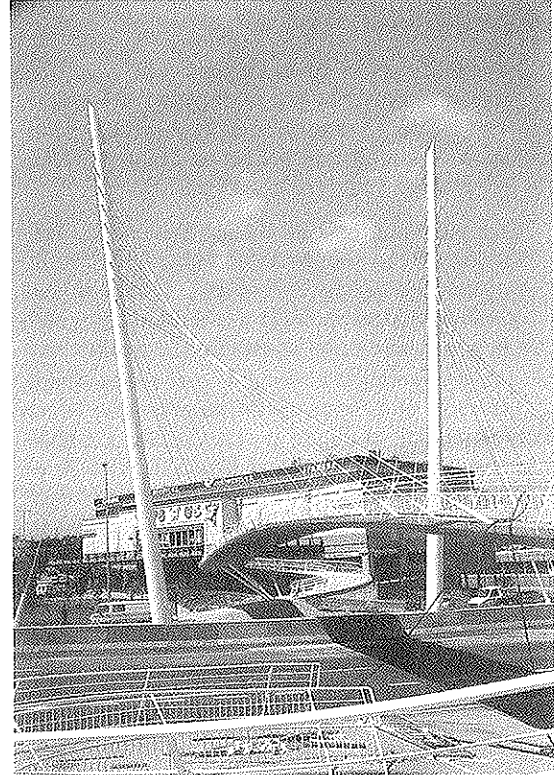


Foto 19.



Foto 20.

más importantes de estas cimentaciones son una carga vertical y un cortante horizontal aplicado en el punto de intersección de los pilares, así como un cortante paralelo y de sentido contrario, aplicado en el arranque de los helicoides. Es decir, el esfuerzo dominante es un momento de eje vertical, junto con la reacción vertical transmitida por el ramillete de pilares.

La cimentación de proyecto estaba formada por dos pantallas en cruz, que se pensaban hormigonar contra el terreno. Estas cimentaciones sopor-

tan perfectamente este tipo de solicitaciones, hecho que se puede ver en el capítulo 2.1 del libro Geotécnia y Cimientos III, del profesor Jiménez Salas y Otros.

Estas cimentaciones se sustituyeron por dos encepados, micropilotados con 14 micropilotes de 150 mm de diámetro, armados con una barra Gewi de $\Phi = 50$ mm. Los micropilotes se diseñaron con la doble protección de la patente Dywidag. La construcción de estos micropilotes la realizó, de forma artesanal, Francisco Mesonero, de

Ingresa, al que felicito y le agradezco su encomiable y eximia labor.

La modificación de la cimentación se realizó en base a la potencia y a la flojedad del relleno superior existente en un lado de la Avenida, eliminando así el peligro de pequeños desprendimientos que podrían interferir con el tráfico.

Esta pasarela, con un diseño novedoso, vanguardista, sereno y de notable belleza, la bauticé con el nombre de "El Columpio", porque su sección transversal se asemeja a este elemento, aunque la gente, que la ha aceptado con mucho cariño, la está llamando el Velerero, o el Cutty Shark, recordando unas regatas de veleros que tocan periódicamente el puerto de La Coruña. La pasarela constituye, como dijo el Ilmo. Sr. Alcalde de La Coruña, un monumento a la Ciudad de Cristal, en la que me siento integrado, que tiene una tradición netamente marinera, con su cara mirando al mar.

La obra fue patrocinada por el Excmo. Ayuntamiento de La Coruña, formando parte de la actuación en la Avenida de Lavedra, con financiación del Fondo Europeo de desarrollo Regional. La empresa constructora fue Cubiertas y MZOV, S.A. en la Avenida de Lavedra, con financiación conjunta con el Fondo Europeo de desarrollo Regional. La empresa constructora fue Cubiertas y MZOV, S.A.

Se me ha indicado que se pintará en breve toda la pasarela de color blanco, dotándola de un pavimento antideslizante, de color granate, Ral 3.000, de acuerdo con lo proyectado. También se piensa realizar una iluminación nocturna de la pasarela, para enmarcar la entrada de la bella Ciudad Herculina.

RESUMEN

En este artículo se describe el Proyecto y la Construcción de una pasarela atirantada singular, que se ha construido en la ciudad de La Coruña. Los tirantes principales que parten de los bordes de la pasarela hacia dos pilas tubulares metálicas, cimentadas en la mediana de la carretera, tienen la geometría de dos paraboloides hiperbólicos.

SUMMARY

This paper deals with the design and the construction of a novel stayed foot-bridge in La Coruña. The main ties which support the outer edges of the bridge meet at two steel tubular pillars, founded in the New Jersey barrier in the roadway's median, having the shape of two hyperbolic paraboloids.

DESCRIPCION DE LAS FOTOGRAFIAS

Fotografía nº 1: Vista de la pasarela parcialmente terminada.

Fotografías nºs 2, 3 y 4: Tres perspectivas de la maqueta de la pasarela.

Fotografía nº 5: Cimentación combinada del arranque de un helicoides y del ramillete de pilares que soportan dicho helicoides. El encepado se encuentra totalmente ferrallado, con las esperas verticales de las armaduras colocadas, y con las barras Gewi, de 50 mm de diámetro, de los micro-pilotes, con sus correspondientes anclajes.

Fotografía nº 6: Nudo en el que se empotra y del que parte el haz de pilares que soporta cada helicoides.

Fotografía nº 7: La barrera New Jersey, enlazada a un muro de hormigón que soporta, por gravedad, el tiro vertical del conjunto de los tirantes que constituyen las arpas de la pasarela. En esta fotografía se ve el terminal, formado por dos chapas paralelas, en el que se articula la chapa en la que termina cada tirante del arpa.

Fotografía nº 8: Detalle del encofrado de uno de los helicoides, con la ferralla empezándose a colocar, y con el nudo en el que se empotra el haz de pilares que soporta cada helicoides.

Fotografía nº 9: Un aspecto de la ferralla de una de las rampas helicoidales.

Fotografía nº 10: Vista general de la ferralla del tramo central de la pasarela. En esta fotografía se ve un conjunto de tubos metálicos, concéntricos con los tirantes, que terminan en una chapa que queda vista temporalmente por la parte inferior del tablero, en la que se apoyan los manguitos de extrusión de los tirantes.

Fotografía nº 11: Detalle del anclaje en el tablero, de uno de los tubos metálicos que son concéntricos con los tirantes.

Fotografía nº 12: Anclaje de un pilar metálico, en una de las rampas helicoidales. Durante el macizado de estos pilares, que se realizó antes de hormigonar las rampas, se colocó en su interior una armadura de conexión.

Fotografía nº 13: La pasarela totalmente cimbrada, con los tirantes enfilados, y con los dos castilletes metálicos que rodeaban a las pilas, desde los que se realizó el tesado de la pasarela.

Fotografías nºs 14 y 15: Dos tomas hechas desde las pilas, durante la realización del tesado.

Fotografía nº 16: Vista de uno de los helicoides, con el haz de pilares que lo soporta.

Fotografías nºs 17, 18, 19 y 20: Varios aspectos de la pasarela, que muestran la multitud de perspectivas que ofrece al variar el punto de vista.

La cubierta desplegable de la piscina de San Pablo, de Sevilla⁽¹⁾

Félix Escrig,
Catedrático de Estructuras ETSA de Sevilla.
Juan Pérez Valcárcel,
Catedrático de Estructuras ETSA de La Coruña.
José Sánchez,
Profesor Asociado de Estructuras ETSA de Sevilla.

1. INTRODUCCION

Ha habido que esperar treinta años desde que Emilio Pérez Piñero, el arquitecto español que inventó las mallas plegables de aspa, construyera 8.000 m² de celosía de tetraspas para cubrir un pabellón de exposiciones itinerante, para que vuelva a aplicarse el sistema en una construcción de grandes dimensiones, la Piscina Olímpica Municipal San Pablo, de Sevilla.

El caso de E.P.P. fue más que notable y universalmente reconocido, puesto que su primera propuesta fue una cúpula de triaspas que no paso del modelo reducido y que causó la admiración de competidores tan prestigiosos como Buckminster Fuller (Fig. 1).

Los problemas de estabilidad y de peso que una cubierta móvil de este tipo tenía fueron resueltos en un modelo posterior, por partes y con una capa adicional de rigidización incluida en el paquete inicial (Fig. 2). Pero tampoco pasó del modelo. En este caso, la complicación de los mecanismos hacían de la estructura una máquina elaborada y costosa.

Con tetraspas se realizó el Pabellón móvil citado, con módulos que plegados tenían 0,80 x 0,70 m² de planta, y abiertos 12 x 9 m². La rigidización final se hacía mediante barras adicionales (Fig. 3).

En todos estos proyectos, el elemento base era el haz de tres o cuatro barras que se articulan en

un punto interior común. Esto tiene el inconveniente de que este punto requiere un nudo de grandes dimensiones, para que las aspas múltiples desplieguen lo suficiente como para ser útiles. En las triaspas, la relación entre el diámetro de las barras y el del nudo, si todos son circulares, y el ángulo de apertura es α , pueden deducirse de la Fig. 4 y son [1].

$$\frac{d}{2\text{sen}\alpha} + \frac{d}{2}\text{sen}\alpha = \frac{L}{2}$$

$$d\left(\frac{1}{\text{sen}\alpha} + \text{sen}\alpha\right) = L \quad [1]$$

$$\frac{D}{2} = \frac{h}{3} - \frac{d}{2} = \frac{L\text{cos} 30^\circ}{3} - \frac{d}{2}$$

$$\frac{D+d}{d} = \left(\frac{1}{\text{sen}\alpha} + \text{sen}\alpha\right) \frac{1}{\sqrt{3}}$$

Si el diámetro de las barras y el del nudo son iguales, $\alpha = 18,53^\circ$.

En el caso de tetraspas, de la Fig. 5 obtenemos [2].

$$\frac{d}{2\text{sen}\alpha} + \frac{d}{2}\text{sen}\alpha = \frac{D+d}{2}\sqrt{2}$$

$$\frac{1}{\text{sen}\alpha} + \text{sen}\alpha = \frac{D+d}{d}\sqrt{2} \quad [2]$$

Si el diámetro de las barras y el del nudo son iguales, $\alpha = 24,47^\circ$.

(1) El proyecto de la cubierta desplegable de la piscina de San Pablo, de Sevilla, que se describe en este artículo, ha sido galardonado con el "Premio de Diseño, 1995" de la Industrial Fabrics Association International, de St. Paul, MN, Estados Unidos.

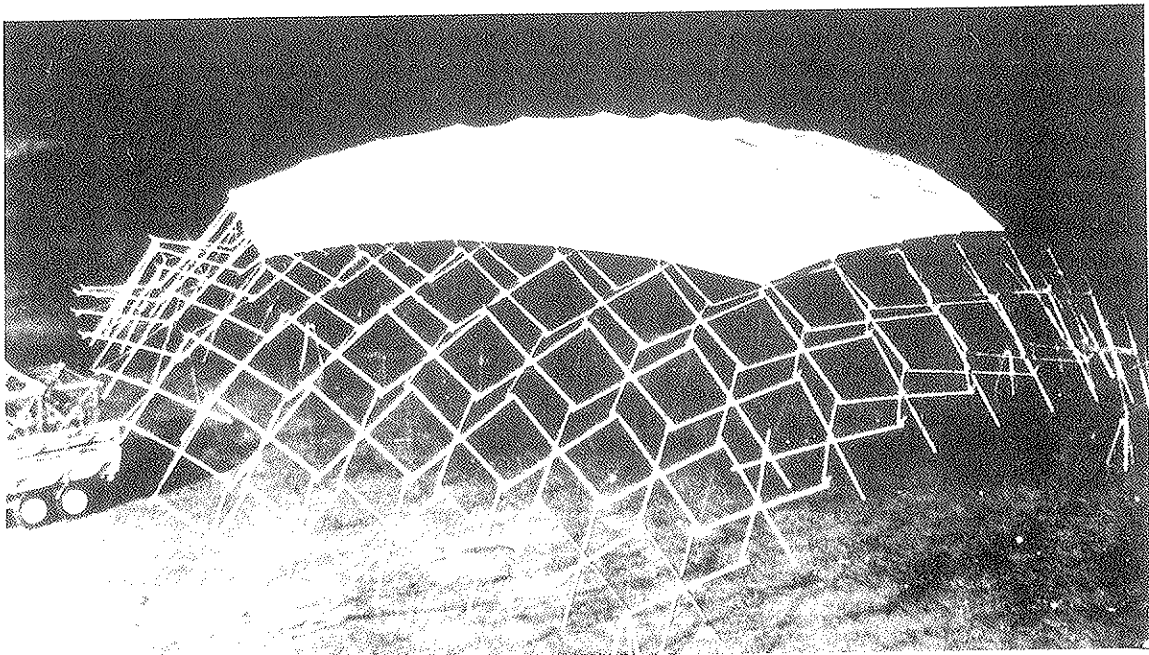
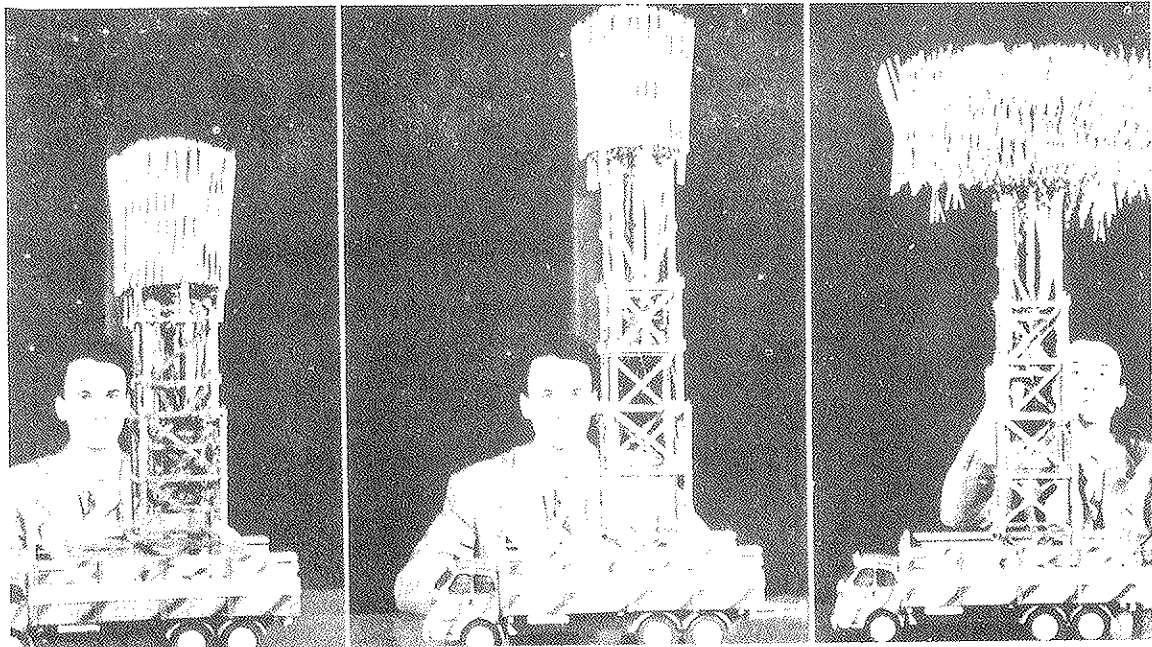


Fig. 1. Primera cúpula desplegable, de Emilio Pérez Piñero.

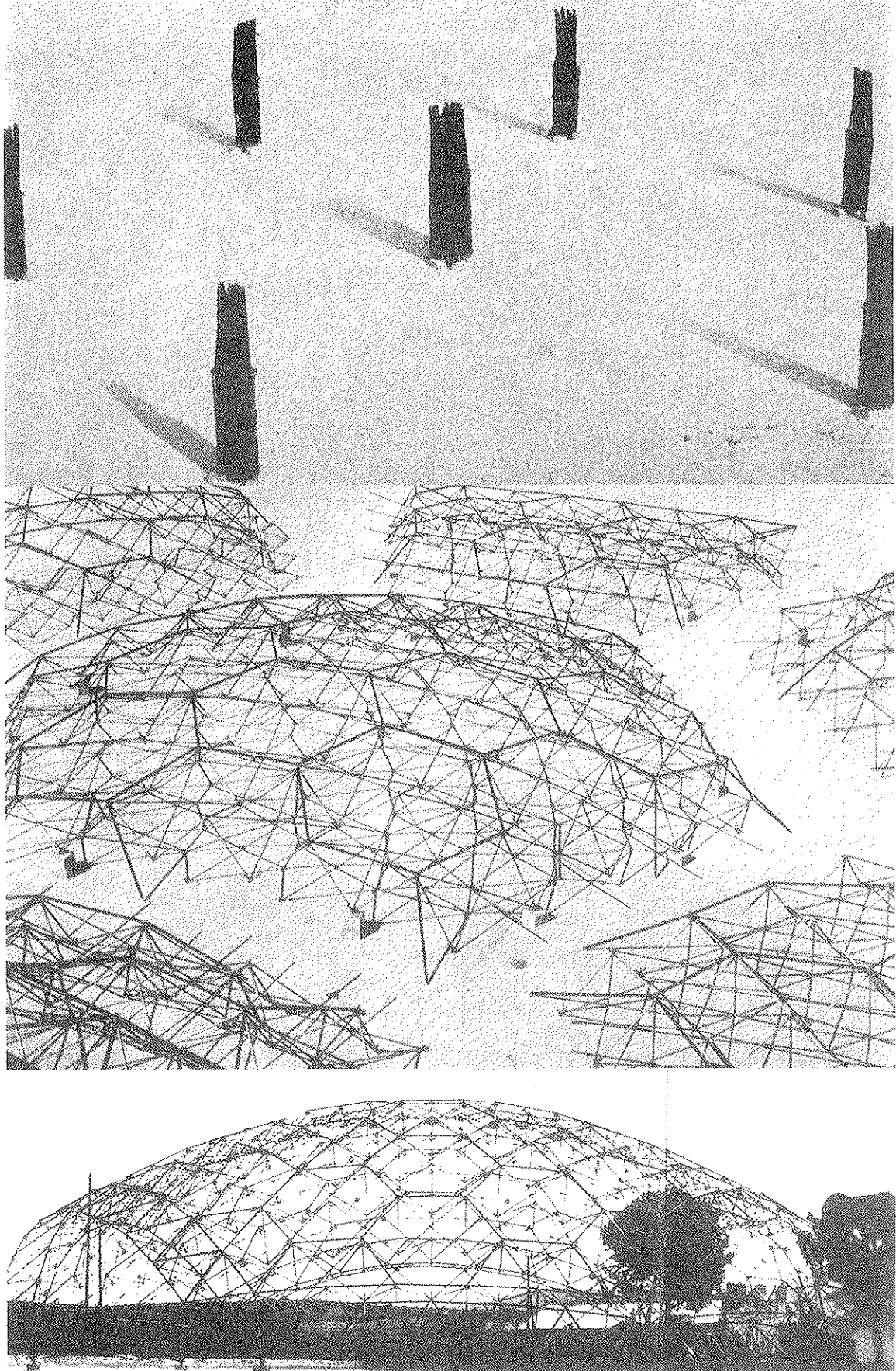


Fig. 2. Cúpula autorrigidizada, desplegable, de Emilio Pérez Piñero.

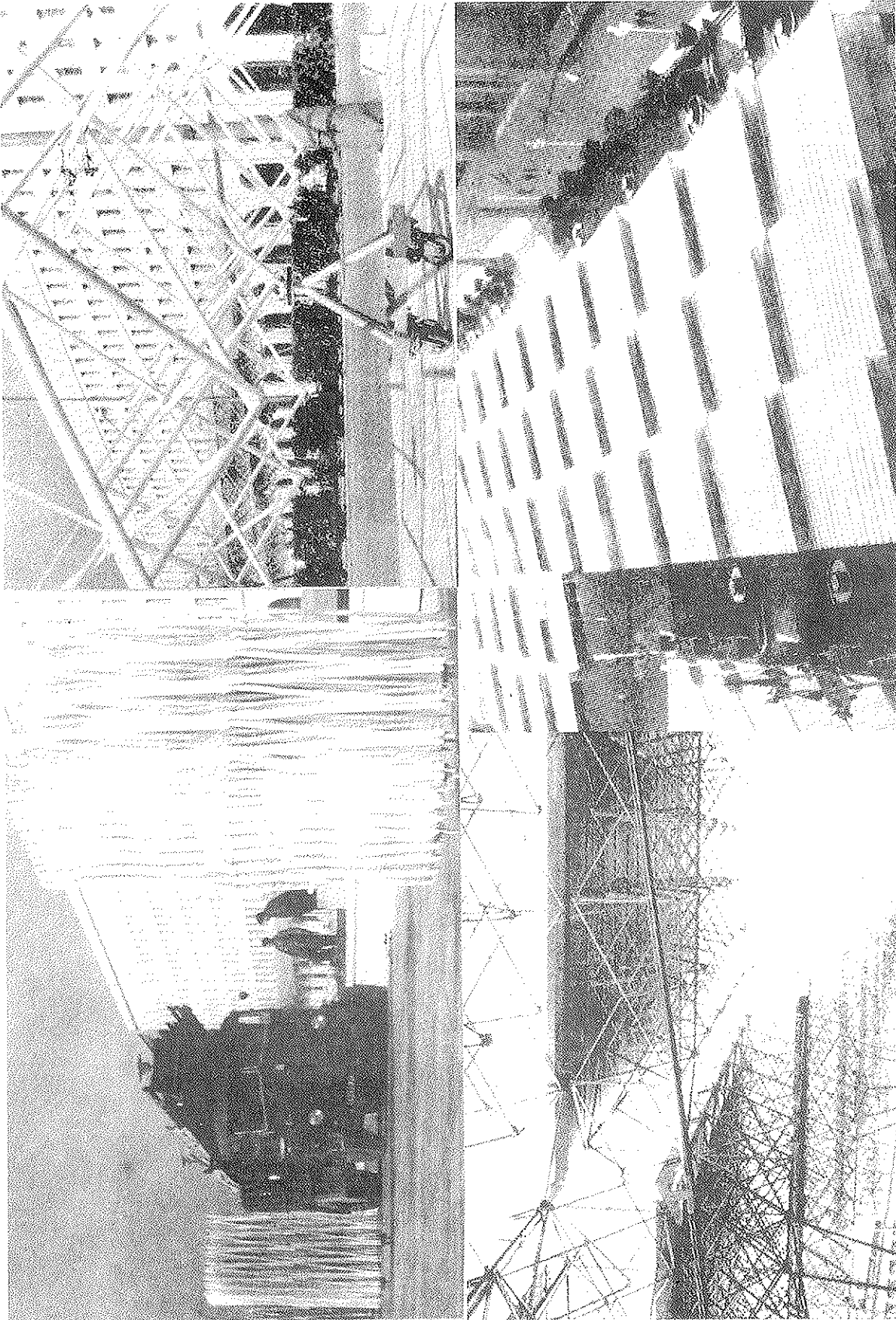


Fig. 3. Pabellón móvil de exposiciones, de Emilio Pérez Piñero.

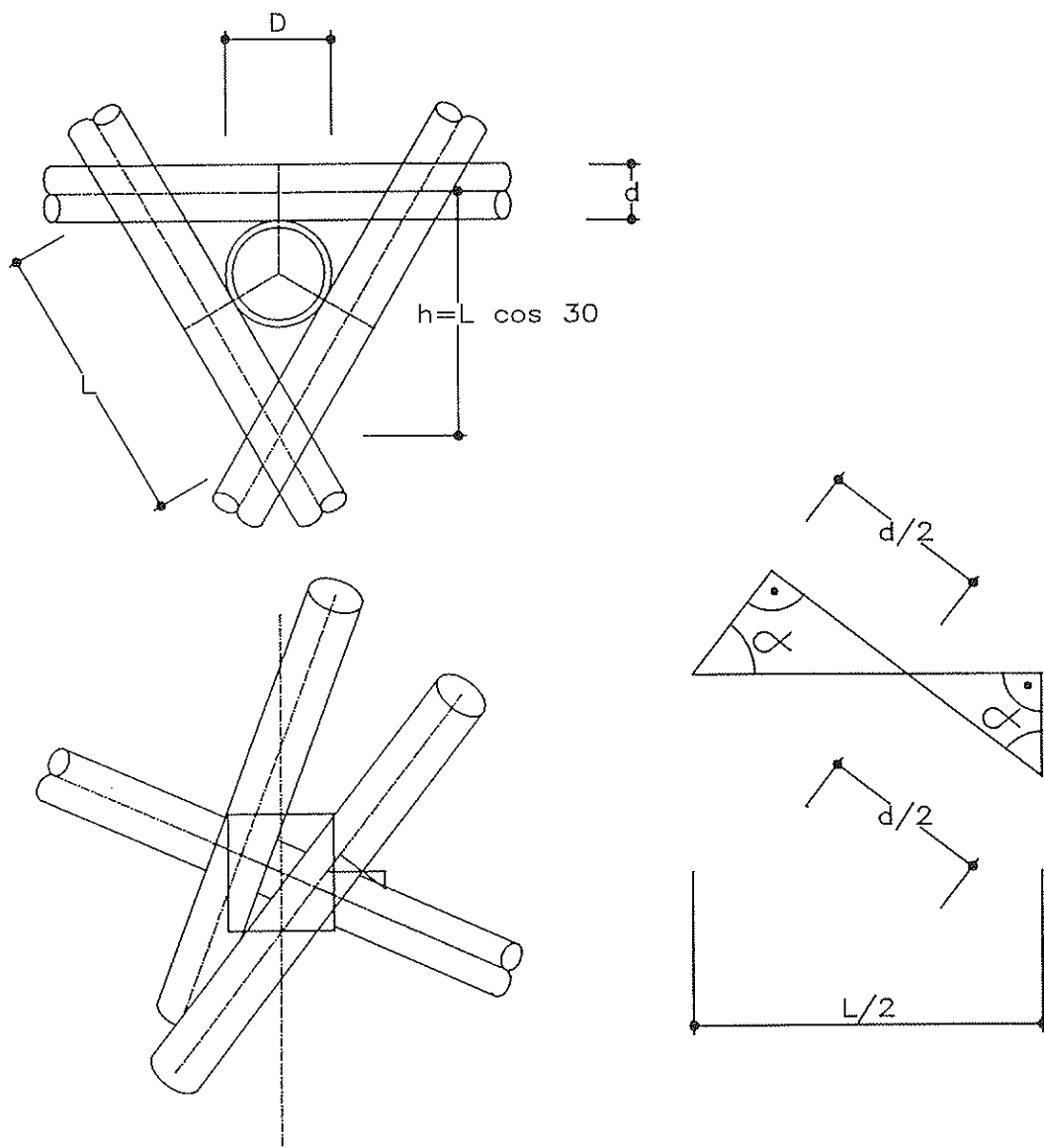


Fig. 4. Angulo de apertura de las triaspas.

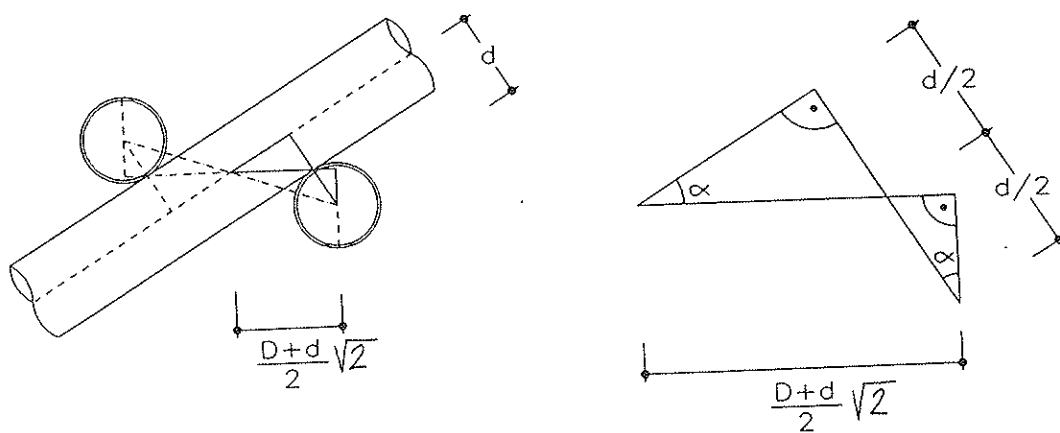


Fig. 5. Angulo de apertura de las tetraspas.

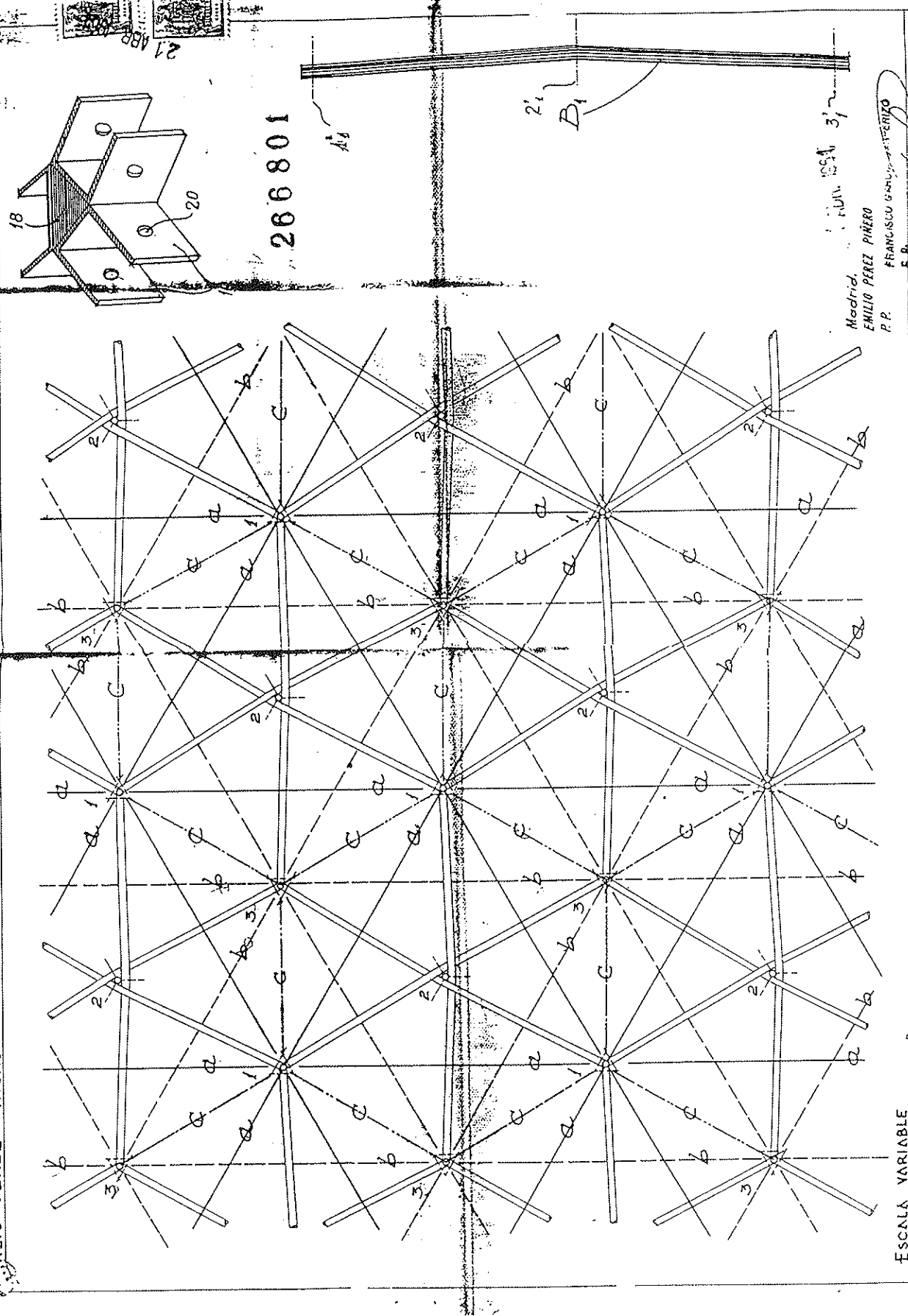


Fig. 6. Patente de malla desplegable, con barras quebradas, de Emilio Pérez Piñero.

EMILIO PEREZ PIÑERO

Madrid,
 EMILIO PEREZ PIÑERO
 P. P.
 FRANCISCO GARCÍA MARTÍNEZ
 E. P.

Las dimensiones de los nudos provocan grandes excentricidades que implican problemas estructurales, pues se introducen flexiones permanentes en las barras, que tienen que ver con la geometría y no con las acciones exteriores.

E.P.P. resolvió estas excentricidades, en los aspectos constructivos, mediante barras curvas; pero ello no evitaba las flexiones por deformaciones impuestas (Fig. 6).

Nosotros hemos obviado, o al menos minimi-

zando, estos esfuerzos, mediante la utilización de aspas simples (Fig. 7) que, debidamente conectadas entre sí y cumpliendo unas condiciones topológicas que garantizan el plegado [3], permiten un empaquetamiento más eficaz (Fig. 8).

$$\begin{aligned} \ell_1' + k_1' &= \ell_2 + k_2 \\ \ell_2' + k_2' &= \ell_3 + k_3 \\ \ell_3' + k_3' &= \ell_4 + k_4 \end{aligned} \quad [3]$$

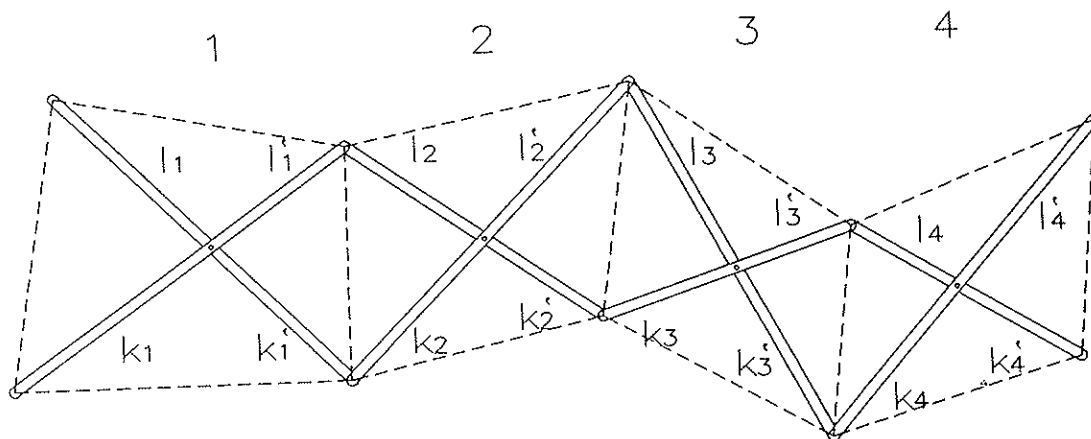


Fig. 7. Conexión de aspas simples.

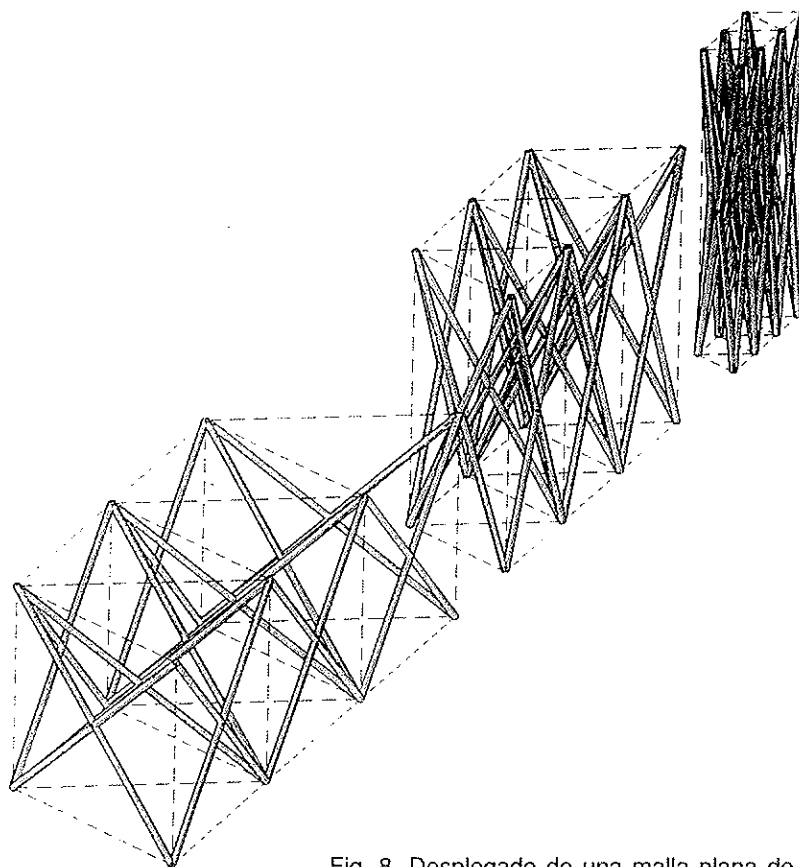


Fig. 8. Desplegado de una malla plana de aspas simples.

2. GEOMETRÍA DE UN CASQUETE ESFÉRICO

Una de las ventajas de estas mallas de aspas es que, si imponemos ciertas condiciones simplificativas, se pueden resolver con un mínimo de elementos diferentes. En nuestro caso, nos planteamos las siguientes:

- a) Todas las barras serán iguales y la articulación interior no estará en el punto medio de las mismas.
- b) La malla estará constituida por dos familias cruzadas, de modo que en cada nudo extremo sólo concurrirán cuatro barras.

Ello significa que cada familia desplegará en arco, como se indica en la Fig. 9, aunque tendrá libertad para no hacerlo en un plano.

El resultado es un modelo como el que se describe en la Fig. 10. El ángulo que despliegan las barras de cada aspa, 2δ de la Fig. 11, puede fijarse a voluntad, y optamos porque sea $\delta=\beta$, para que exista continuidad en los ejes de algunas barras, lo que mejora su comportamiento estructural (Fig. 12).

La geometría queda así definida al fijar la porción de casquete esférico que vamos a utilizar, α (Fig. 13), y el ángulo δ elegido, en nuestro caso, $2\delta=\alpha$.

Otra de las ventajas que este tipo de mallas aporta es que, aunque las aspas de una familia no estén siempre en un plano, sus nudos superiores o los inferiores si lo están. Ello permite conectar varios casquetes entre sí, como se ve en la Fig. 14, cubriendo superficies mayores a partir de paquetes más reducidos.

La estabilidad estructural de este tipo de mallas viene condicionada por el número de apoyos perimetrales y por los arriostramientos angulares. La Figura 15 muestra el número mínimo de apoyos necesarios para la estabilidad del conjunto y el número de diagonales.

Una de las características de las mallas de aspas es que trabajan en flexión y, por tanto, podríamos evitar algunas de las condiciones anteriores; pero ello daría una estructura muy flexible.

El siguiente problema, también de carácter geométrico, es el de la colocación del material de

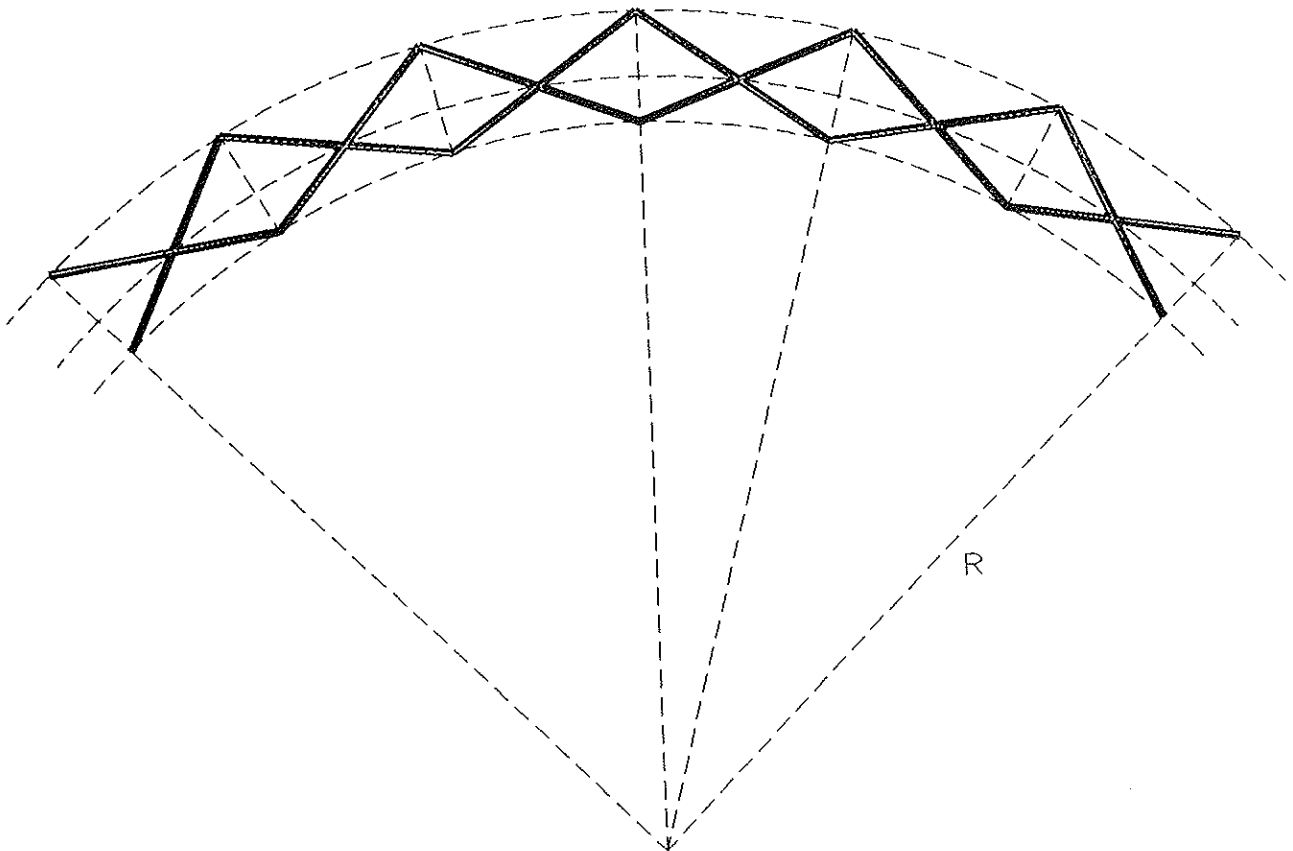


Fig. 9. Desplegado de mallas en arco.

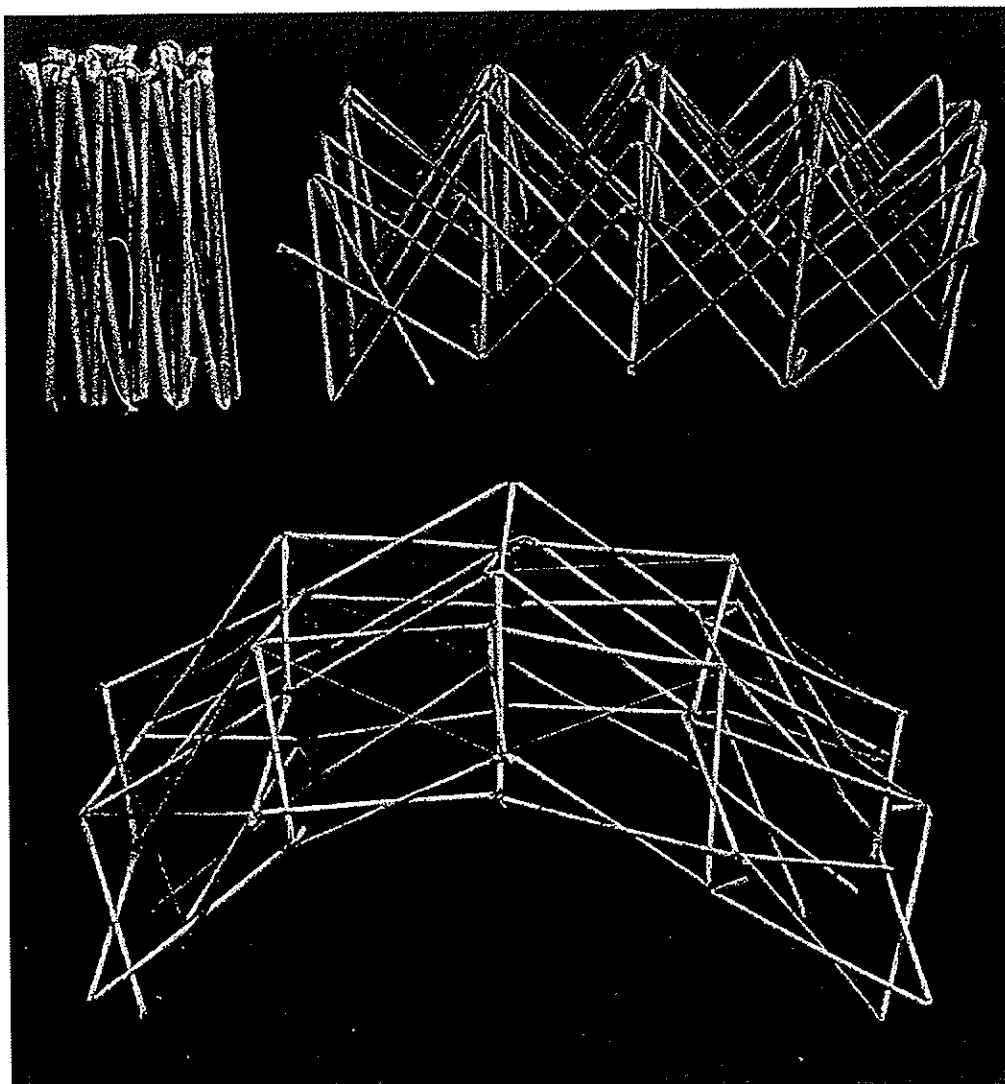


Fig. 10. Modelo reducido de una cubierta esférica de malla desplegable.

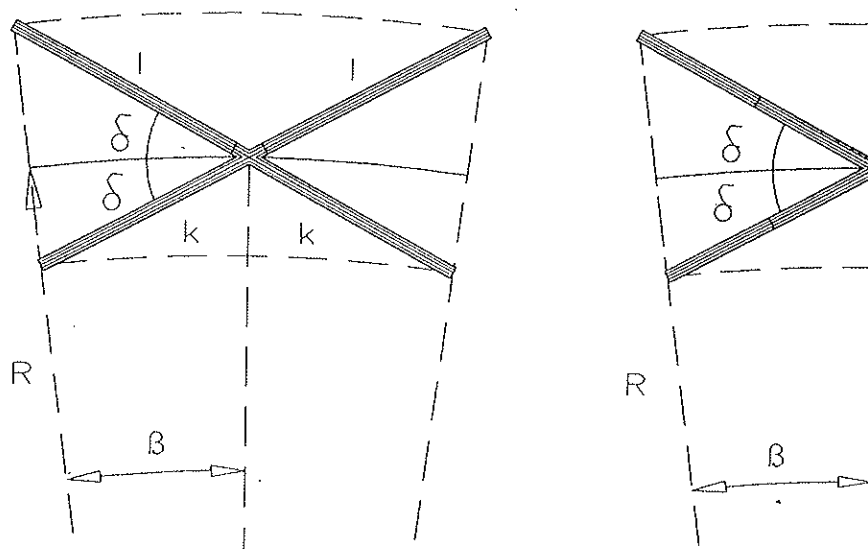


Fig. 11. Parámetros que definen las aspas.

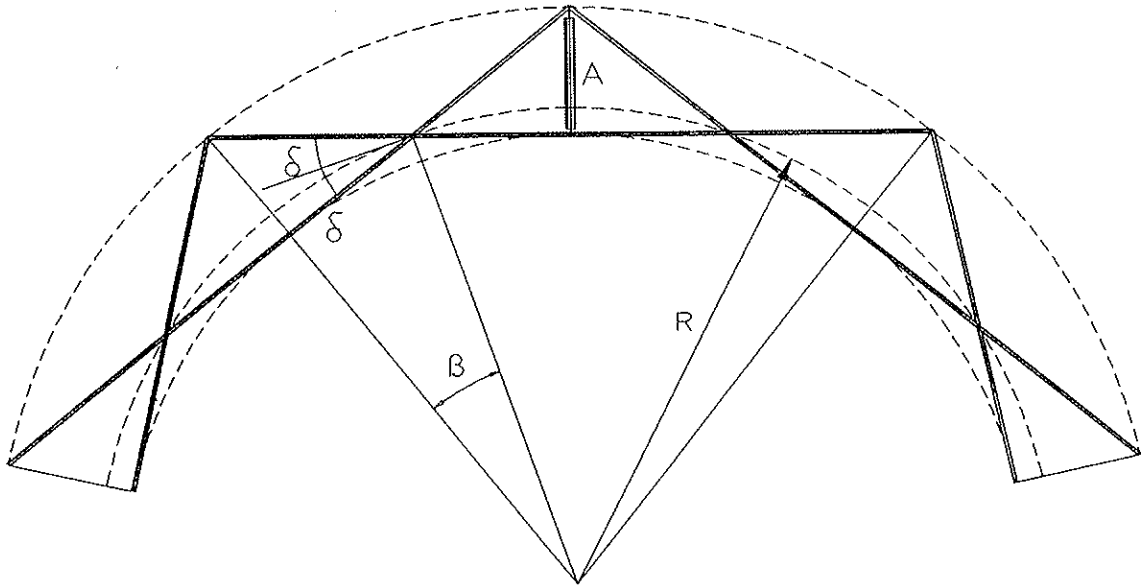


Fig. 12. Desplegado hasta que se produce la alineación de barras.

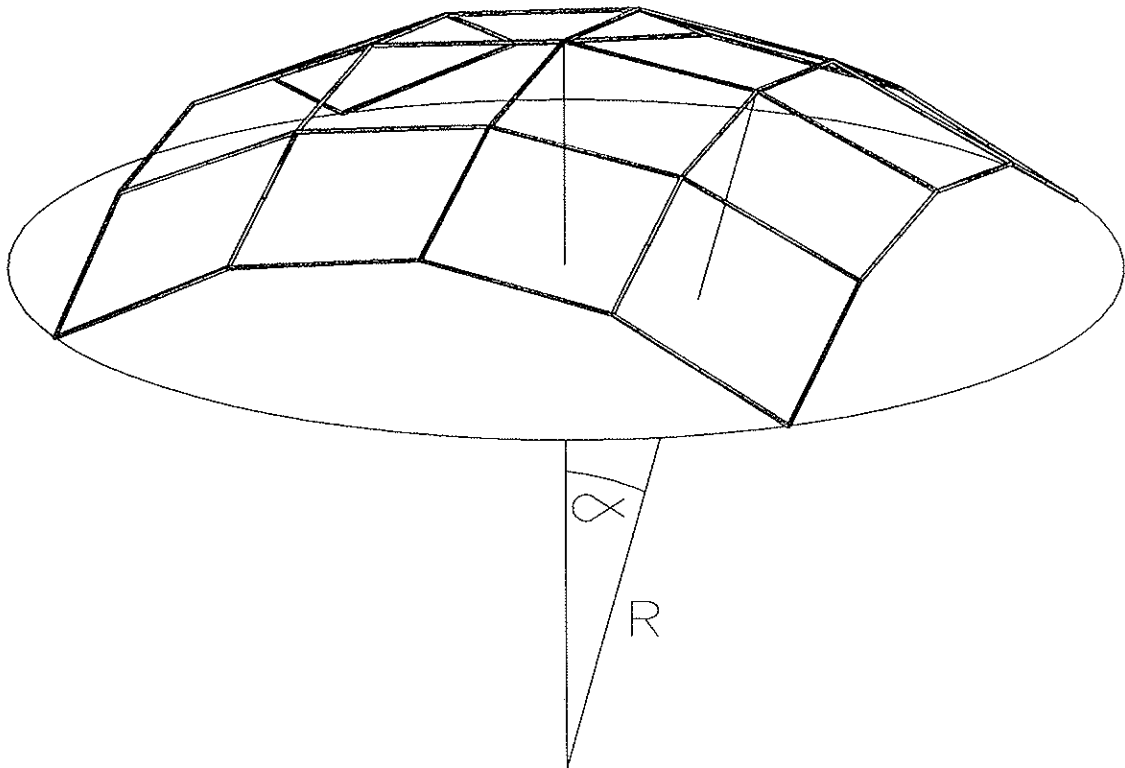


Fig. 13. Simplificación de una malla esférica.

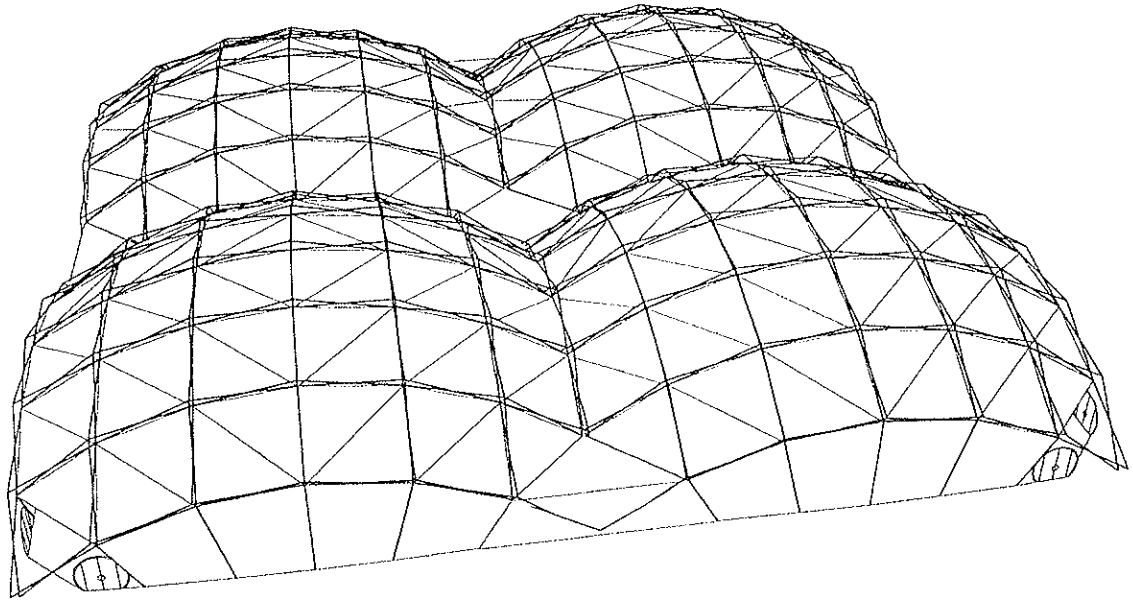


Fig. 14. Conexión de cuatro casquetes esféricos.

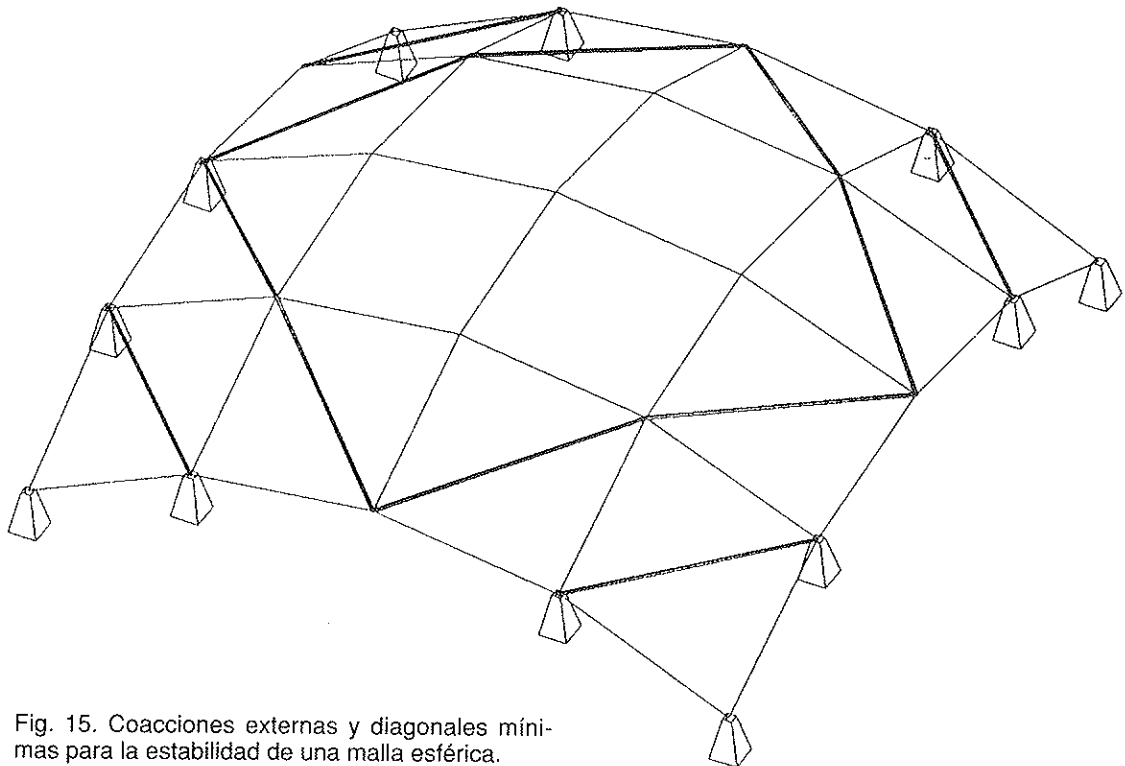


Fig. 15. Coacciones externas y diagonales mínimas para la estabilidad de una malla esférica.

cubierta, para que sea compatible, en sus dimensiones, con las fases de apertura de la malla.

La cubierta puede situarse en la capa superior o en la inferior o en ambas (Fig. 16). Pero teniendo en cuenta que queremos que cuando pleguemos la malla, quede recogida ordenadamente en el interior de la misma y no caída de cualquier modo

(Fig. 17). La solución que adoptamos es pinzar la cara superior con la inferior, en puntos de las diagonales (Fig. 18). Cuando sólo exista una capa, en la otra habrá que colocar un cable diagonal que cumpla este papel.

En la Fig. 19 se ve, en un modelo, cómo de este modo, el plegado se hace ordenadamente.

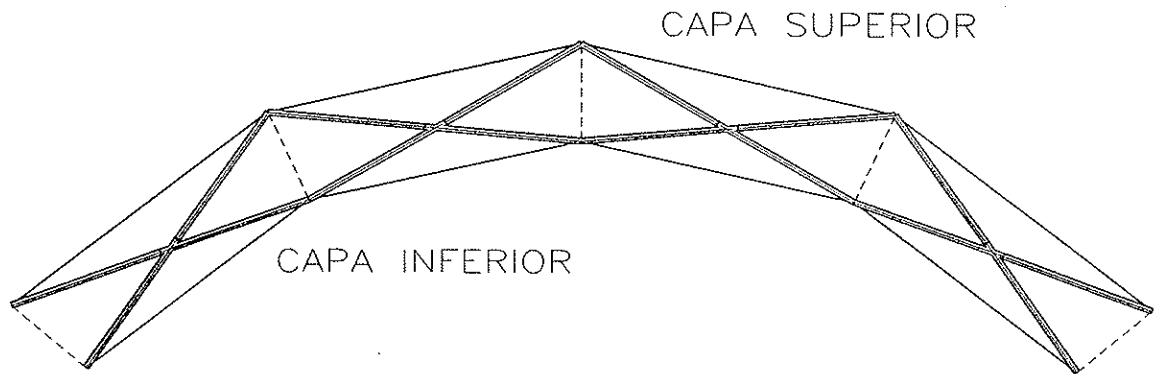


Fig. 16. Posición del material de cubierta, con respecto a la estructura.

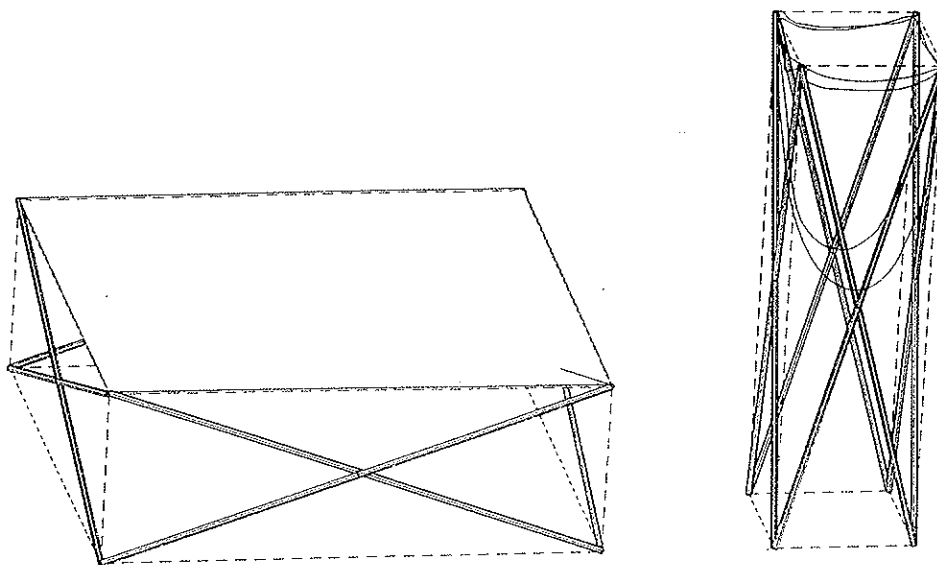


Fig. 17. Plegado de la malla con el textil incluido.

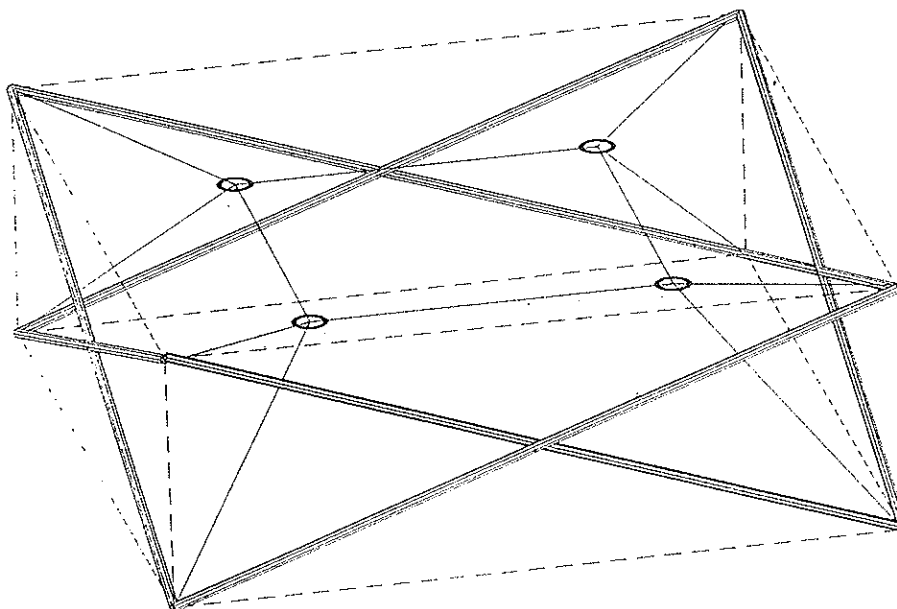


Fig. 18. Solución geométrica para forzar el plegado del textil durante el cierre de la estructura.

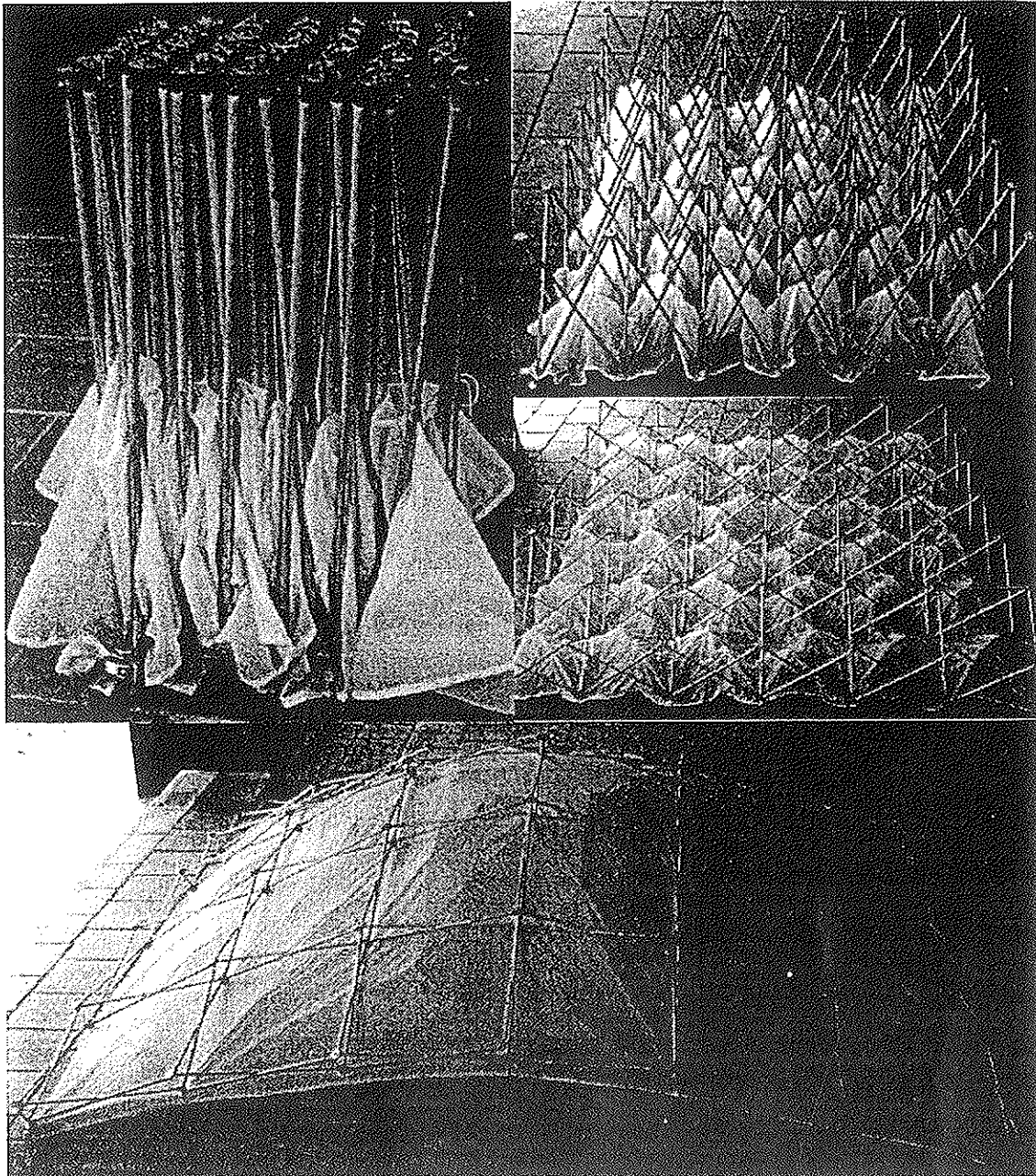


Fig. 19. Modelo reducido, con textil en la cara inferior que se recoge hacia el interior con el plegado de la estructura.

3. APLICACION A LA CUBIERTA DE UNA PISCINA

Se trataba de poder cubrir, durante el invierno, una piscina olímpica de 50 x 20 m, para su climatización, de modo que la cubierta pudiera montarse muy rápidamente y durante el verano pudiera desaparecer todo vestigio del recinto invernal (Fig. 20).

En este caso, optamos por utilizar dos casquetes esféricos, conectados, de 30 x 30 m, como se ve en la Fig. 21.

Los accesos se sitúan en los puntos más bajos por ser donde se requiere menos altura (Fig. 22).

Todas las instalaciones irían enterradas y los tubos de climatización y puntos eléctricos partirían de arquetas en el suelo y no vinculados a la estructura.

El cerramiento textil está suspendido de los nudos bajos, para que la estructura quede al exterior y no sea atacada por los vapores agresivos de cloro, del mismo modo que hemos visto en la Fig. 19.

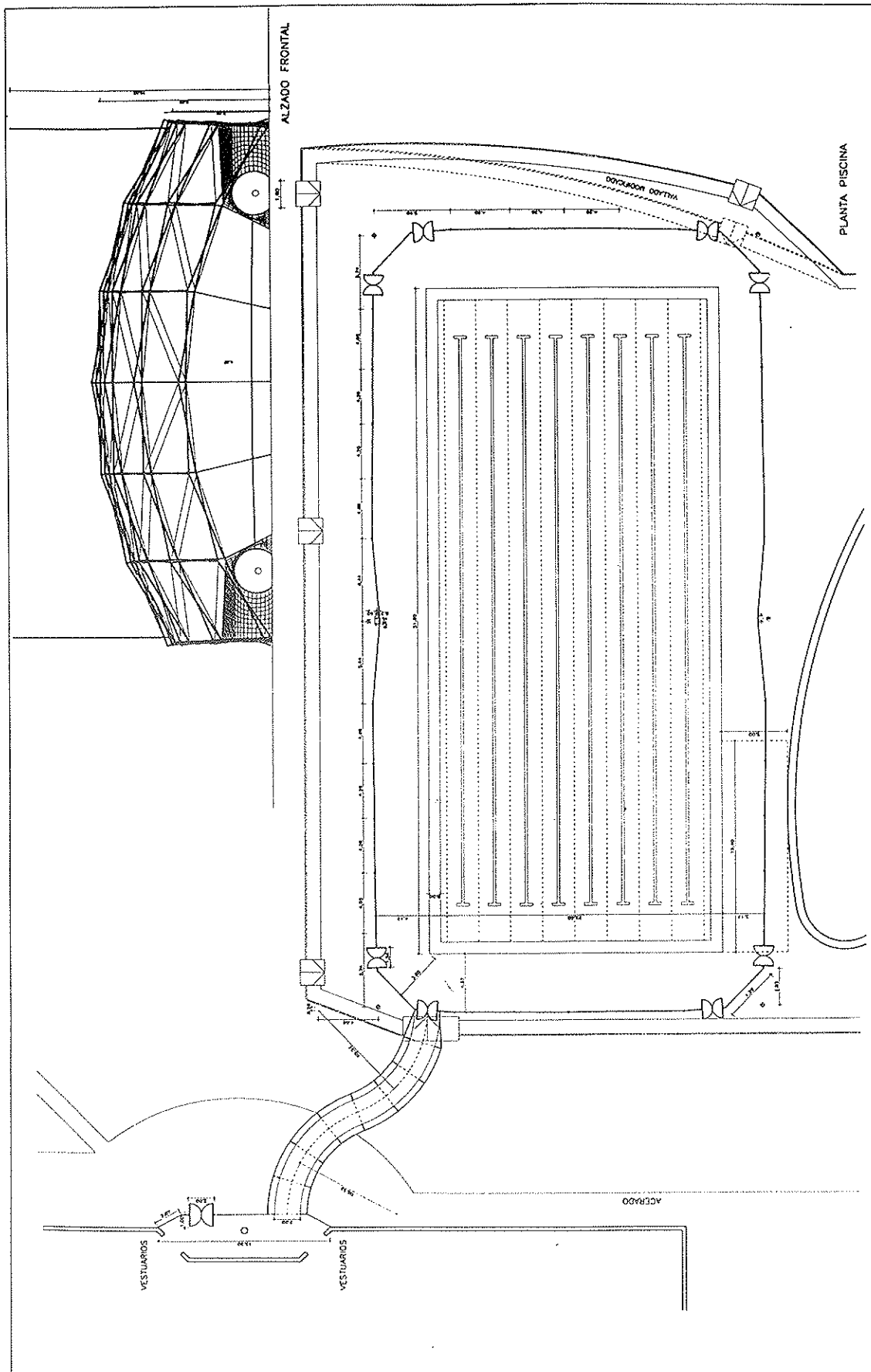


Fig. 20. Esquema del recinto que había que cubrir sobre una piscina olímpica.

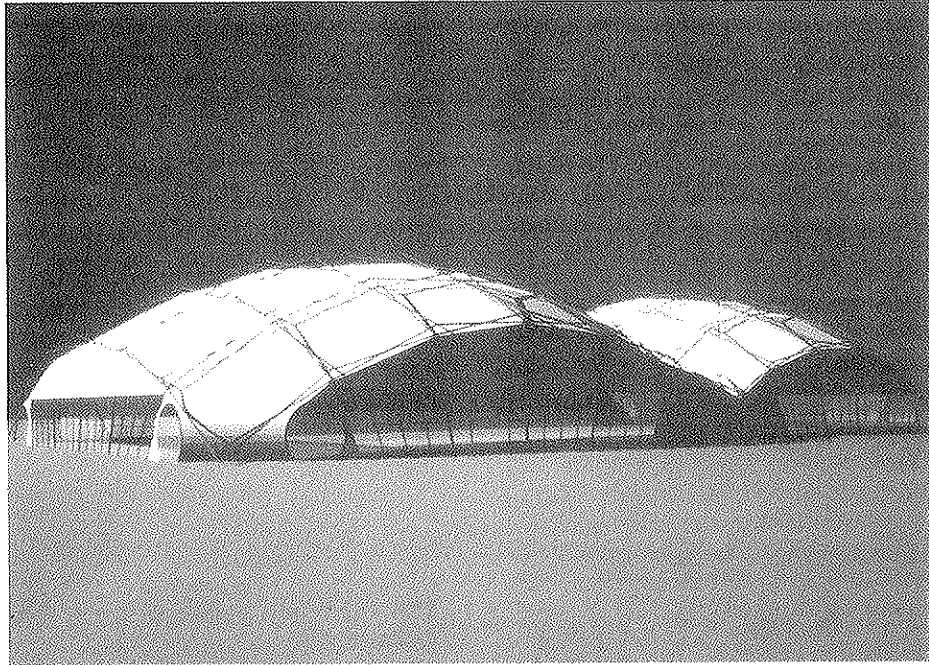


Fig. 21. Modelo de ordenador del volumen de una cubierta plegable.

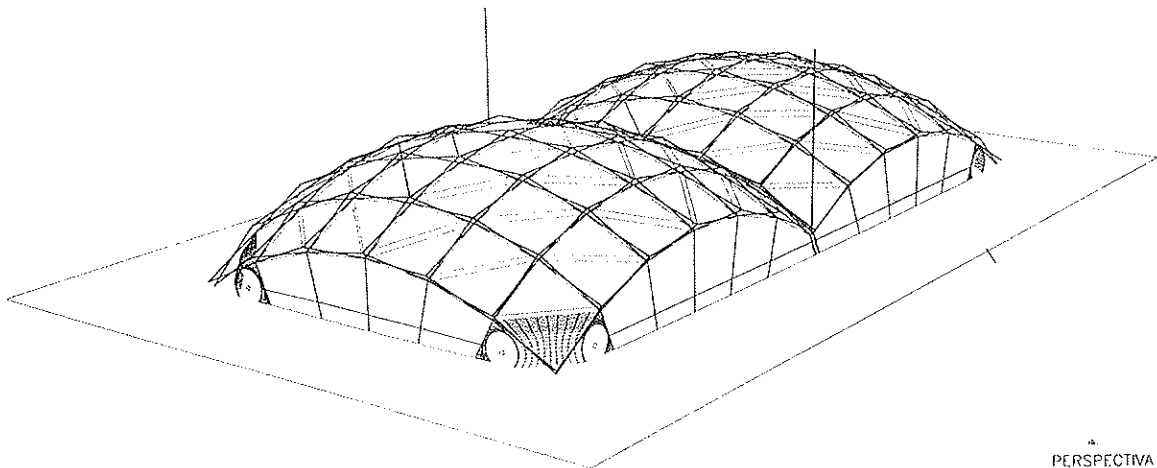


Fig. 22. Perspectiva de la cubierta plegable.

Para obtener la geometría partimos de los siguientes datos:

- Planta 30 x 30 m.
- Altura en clave 8 m.
- Número de módulos 6 x 6.
- Barras acodaladas en los nudos interiores.

Con esto obtenemos que la longitud de cada barra es de 5,38 m.

Para el cálculo, utilizamos un programa elaborado por nosotros, en el que el elemento básico que hay que formular es la barra con extremos articulados y punto interior apoyado (Fig. 23). La

matriz de rigidez se definirá, por las relaciones [4], como [5].

$$\begin{aligned}
 u_1 &= \frac{l_1}{E \cdot A} \cdot N_1 \\
 u_2 &= \frac{l_2}{E \cdot A} \cdot N_2 \\
 v &= \frac{\phi_1}{E \cdot I_1} \cdot \frac{P_1 \cdot l_1^2 \cdot l_2^2}{3 \cdot \ell} \\
 w &= \frac{\phi_2}{E \cdot I_2} \cdot \frac{P_2 \cdot l_1^2 \cdot l_2^2}{3 \cdot \ell}
 \end{aligned}
 \tag{4}$$

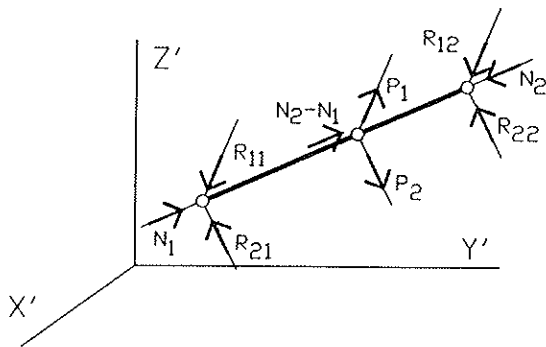


Fig. 23. Acciones y fuerzas sobre el elemento barra.

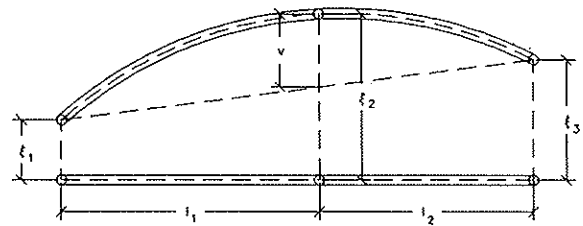


Fig. 24. Deformaciones y desplazamientos del elemento barra.

$$\begin{pmatrix} N_1 \\ N_2 \\ P_1 \\ P_2 \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} \frac{EA}{l_1} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{EA}{l_2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & \frac{3EI_1 l}{\phi_1 l_1^2 l_2^2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{3EI_2 l}{\phi_2 l_1^2 l_2^2} \end{pmatrix} \begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ v \\ w \end{pmatrix} \quad [5]$$

La matriz de compatibilidad se definirá, a partir de las expresiones [6] de la Fig. 24, como [7].

Una vez hemos pasado ψ , ξ y η a coordenadas globales.

$$u_1 = \psi_2 - \psi_1$$

$$u_2 = \psi_3 - \psi_2$$

$$v = \xi_2 - \frac{l_2}{l} \cdot \xi_1 - \frac{l_1}{l} \cdot \xi_3 \quad [6]$$

$$w = \eta_2 - \frac{l_2}{l} \cdot \eta_1 - \frac{l_1}{l} \cdot \eta_3$$

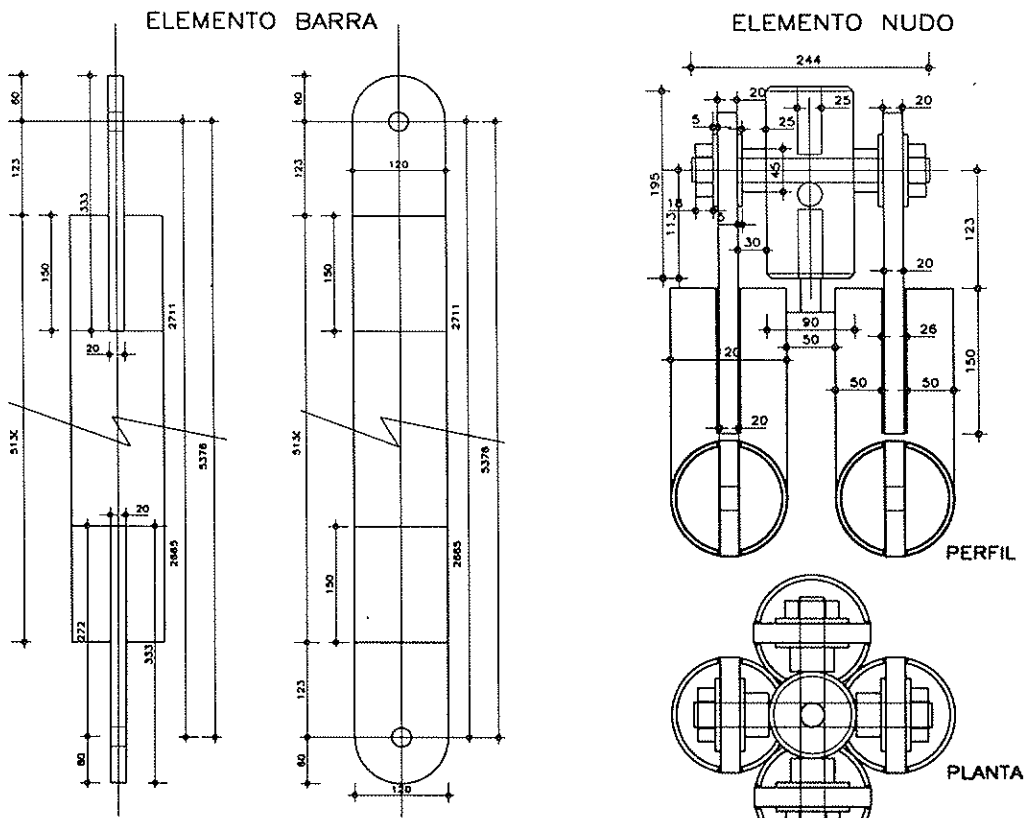
$$\underline{Z} = \underline{A} \cdot \underline{X}$$

$$\begin{pmatrix} u_1 \\ u_2 \\ v \\ w \end{pmatrix} = \begin{pmatrix} -\cos\alpha_1 & -\cos\beta_1 & -\cos\gamma_1 & \cos\alpha_1 & \cos\beta_1 & \cos\gamma_1 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & -\cos\alpha_1 & -\cos\beta_1 & -\cos\gamma_1 & \cos\alpha_1 & \cos\beta_1 & \cos\gamma_1 \\ \frac{l_2 \cos\alpha_2}{l} & \frac{l_2 \cos\beta_2}{l} & \frac{l_2 \cos\gamma_2}{l} & \cos\alpha_2 & \cos\beta_2 & \cos\gamma_2 & -\frac{l_1 \cos\alpha_2}{l} & -\frac{l_1 \cos\beta_2}{l} & -\frac{l_1 \cos\gamma_2}{l} \\ \frac{l_2 \cos\alpha_3}{l} & \frac{l_2 \cos\beta_3}{l} & \frac{l_2 \cos\gamma_3}{l} & \cos\alpha_3 & \cos\beta_3 & \cos\gamma_3 & -\frac{l_1 \cos\alpha_3}{l} & -\frac{l_1 \cos\beta_3}{l} & -\frac{l_1 \cos\gamma_3}{l} \end{pmatrix} \cdot \begin{pmatrix} x_1 \\ y_1 \\ z_1 \\ x_2 \\ y_2 \\ z_2 \\ x_3 \\ y_3 \\ z_3 \end{pmatrix} \quad [7]$$

Los esfuerzos vendrán definidos por [8]

$$N_1 = \frac{EA}{l_1} \cdot u_1 \quad N_2 = \frac{EA}{l_2} u_2 \quad R_{11} = \frac{P_1 l_2}{l} \quad R_{12} = \frac{P_1 l_1}{l} \quad M_1 = \frac{P_1 l_1 l_2}{l} \quad [8]$$

$$P_1 = \frac{3EI_1 l}{\phi_1 l_1^2 l_2^2} \cdot v \quad P_2 = \frac{3EI_2 l}{\phi_2 l_1^2 l_2^2} \cdot w \quad R_{21} = \frac{P_2 l_2}{l} \quad R_{22} = \frac{P_2 l_1}{l} \quad M_2 = \frac{P_2 l_1 l_2}{l}$$

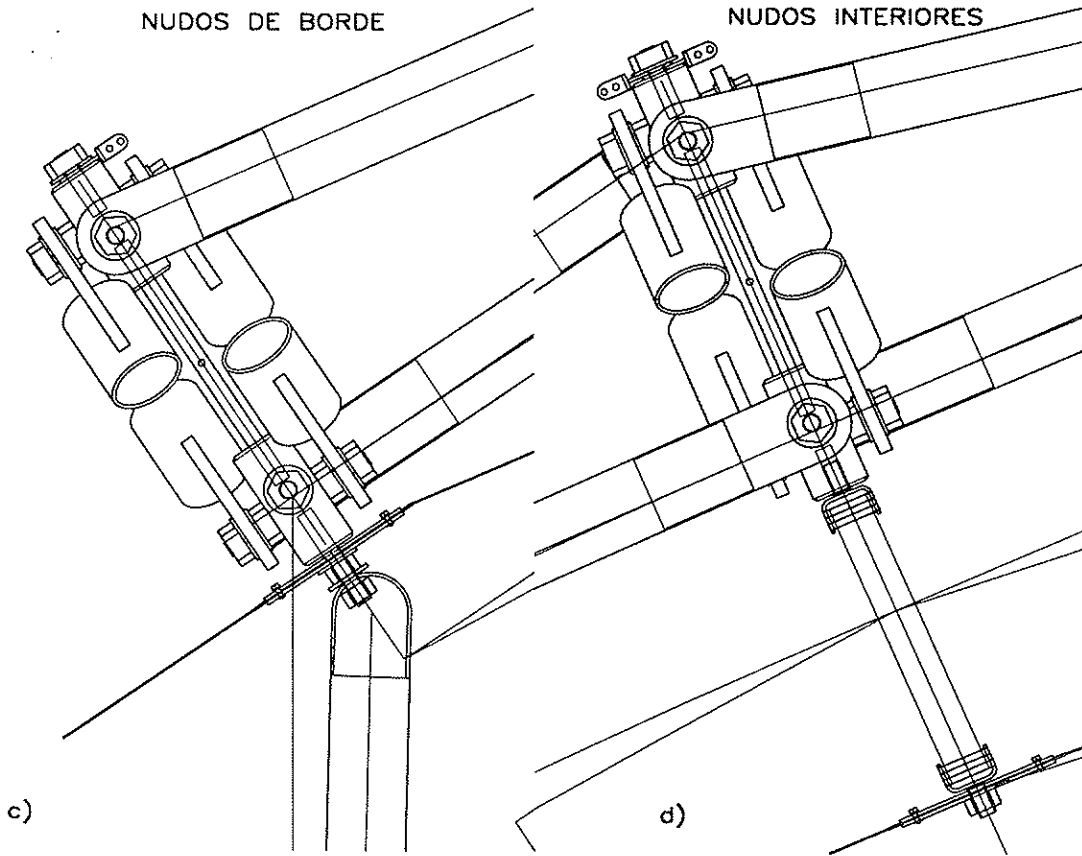


a)

b)

NUDOS DE BORDE

NUDOS INTERIORES



c)

d)

Fig. 25. Detalles de barras, nudos y sus conexiones, en una estructura desplegable.

Por ser muy deformables estas estructuras, hemos completado este planteamiento con un cálculo no lineal.

Con este programa hemos dimensionado la estructura para las siguientes acciones:

Peso propio	10 Kg/m ²
Carga de nieve	40 Kg/m ²
Viento	100 Km/hora

Y hemos obtenido que la sección necesaria para las barras en aluminio estructural, aleación 6028-F28, es de ϕ 120, y espesor 5 mm. Se utili-

zará la misma sección para todos los elementos estructurales.

En la Fig. 25a se aprecia el diseño de las barras y en la Fig. 25b las articulaciones en nudos.

En la Fig. 25c se observa la conexión del textil a los nudos interiores y en la Fig. 25d la de la estructura a los soportes de cerramientos.

Para comprobar los resultados analíticos, se construyó un modelo reducido, a escala 1:10, que se ensayó a las cargas previstas (Fig. 26), tanto con cargas simétricas como asimétricas y de presión o succión (Fig. 27).

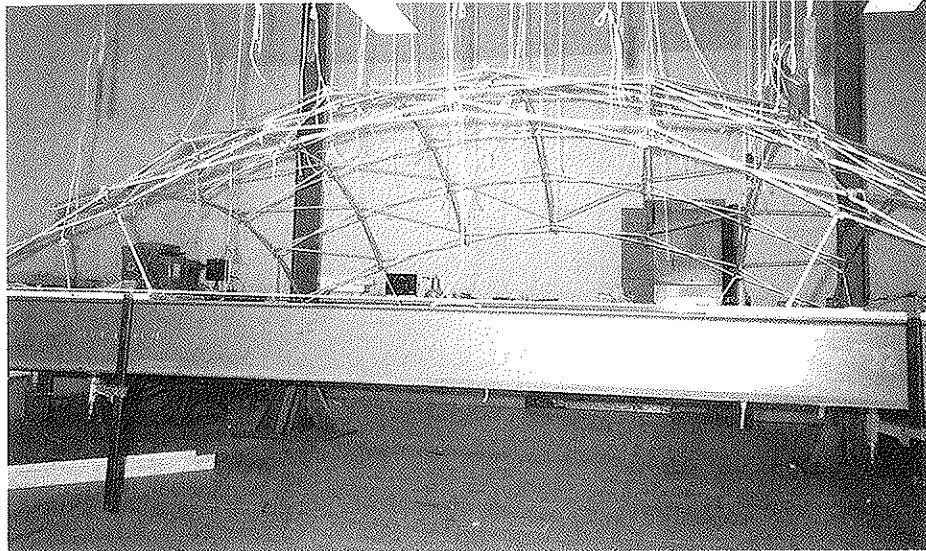


Fig. 26. Preparación de un modelo reducido, para su carga.

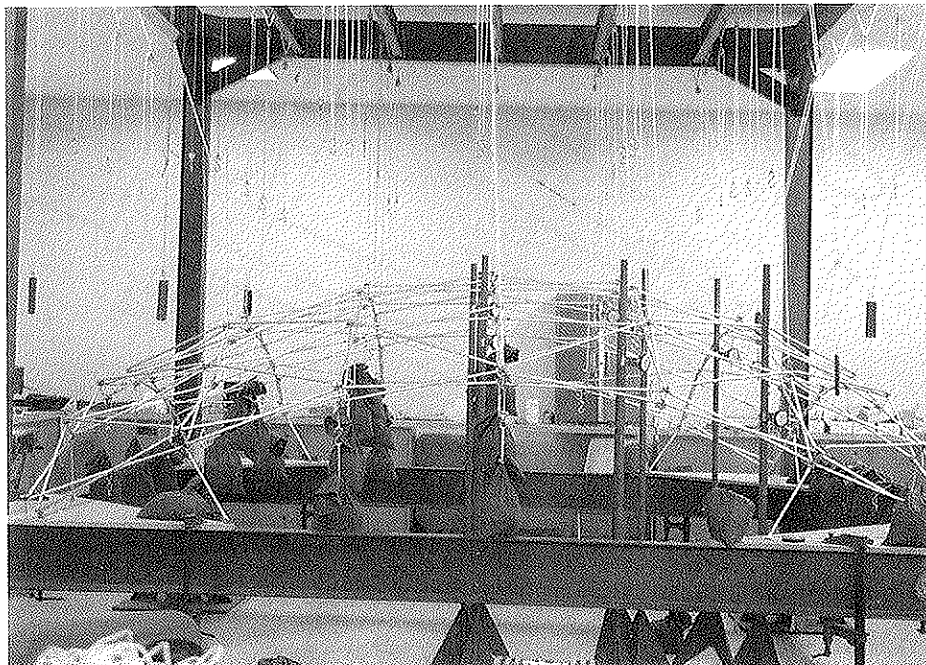


Fig. 27. Modelo reducido cargado asimétricamente.

4. CONSTRUCCION DE LA CUBIERTA

En la Fig. 28 se aprecia el nudo utilizado, en el que la cruceta se hace mediante dos bulones situados a distinto nivel.

La Fig. 29 muestra los inicios del ensamblaje de un paquete, mientras que la Fig. 30 muestra un estado más avanzado y la Fig. 31 totalmente terminado.

En la Fig. 32 se ve el primer despliegue parcial, realizado a mano, y en la Fig. 33 se aprecian detalles.

Las Figs. 34 a 36 muestran el primer despliega-

do experimental.

La Fig. 37 muestra la conexión del textil y la Fig. 38 el paquete plegado, con la cubierta incluida.

El proceso de montaje en su posición definitiva se realizó con la piscina vacía, desplegando el primer paquete hasta su posición definitiva y haciendo lo mismo con el segundo (Fig. 39).

En la realidad, este proceso se aprecia en las Figs. 40 a 43.

Las Figs. 44 a 49 muestran distintos aspectos del conjunto terminado.

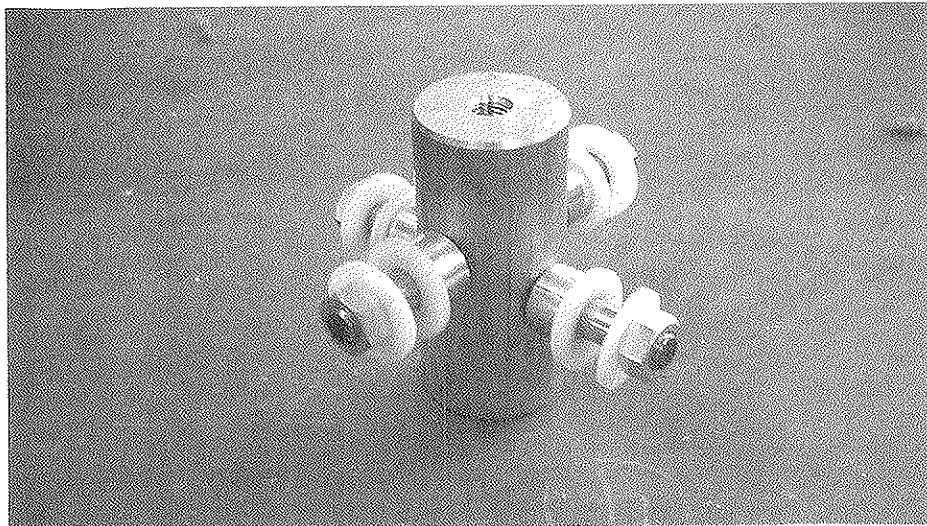


Fig. 28. Nudo utilizado para todos los extremos de barras.



Fig. 29. Montaje de las primeras filas de barras.

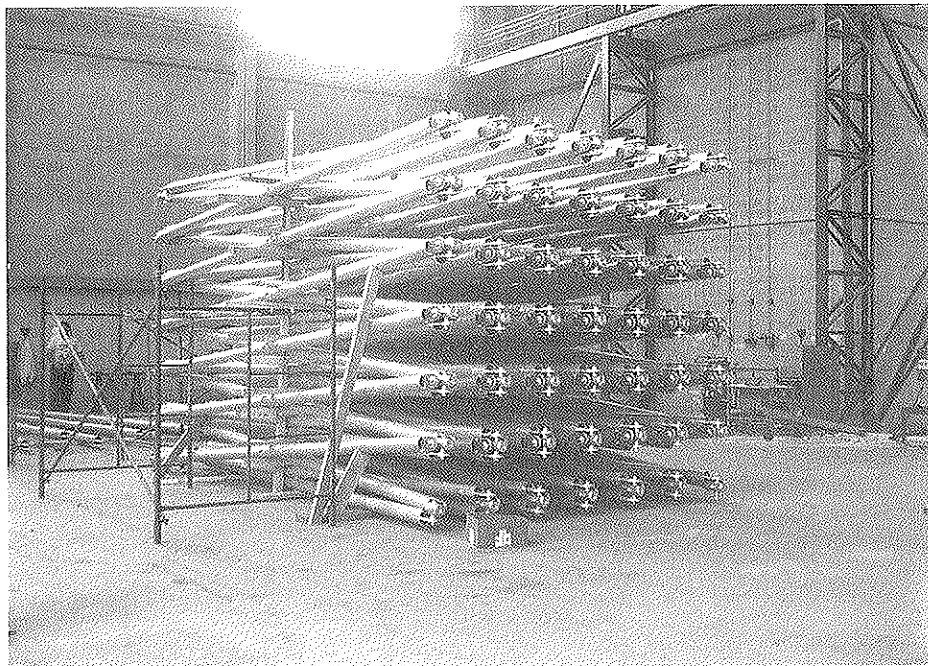


Fig. 30. Terminación del montaje de todas las filas de barras.

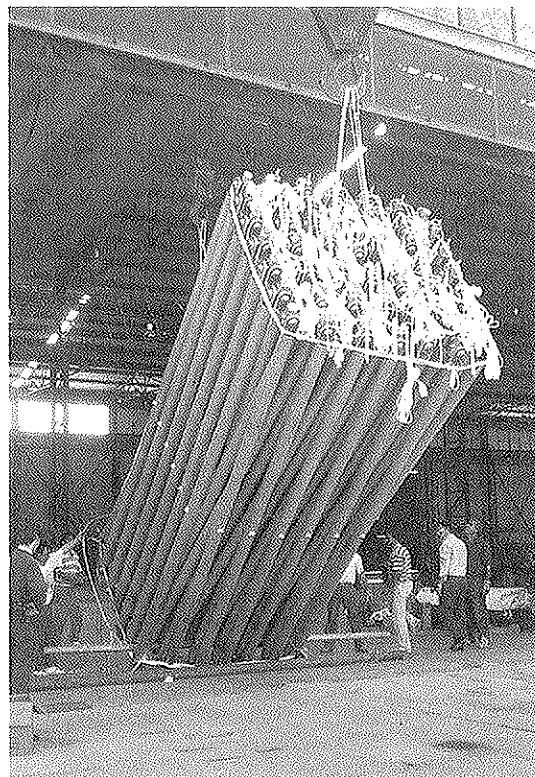


Fig. 31. Primer izado del paquete de barras.

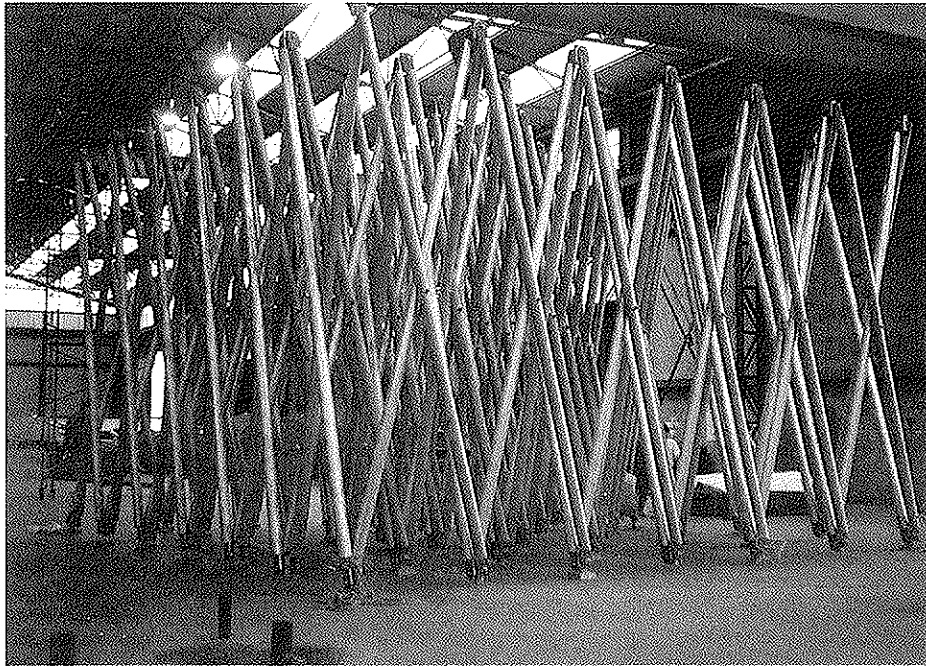


Fig. 32. Primer despliegue parcial de la estructura, hecho manualmente.

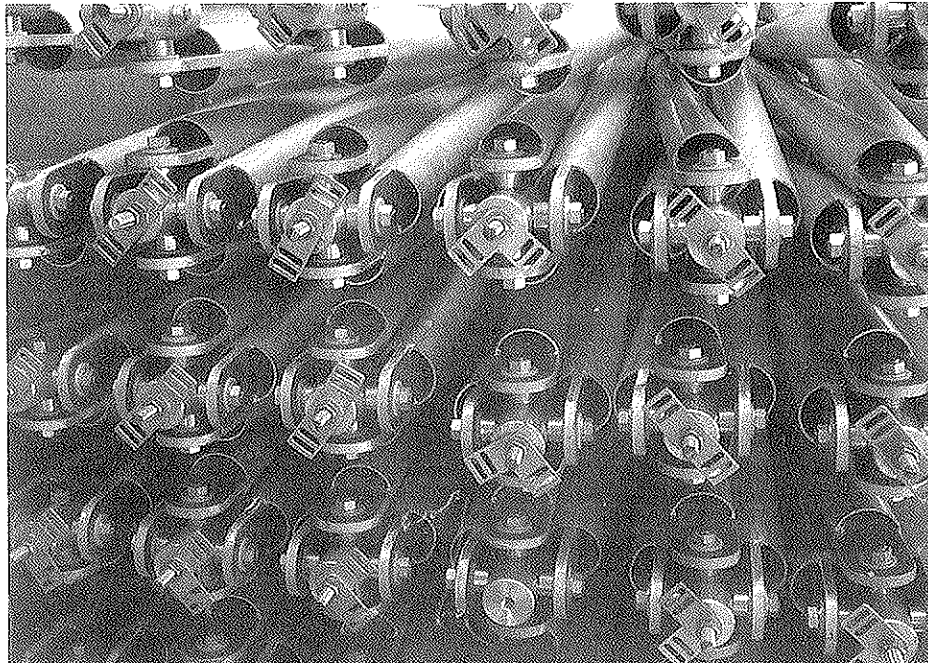


Fig. 33. Detalle de la cabeza del paquete.

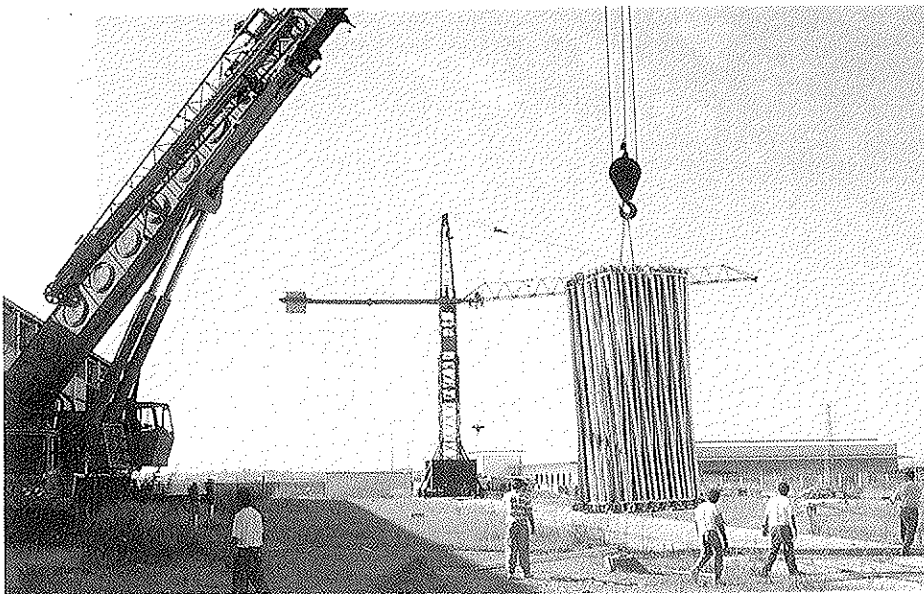


Fig. 34.

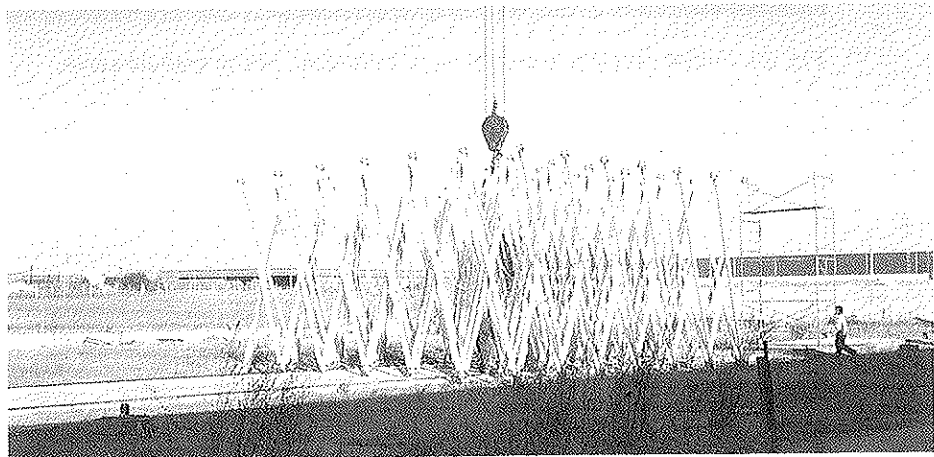


Fig. 35.

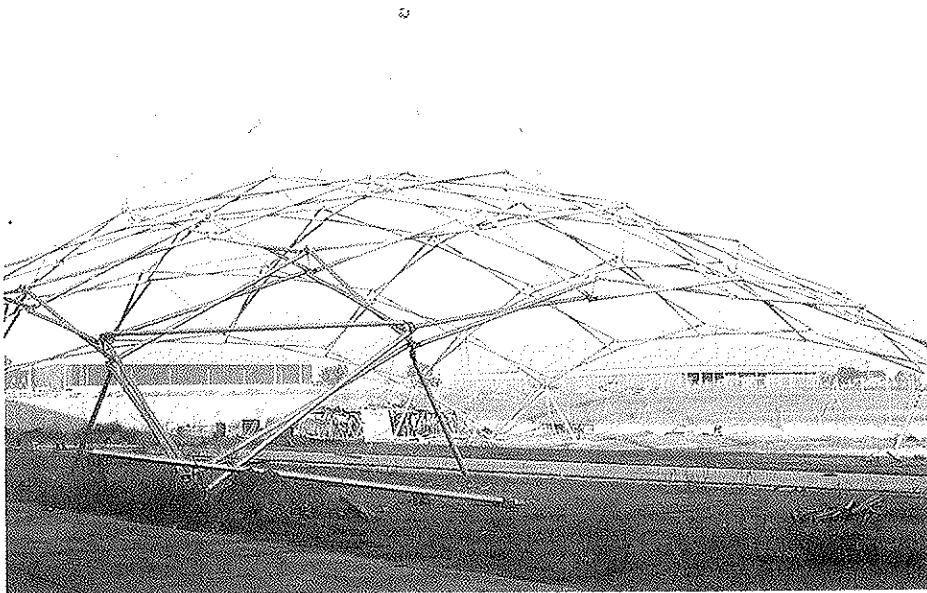


Fig. 36.

Figs. 34 a 36. Primer despliegue experimental.

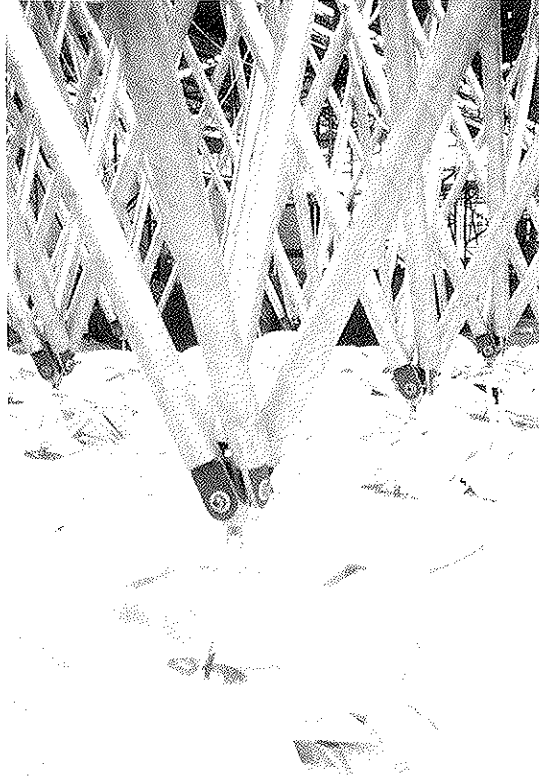


Fig. 37. Conexión del textil a los puntos bajos.



Fig. 38. Paquete plegado, con la cubierta incluida, preparado para su transporte a obra.

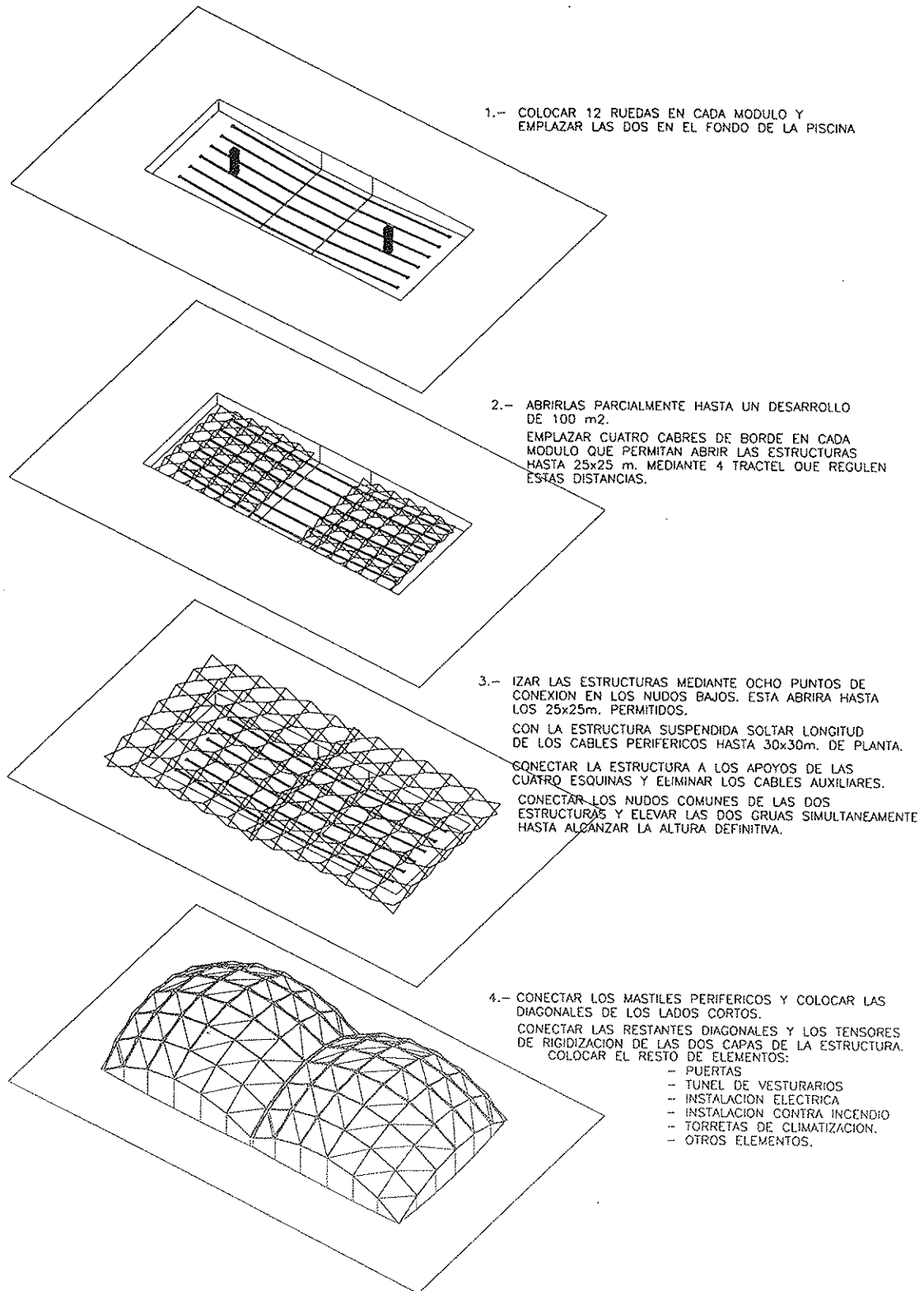


Fig. 39 Proceso de montaje de los dos paquetes sobre la piscina.

Figs. 40 a 45. Proceso de montaje real.

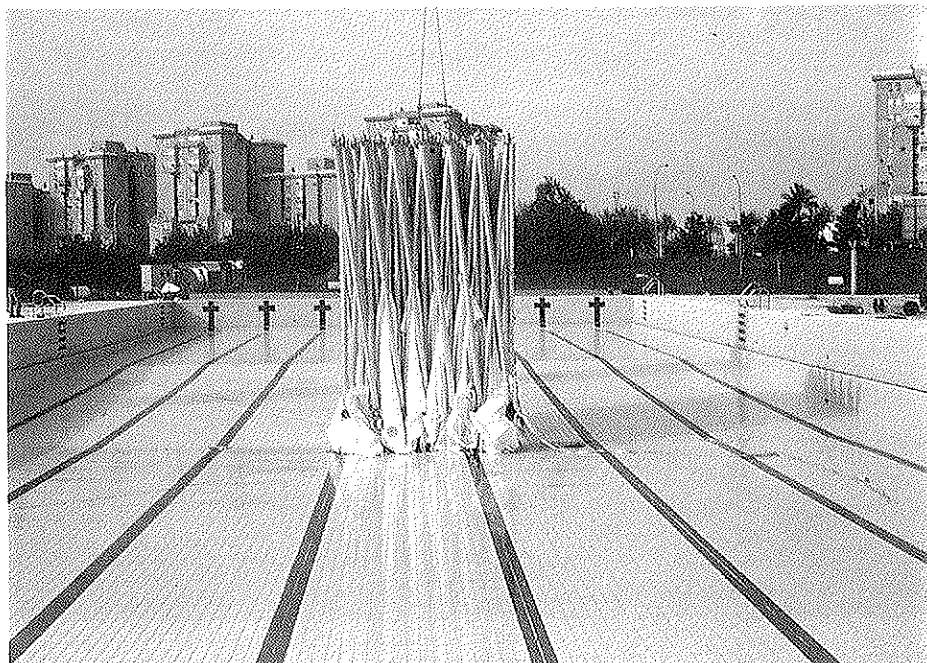


Fig. 40.

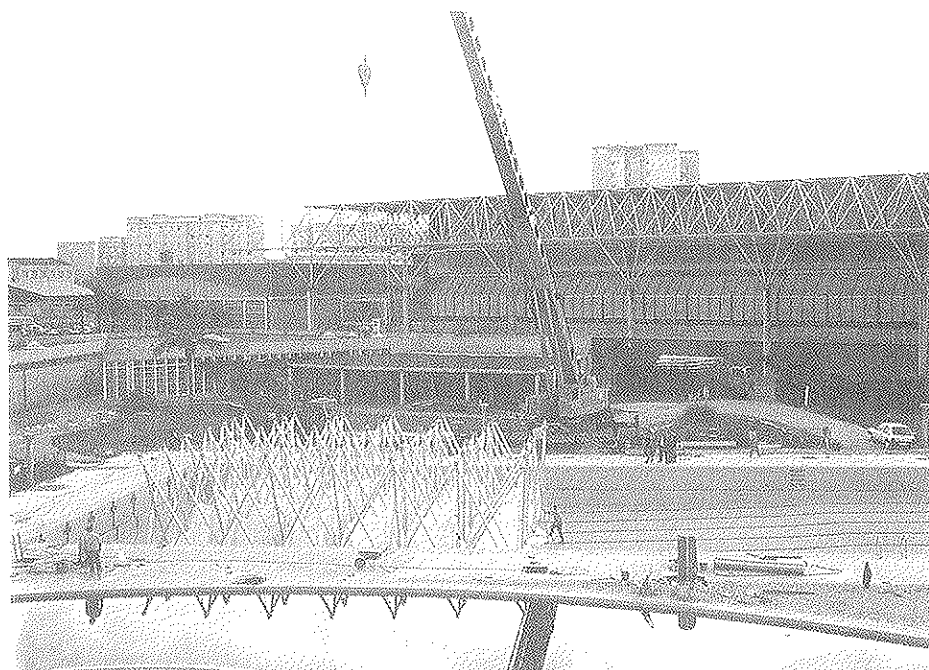


Fig. 41.

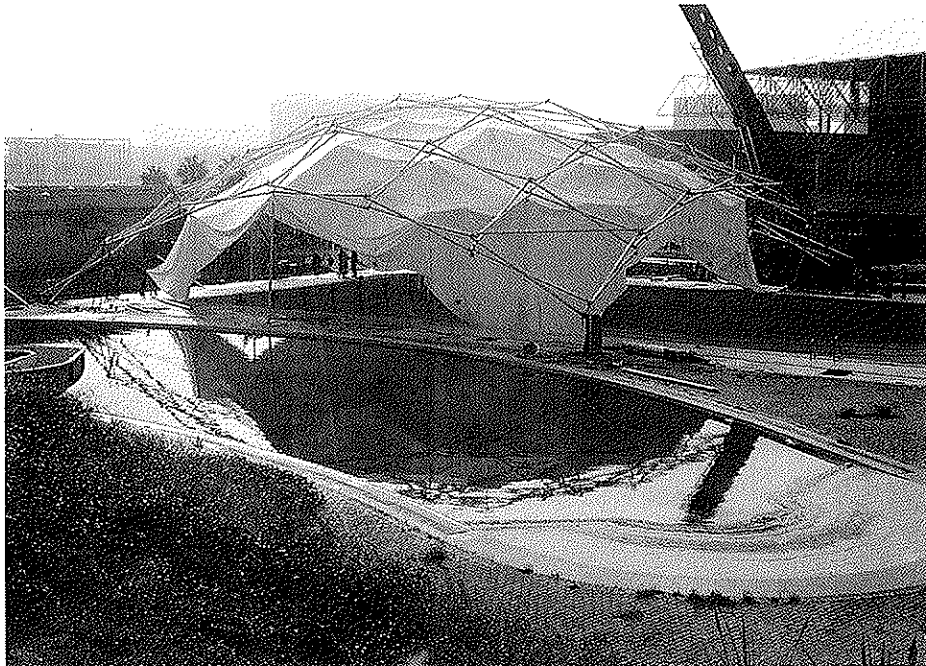


Fig. 42.

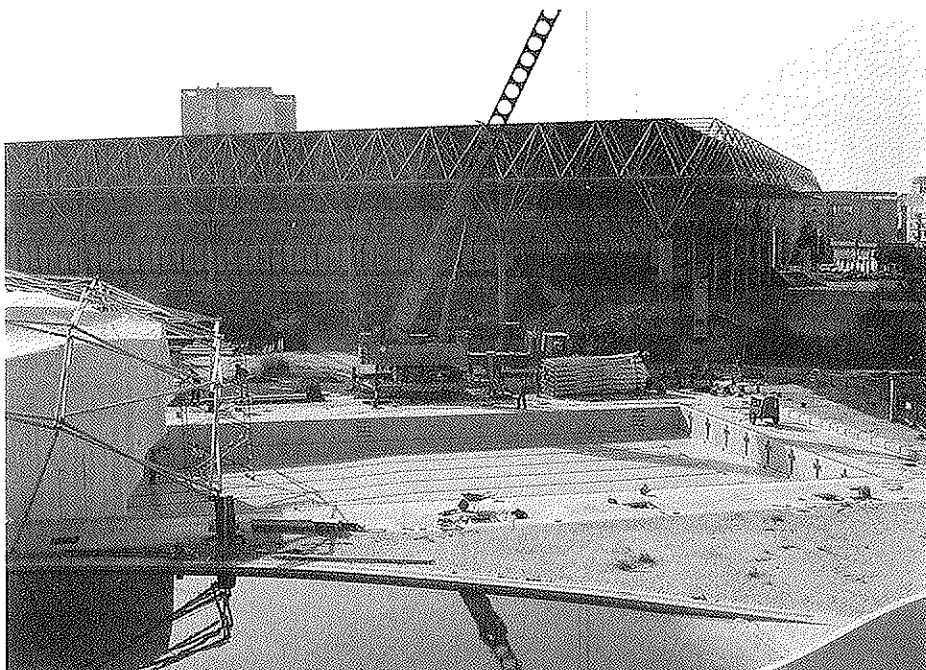


Fig. 43.

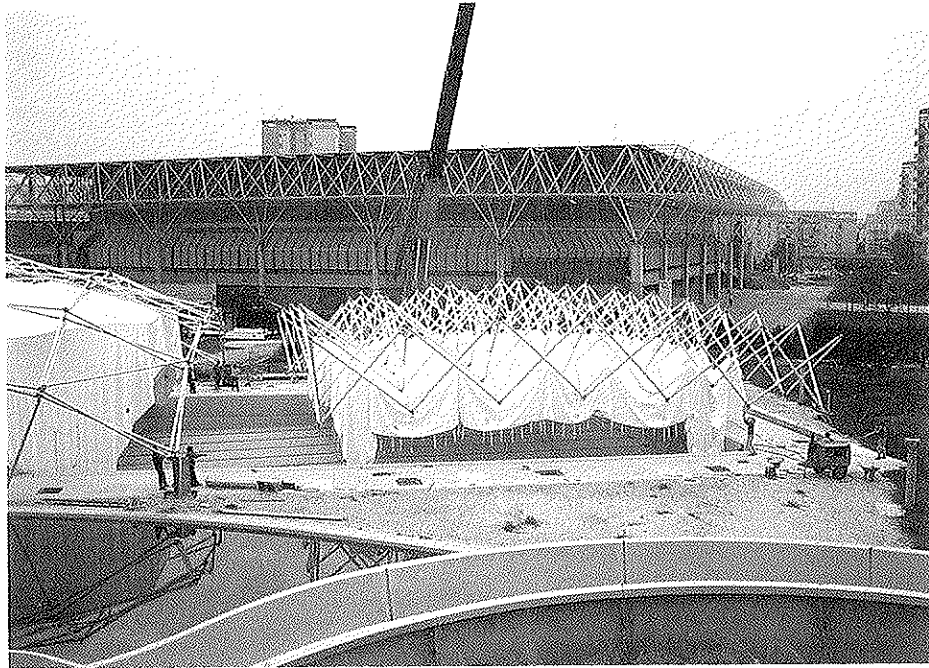


Fig. 44.

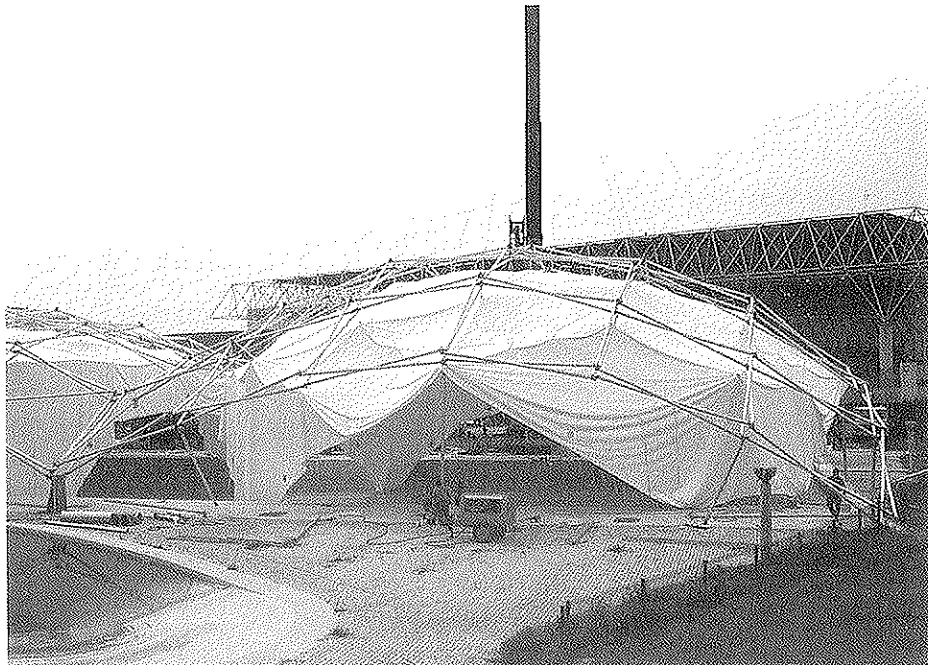


Fig. 45.

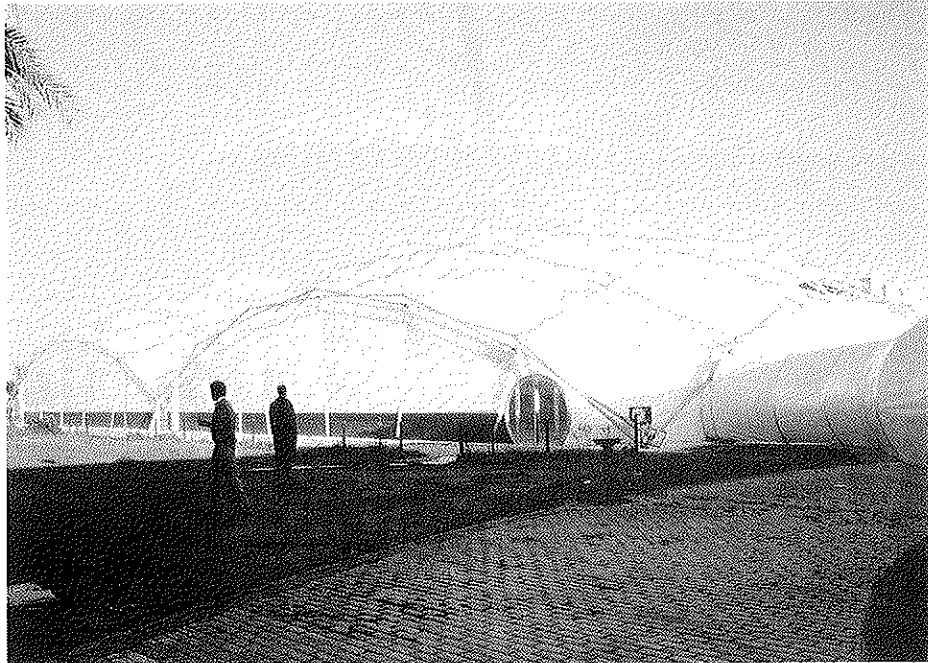


Fig. 46. Vista externa, diurna.

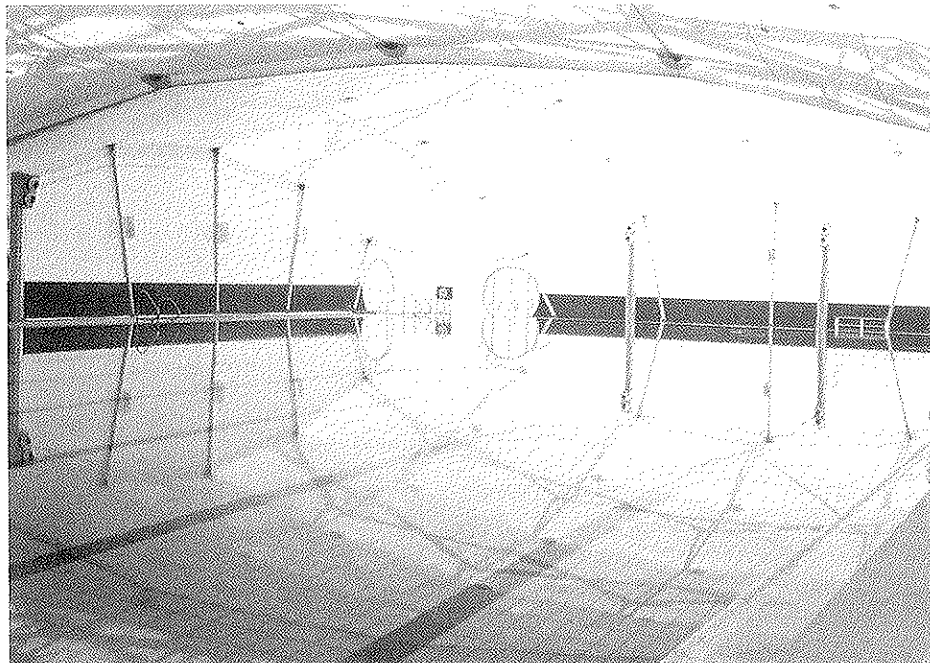


Fig. 47. Vista interna, diurna.

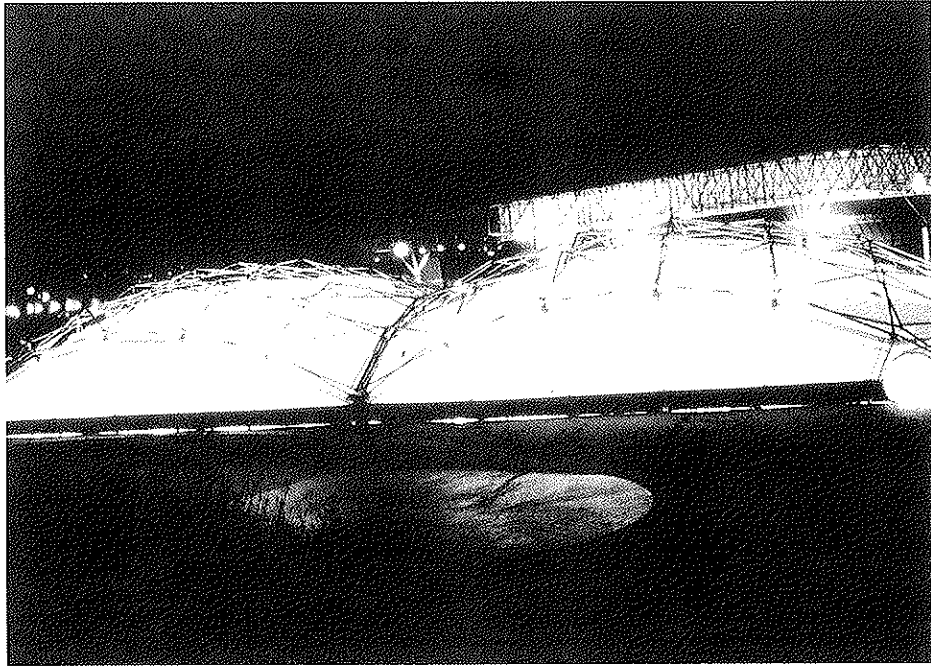


Fig. 48. Vista externa, nocturna.



Fig. 49. Vista interna, nocturna.

5. CONCLUSIONES

Esta primera experiencia realizada a gran escala ha tenido que sortear grandes dificultades. La primera, la de convencer al cliente de la conveniencia de arriesgar en un prototipo experimental. Hubo que utilizar todos los argumentos persuasivos que fuimos capaces de hilvanar, incluyendo los argumentos de autoridad de nuestro grado académico. Aun así, hasta que no estuvo concluido el modelo a escala 1:10 y el programa de animación por ordenador, no pudimos contar con la confianza de los promotores.

La segunda dificultad fue conseguir que el contratista y los obreros se enteraran de lo que estaban haciendo. La falta de personal preparado nos obligó a ser además constructores, jefes de obra, e incluso obreros, con la consecuencia de que todo se hizo más despacio y más caro de lo necesario.

La tercera dificultad fue que, pese a nuestros trabajos por depurar el diseño haciéndolo cada vez más sencillo, muchas ideas se nos ocurrían con la estructura ya montada. Hoy podemos asegurar que seríamos capaces de abaratarla en casi un 30% y terminarla en sólo dos días.

Por último, cuando se pone en marcha una nueva experiencia, todos se vuelven muy críticos y hallan razones para la catástrofe. En este caso concreto, no hemos sido capaces todavía de convencer al cliente que el recinto puede desmontarse igual que se ha montado y ha optado, en este primer verano, por eliminar tan sólo los cerramientos laterales.

Si algo hemos confirmado de todo ello es que, para propuestas novedosas, el autor debe controlar el proceso desde el principio al final, puesto que de otro modo el resultado puede no parecerse a la idea.

6. AGRADECIMIENTOS

Agradecemos a la Universidad de Sevilla, al Plan Andaluz de Investigación y a la empresa Dragados y Construcciones, que no es la que construye el proyecto, la ayuda económica y de equipo que nos han prestado.

Igualmente, agradecemos a los colaboradores que no firman este trabajo, su gran dedicación, fundamentalmente, a José Antonio Morales por sus trabajos de CAD y de animación, y a Vicente Sánchez por sus trabajos en el modelo reducido.

7. BIBLIOGRAFIA

1. CALATRAVA, S., ESCRIG, F. y PEREZ VALCARCEL, J. "Arquitectura Transformable". Fundación Centro de Fomento de Actividades Arquitectónicas. ETSA de Sevilla.

2. PEREZ PIÑERO, E., DALI, S. y otros. "La Obra de Emilio Pérez Piñero". Revista de Arquitectura, nº 163-164. Julio-Agosto de 1972. Madrid, pp. 1-28.

3. ESCRIG, F. y PEREZ VALCARCEL, J. "Foldable Structures with Textil Covering" Techtextil Symposium'94. Frankfurt. Junio, 1994.

4. ESCRIG, F., PEREZ VALCARCEL, J. y SANCHEZ, J. "Arquitectura Móvil y de Rápido Montaje". 1^{er} Congreso Nacional de Tecnología en la Arquitectura. ETSA Madrid, 1994. pp. 53-62. Tomo II.

RESUMEN

Las mallas desplegadas de barras han generado mucha literatura, pero hasta el momento muy pocas realizaciones. Es por ello que tiene especial importancia el proceso que ha llevado a concluir una, capaz de abrirse desde dos paquetes de 33 m³, que llevan incluido todo el material estructural y de cerramiento textil, hasta un volumen total de 11.000 m³, en el espacio de tiempo que cuesta suspender estos paquetes desde una grúa y dejar que abran por gravedad hasta alcanzar los puntos de la cimentación en que serán anclados. Se describen los fundamentos del diseño, así como los detalles constructivos, proceso de montaje y aspecto final del conjunto.

SUMMARY

Deployable grids have generated a lot of literature and theoretical proposals but till the moment only a few realizations. This is the reason for which is important the process that has concluded by erecting a building deployed from two parcels of 33 m³ including structure, fabric cover and complementary elements till a total volume enclosed of 11.000 m³ in the time that takes to hang these two parcels from a crane, deploy them by gravity load and anchor the lower points to the foundations and supports.

We describe the basis of design as well as details of construction, process of building and final appearance of the whole.

Diseño de uniones prefabricadas viga-columna

Sergio García

Ing. Civil (MSc), Jefe de Trabajos Prácticos

Raul D. Benito

Ing. Civil, Profesor Asociado

Rodolfo F. Danesi

Dr. Ing. Profesor Titular, Director del Laboratorio de Estructuras

Laboratorio de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, U.N.T

Tucumán. Rep. Argentina

INTRODUCCION

La tipología estructural más frecuente en las construcciones prefabricadas industriales y comerciales de nuestro país está constituida por sistemas de pórticos de hormigón armado de reducido número de pisos. Las columnas se proyectan empotradas en la base y las uniones viga-columna son generalmente articuladas. Un problema importante se plantea en el diseño y análisis de las uniones viga-columna sometidas a fuerzas dinámicas provocadas por el viento y el sismo. El desconocimiento del comportamiento y la dificultad de establecer la distribución de los esfuerzos laterales en las uniones son causas de incertidumbre en el diseño de las conexiones prefabricadas. A este respecto los códigos de estructuras no señalan recomendaciones de proyecto precisas. Por otra parte, los resultados de ensayos disponibles han sido obtenidos, naturalmente, a partir de diseños específicos y no son fácilmente aplicables a otros sistemas prefabricados.

En la primera parte del trabajo se analiza el comportamiento del modelo original de una unión viga-columna por encastre (modelo *ES*), perteneciente a un sistema prefabricado de nuestro medio. Posteriormente, se presenta el modelo modificado obtenido a partir del anterior (modelo *EMH*), junto a los fundamentos teóricos extraídos para este tipo de unión. Estos se encuentran ampliamente respaldados por los resultados experimentales. Luego se examina la eficacia del comportamiento de las uniones a través de una

evaluación conjunto de los modelos y se formulan las correspondientes conclusiones.

1. PROGRAMA EXPERIMENTAL

1.1 Dispositivo de Ensayo e Instrumentación

Los elementos prefabricados fueron colocados en el dispositivo de ensayo a 90 grados de su posición habitual (Figura 1), de modo que la viga se ubicó pasante entre los dinteles del pórtico, anclándose al mismo a través de perfiles y barras de acero; en tanto la columna se dispuso horizontalmente y se articuló en uno de sus extremos. Las fuerzas laterales fueron aplicadas directamente sobre la columna por medio de gatos hidráulicos⁽¹⁾.

La instrumentación estuvo constituida por sensores potenciométricos de desplazamiento (LVPT), los cuales permiten la determinación de los desplazamientos relativos y absolutos de los modelos. Las deformaciones del perno de conexión se obtuvieron mediante 2 extensómetros eléctricos pegados a 180° y conectados en forma diagonal activa al puente de medición, para compensar sus deformaciones por flexión. La instrumentación de los modelos se esquematiza en la Figura 1.

(1) El dispositivo de ensayo no impide el alabeo de la columna por la excentricidad entre el plano de carga y la localización de la unión viga-columna.

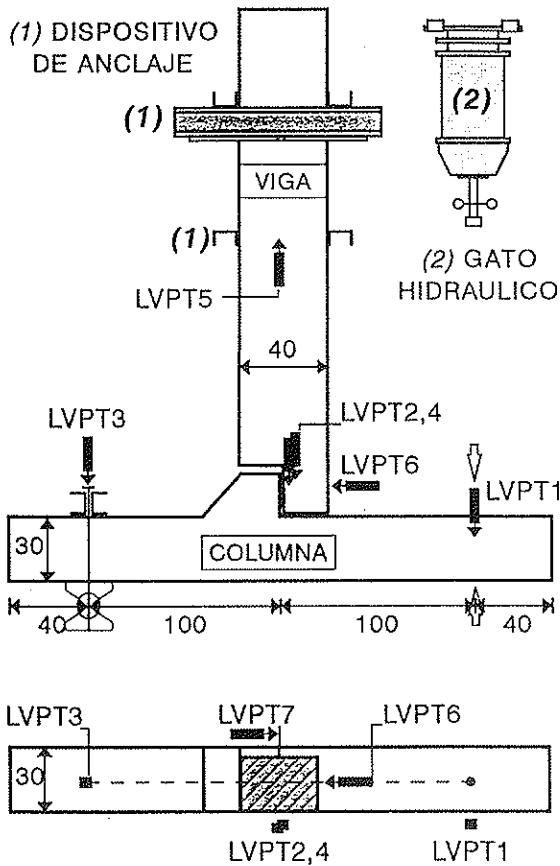


Figura 1. Dispositivo de ensayo e instrumentación.

1.2 Aplicación de las Acciones Laterales

Los modelos fueron sometidos a cargas laterales cíclicas, aplicadas en forma cuasi-estática. Los ensayos comenzaron con ciclos de acomodamiento, seguidos por ciclos de carga creciente hasta la rotura. Si bien las frecuencias y secuencias de carga son diferentes de las que caracterizan las acciones sísmicas, los resultados obtenidos pueden emplearse en la predicción del comportamiento de las uniones bajo acciones equivalentes.

2. ESTUDIO EXPERIMENTAL DE LA UNION POR ENCASTRE SECA (ES)

2.1 Detalles Constructivos de la Unión

La unión por encastre es de ejecución totalmente seca y conecta la ménsula con el extremo rebajado de la viga (Figura 2). Su detalle prevé en la viga una saliente cónica de hormigón que encastra en la hendidura cónica de la ménsula. El vínculo se completa por medio de un perno de acero⁽²⁾ atornillado en la tuerca de anclaje de la ménsula, la cual ha sido a su vez soldada a una planchuela de anclaje en lazo. Los modelos prefabricados fueron ejecutados en fábrica para asegurar la representatividad de los ensayos^(1,3).

(2) Tensión de fluencia: $\beta_s = 335 \text{ MN/m}^2$. Tensión de rotura: $\beta_{su} = 445 \text{ MN/m}^2$.

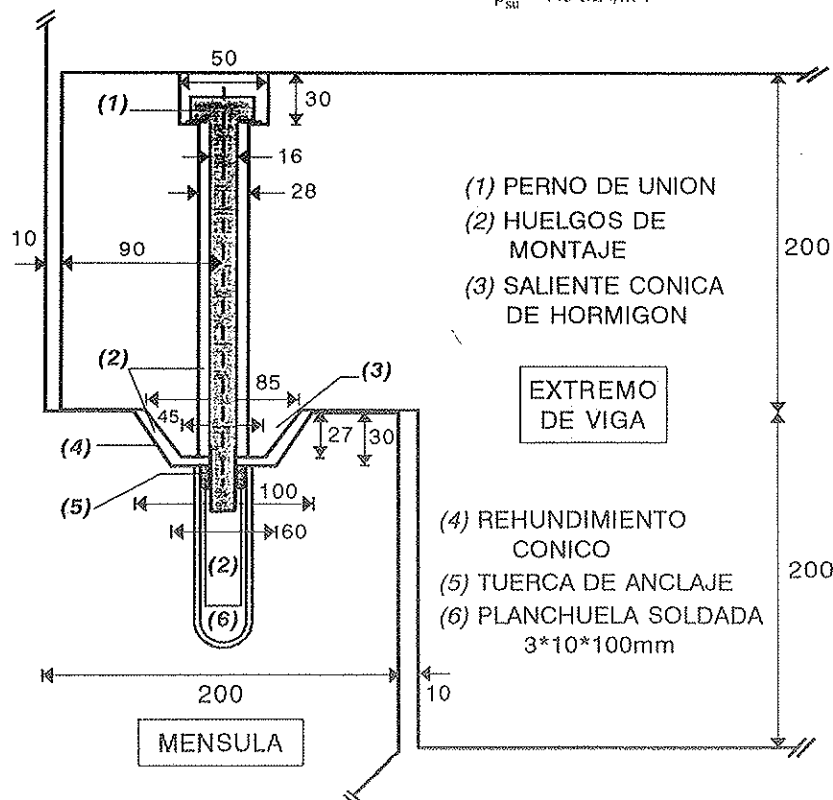


Figura 2. Detalle constructivo de la unión por encastre seca (ES).

2.2 Análisis del Comportamiento

Las curvas iniciales carga-desplazamiento del ensayo presentan un comportamiento relativamente estable en el sentido de carga descendente. En el otro sentido, debido a las tolerancias de montaje, la unión no es solicitada en la forma prevista, sino que las fuerzas laterales se transmiten en forma directa a la viga a partir del primer ciclo (Figura 3; véase también la figura 9). Los desplazamientos relativos que se producen en el ciclo octavo indican la fractura del cono de encastre de hormigón (25 KN).

Esta falla frágil modifica el funcionamiento resistente de la unión y acelera su rotura porque

las fuerzas laterales deben ser transmitidas a través del perno de conexión, sometido ahora (junto a los anclajes de la tuerca) a solicitaciones combinadas de corte y flexión^(1,4) (Figura 4). El colapso se produjo por rotura de las planchuelas de anclaje, bajo una fuerza lateral de 35 KN; en tanto que la ménsula y el extremo de viga rebajado, no presentaron indicios de fisuras en la zona de conexión.

2.3 Conclusiones del Ensayo

- Las fallas constructivas de la unión produjeron la fractura frágil del cono de encastre de

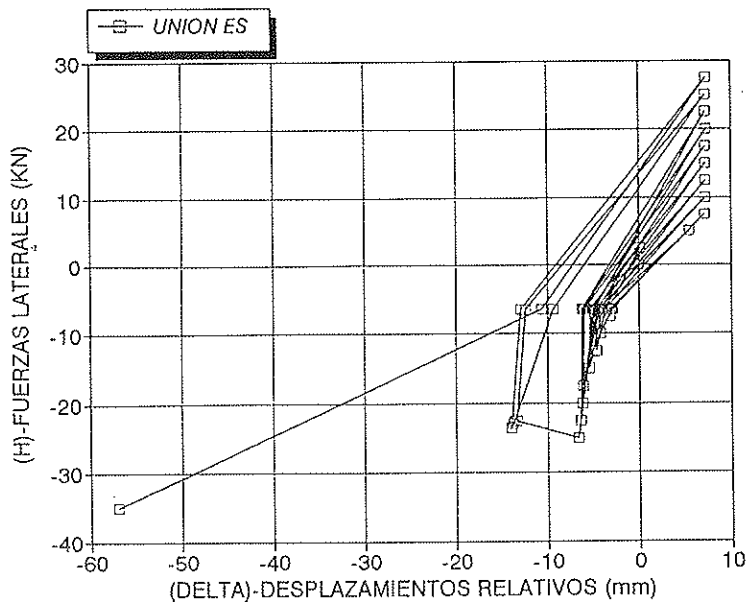


Figura 3. Curvas carga-desplazamiento.

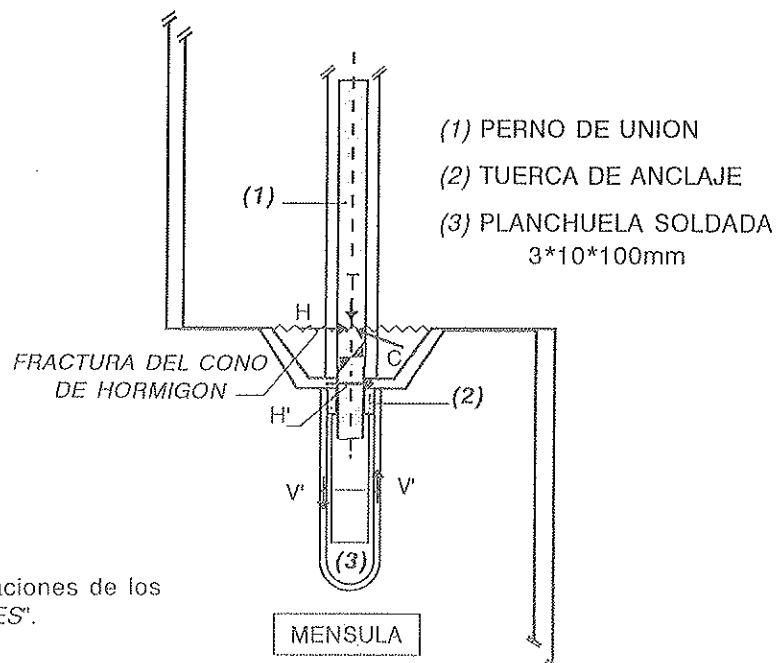


Figura 4. Análisis de las solicitaciones de los anclajes de la unión por encastre "ES".

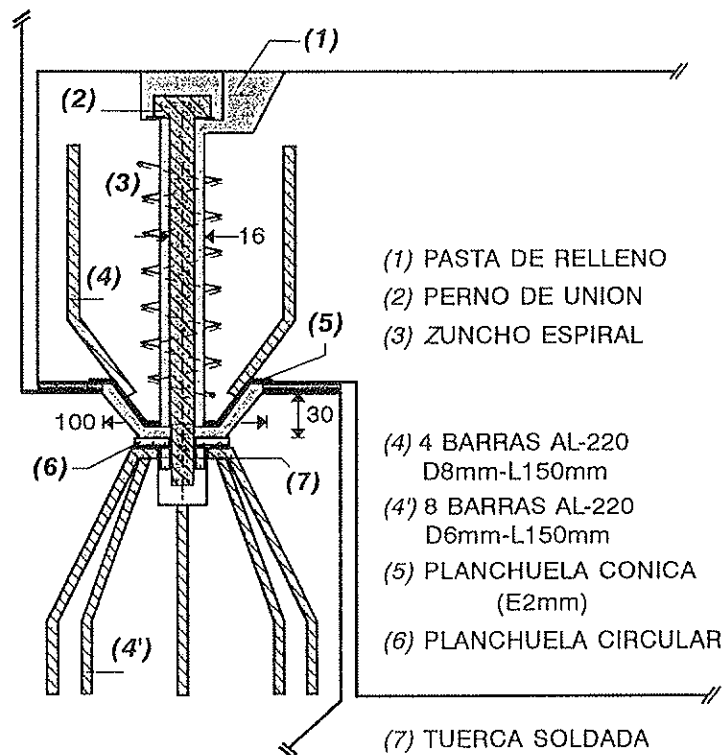


Figura 5. Detalle constructivo de la unión por encastre modificada (EMH).

hormigón, modificando negativamente el comportamiento teórico de la unión.

- Los efectos principales de la fractura del cono son dos: provoca un estado combinado de solicitaciones por corte y flexión en los elementos de conexión, y genera un excesivo incremento de los desplazamientos relativos de la unión.
- A posteriori de la fractura del encastre, la unión se coloca, casi automáticamente, fuera de servicio por las siguientes razones: —la magnitud de los desplazamientos en los últimos ciclos supera los desplazamientos laterales admisibles—, el desfavorable estado de solicitaciones que experimenta el perno de conexión provoca el agotamiento de la resistencia de las planchuelas de anclaje⁽³⁾.
- Las condiciones constructivas y de diseño de la unión no reúnen las aptitudes necesarias para garantizar un comportamiento adecuado bajo acciones laterales.
- En base a fundamentos teóricos y a criterios constructivos más consistentes, y con el objeto de mejorar su comportamiento general, es necesario realizar modificaciones en el diseño de la unión.

(3) Es importante señalar a este respecto que las secciones de las planchuelas de anclaje de $3 \times 10 \times 100$ mm son de dimensiones insuficientes.

3. ESTUDIO DEL MODELO POR ENCASTRE MODIFICADO (EMH)

3.1 Detalles Constructivos de la Unión

En base a la misma geometría de la unión, fueron proyectadas modificaciones constructivas en el diseño original, sintetizadas en el nuevo modelo denominado EMH^(3,4,5) (Figura 5). En este caso, la tuerca de anclaje fue soldada a una planchuela circular, de 5 mm de espesor, con el objeto de impedir la plastificación prematura de las barras de anclaje inferiores, y el cono de hormigón se revistió con una planchuela cónica, de 2 mm de espesor. El anclaje de esos insertos metálicos se realizó a través de redondos soldados radialmente a los mismos. El relleno cementicio de los huecos de montaje es un factor de diseño importante en el comportamiento de la unión, por las razones que luego han de ser expuestas. La tabla 1 registra datos de las propiedades físicas y mecánicas de la pasta cementicia empleada en el relleno (PC-1) para garantizar la correcta ejecución del mismo⁽⁴⁾.

(4) El ensayo de compresión se realiza a los 7 días, en probetas cilíndricas de 50×100 mm. La pasta incorpora el acelerante de fraguado SIKAGROUT 3, dosificado en un tercio del volumen de agua, sólo por razones particulares de realización del ensayo. Sus propiedades mecánicas son cotejadas en la tabla 1 con las del mortero autonivelante preelaborado SIKAGROUT 212.

Tabla 1
Propiedades físico-mecánicas de la pasta cementicia

Pasta o Mortero	Relación a/c-a/m	Aditivo Empleado	Tiempo de Fluidez (seg)	Variación Volumétrica (%)	Resistencia a Compresión (MN/m ²)
PASTA PC-1	0,39	SIKA 3	15	-5,5	25,0
SIKAGROUT 212	0,15	-	46	-1,8	32,5

- (1) APOYO ELASTOMERICO
 (2) RELLENO CEMENTICIO

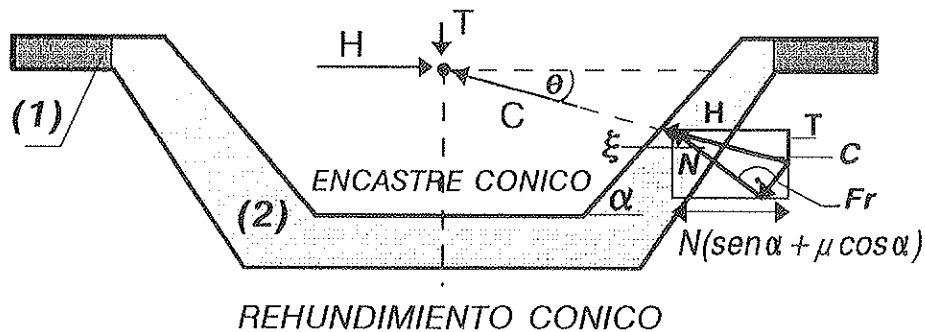


Figura 6. Análisis de fuerzas en la unión modificada (EMH).

3.2 Análisis Teórico de la Unión por Encastre

Las fuerzas laterales actuantes en la conexión son equilibradas por dos fuerzas reactivas principales de la unión⁽⁵⁾: la resultante inclinada (C) y la fuerza de tracción del perno (T) (Figura 6). Descomponiendo la fuerza resultante (C) en una fuerza normal (N) y otra tangencial al borde del encastre (Fr), obtenemos las siguientes expresiones:

$$N = \left[\frac{1}{\text{sen}\alpha + \mu \text{cos}\alpha} \right] H$$

$$F_r = \left[\frac{\mu}{\text{sen}\alpha + \mu \text{cos}\alpha} \right] H$$

en las cuales H es la fuerza lateral aplicada en la conexión, y el coeficiente μ es el coeficiente de fricción estática entre los materiales en contacto

(5) Debemos señalar que el desarrollo es aplicable, en principio, en ambos modelos y tiene validez en cualquier unión o junta de características semejantes.

en el encastre. Por su parte, las fuerzas reactivas de la unión pueden expresarse ahora de la siguiente manera:

$$C = \left[\frac{\sqrt{1 + \mu^2}}{\text{sen}\alpha + \mu \text{cos}\alpha} \right] H$$

$$T = \left[\frac{\text{cos}\alpha - \mu \text{sen}\alpha}{\text{sen}\alpha + \mu \text{cos}\alpha} \right] H$$

En el diseño de uniones prefabricadas las consideraciones que deben ser tenidas en cuenta son diversas e involucran problemas en el análisis, en las disposiciones constructivas y en el comportamiento de la unión bajo las acciones de diseño^(3,5). Mediante esas pautas es factible mejorar el comportamiento de las uniones sin elevar irrazonablemente el costo, y conseguir conexiones de máxima eficiencia.

En este caso, el diseño es abordado a través de la interrelación de parámetros geométricos, estáticos y constitutivos de la unión. Imponiendo una

condición de mínimo de la resultante de compresión respecto a la inclinación del borde del encastre (α), $\frac{dC}{d\alpha} = 0$:

$$\frac{d \left\{ \left[\frac{\sqrt{1 + \mu^2}}{\sin \alpha + \mu \cos \alpha} \right] H \right\}}{d\alpha} = 0$$

es posible determinar la inclinación exacta del encastre (α_0) que permite anular la fuerza de tracción en el perno de unión. Esa condición se expresa:

$$\alpha_0 = \arctg \left[\frac{1}{\mu} \right]$$

Por otra parte, para una inclinación cualquiera (α) de los bordes del encastre, debe cumplirse la siguiente relación (véase Figura 6):

$$\alpha + \xi + \theta = 90^\circ$$

Si la particularizamos ahora para la configuración de equilibrio, definida por $\alpha = \alpha_0$, $\xi = \xi_0$, $\theta = \theta_0$, la ecuación anterior nos conduce a una expresión que permite calcular la inclinación exacta del encastre que está asociada con fuerzas reactivas mínimas de la conexión:

$$\alpha_E = \arctg \left[\frac{1}{\mu} \right] - \theta$$

El diseño óptimo se consigue, finalmente, imponiendo la inclinación θ a la fuerza de compresión, de acuerdo con las disposiciones constructivas previstas en cada caso, conjuntamente también con la elección adecuada de los materiales en contacto en la unión.

3.3 Conclusiones del Ensayo de la Unión Modificada

Como ya se ha indicado, al tratarse de un modelo en servicio de un sistema prefabricado, la geometría de la unión original ha sido reproducida exactamente en el modelo modificado. Lógicamente, también se han mantenido las características del dispositivo de ensayo y la forma de aplicación de los ciclos de carga. Los resultados y conclusiones principales que se han deducido del ensayo de la unión por encastre modificada, son expuestos a continuación^(2,4):

- Las modificaciones ejecutadas han mejorado ostensiblemente el comportamiento del modelo

por encastre original, subsanando sus principales falencias constructivas y mejorando los detalles de diseño más significativos.

- La unión demostró ser apta para desarrollar el comportamiento teórico previsto en el análisis.
- Por otra parte, la eficacia del comportamiento de la unión modificada reveló graves errores en las disposiciones constructivas del extremo rebajado de la viga prefabricada, responsables de la fractura y del colapso posterior de la conexión⁽⁶⁾.

4. EVALUACION DE LOS MODELOS ENSAYADOS

4.1 Comportamiento de las Uniones

La comparación de las curvas de ensayo pone de manifiesto diferencias significativas en el comportamiento de los modelos (Figuras 7, 8). Esas diferencias en el comportamiento dan lugar a disparidad tanto en los resultados como en la confiabilidad de cada uno de los modelos^(3,4).

La figura 7 nos permite evaluar la magnitud de los desplazamientos relativos de las uniones en servicio, de amplitud notablemente mayor en el caso de la unión original⁽⁷⁾. A este respecto, las tolerancias de montaje de carácter permanente, propias de las uniones secas como las del modelo *ES*, pueden constituirse en factores muy desfavorables en el comportamiento bajo la actuación de fuerzas dinámicas. Esto responde al hecho de que tales uniones tienden a concentrar esfuerzos en zonas muy localizadas, produciendo elevadas sollicitaciones por impacto capaces de dañar y provocar el colapso de la conexión. Estos efectos, naturalmente, no pueden ser apreciados a través de un ensayo cuasi-estático, aunque por sus consecuencias no deberían ser olvidados en la práctica. Debemos destacar también, respecto a las falencias constructivas de la unión *ES*, que sus componentes no han sido proyectados y dimensionados equilibradamente, sino que algunos están sobredimensionados con relación a otros que adolecen de las secciones adecuadas.

En el caso de la unión modificada, el agotamiento de la resistencia del extremo de la viga

(6) La fractura se produjo en el extremo de viga, paralelamente al perno de unión. La causa radica en que las tensiones transversales de tracción no pueden ser absorbidas convenientemente, por falta de continuidad de la armadura principal en el extremo de la viga, problema agravado por la inexistencia de armadura de confinamiento en la conexión.

(7) Los huecos de la unión modificada han sido rellenados con una pasta cementicia, después del montaje.

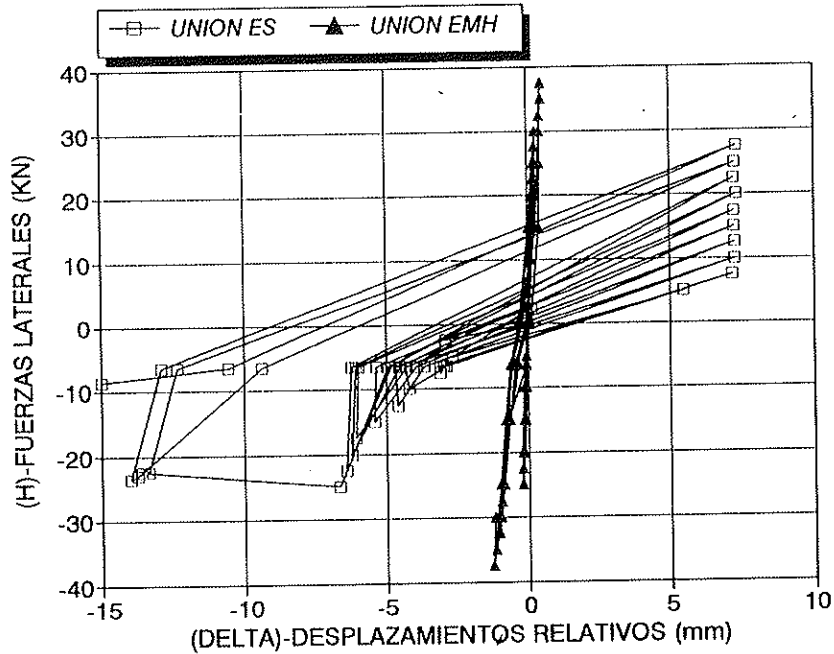


Figura 7. Curvas carga-desplazamiento.

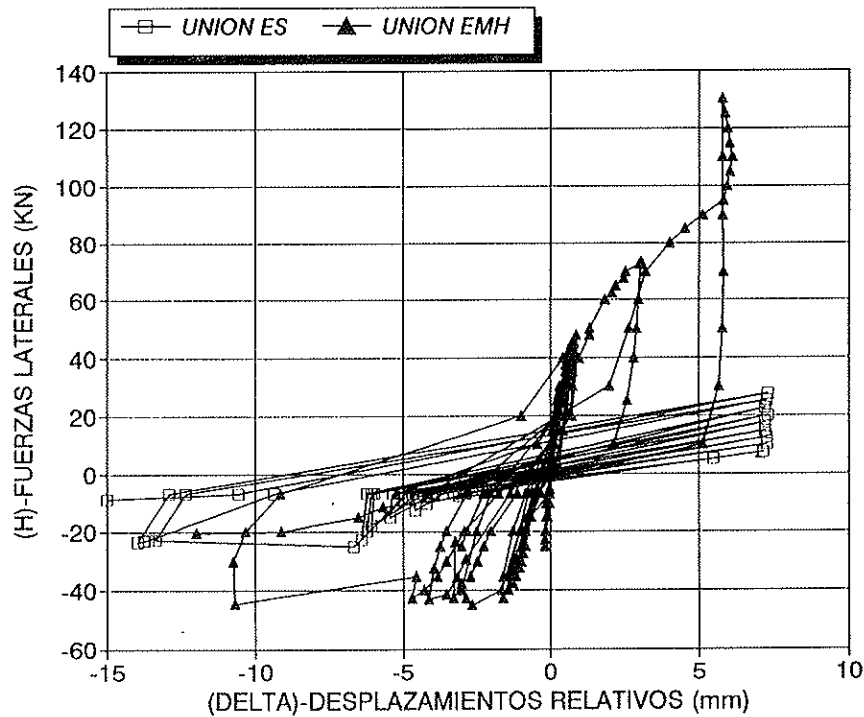


Figura 8. Curvas carga-desplazamiento.

produjo el colapso de la conexión bajo una carga descendente de 45 KN^(2,3) (Figura 8). Sin embargo, la resistencia de la unión es notablemente mayor en el sentido ascendente, porque no es afectada sensiblemente por la fractura de la viga. El diseño modificado alcanzó una resistencia lateral de 130 KN, equivalente al triple de la resistencia última del extremo de la viga, y a casi cuatro veces la resistencia última de la unión original, sin

señal alguna de fallo en la unión propiamente dicha⁽⁸⁾.

(8) La carga no superó los 130 KN, con el objeto de no poner en riesgo el dispositivo de anclaje del modelo. Es lógico suponer que en caso de que la carga hubiera crecido aún más, superando ese valor, el comportamiento de la unión hubiera permanecido invariable hasta el agotamiento del perno de conexión.

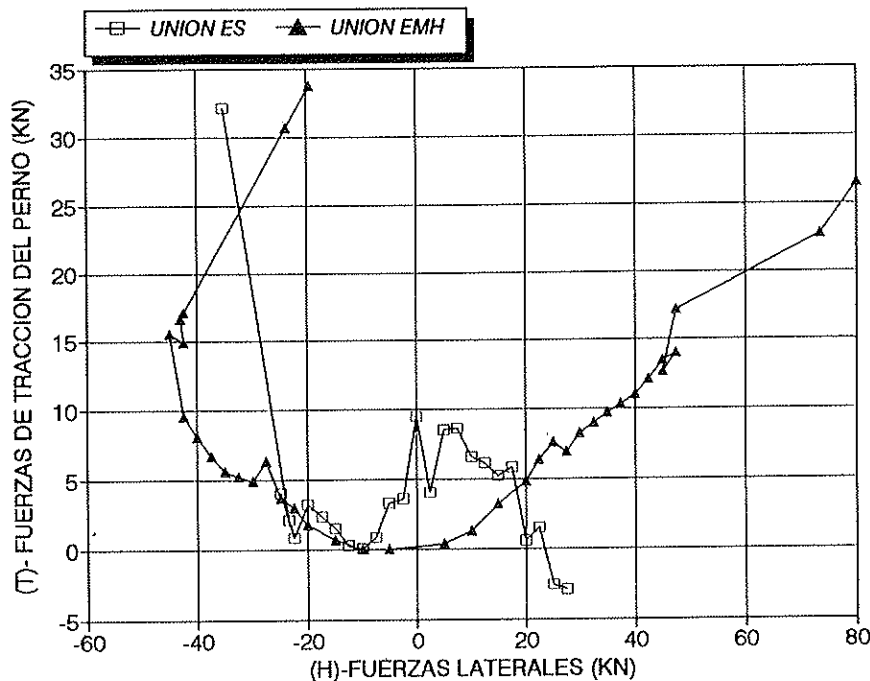


Figura 9. Tensiones máximas del perno.

4.2 La Eficiencia de los Modelos

El análisis tensional de los pernos de conexión de los modelos mostró elevados niveles de tensión en el caso del modelo original (Figura 9). La colocación de los extensómetros en el perno de la unión *ES*, conectados en posición diagonal activa a la central de medición para compensar sus deformaciones por flexión, nos permite inferir que las tensiones principales en el perno son aún mayores en la interfase viga-columna. Esto demuestra el desfavorable estado tensional al que está sometido el perno de la unión *ES*.

Es notorio que la magnitud de las fuerzas reactivas y la estabilidad del funcionamiento de las uniones están fuertemente ligadas a los detalles de diseño de las mismas. Tales pautas del comportamiento explican la simetría y continuidad exclusivamente en el caso de la curva del modelo modificado *EMH*, a pesar de que ambos poseen el mismo diseño geométrico básico.

5. CONCLUSIONES Y RESULTADOS DEL ESTUDIO

El estudio de las uniones prefabricadas por encastre nos permiten formular las siguientes conclusiones de índole teórico y práctico:

- Los resultados de los ensayos han hecho posible identificar los inconvenientes constructivos

y de diseño que afectaban el comportamiento de la unión original, poniéndonos sobre aviso de su modo de fallo. Simultáneamente, pudo realizarse la comprobación de las ventajas obtenidas a partir del modelo modificado.

- La evaluación simultánea de las uniones delimitó la eficiencia de los modelos. Merced a las modificaciones constructivas y de diseño llevadas a cabo en el modelo modificado, en lo que respecta a la estabilidad de su funcionamiento mecánico, el comportamiento de la unión por encastre mejoró ostensiblemente.
- Es necesario que los componentes constructivos de las uniones sean correctamente proyectados y ejecutados. Esto ha sido demostrado claramente en el modo de rotura de los modelos.
- Paralelamente es imprescindible, cuando se realiza el proyecto de uniones prefabricadas, prestar atención no sólo al detalle de la unión propiamente dicha sino a la conexión prefabricada en conjunto.
- El análisis teórico es la base primordial del diseño de las uniones prefabricadas. Su ausencia implica la aparición de incertidumbres de consecuencias imprevisibles en el comportamiento.
- El análisis hace posible asignar de antemano la matriz adecuada al comportamiento de la

unión y luego realizar la optimización del mismo.

- Los resultados obtenidos justifican ampliamente los estudios analíticos y experimentales realizados en las uniones por encastre. Estas uniones presentan condiciones de diseño idóneas para el proyecto de conexiones prefabricadas sometidas a cargas laterales.
- Los estudios de esta naturaleza deben ser extendidos a otras uniones, muy empleadas en la actualidad, con el objetivo de acrecentar la confiabilidad y difundir la utilización de las estructuras prefabricadas.

REFERENCIAS

1. S. García, R. D. Benito, R. F. Danesi, "Análisis teórico-experimental de elementos prefabricados bajo acciones cíclicas", *Memorias de las XXV Jornadas Sudamericanas de Ingeniería Estructural*, Porto Alegre, Brasil (1991).
2. S. García, R. D. Benito, R. F. Danesi, "Comportamiento mecánico de uniones de elementos prefabricados", *Memorias de las XII Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, Buenos Aires, Argentina (1992).
3. S. García, "Conexiones de elementos prefabricados de hormigón armado", *Tesis de Magister en Ingeniería Estructural*, Laboratorio de Estructuras, Facultad de Ciencias Exactas y Tecnología, Universidad Nacional de Tucumán, Argentina (1993).
4. S. García, R. D. Benito, R. F. Danesi, "Evaluación del comportamiento de uniones prefabricadas viga-columna sometidas a fuerzas laterales cíclicas", *Memorias de las XIV Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural*, Buenos Aires, Argentina (1994).
5. CPCI, *Metric Design Handbook*, Canadian Prestressed Concrete Institute, Ottawa, Canadá (1987).

RESUMEN

En este trabajo se exponen los fundamentos de diseño, teóricos y experimentales, de las uniones viga-columna por encastre que se emplean en las estructuras prefabricadas. A partir de un modelo por encastre existente se determinan, por vía experimental, las causas que afectan el comportamiento y la eficacia de la unión bajo la acción de fuerzas horizontales. Los resultados obtenidos permitieron introducir modificaciones en el diseño y definir las bases del análisis de la unión.

En base a esas modificaciones, el comportamiento de la unión evidenció un notable mejoramiento respecto al de la unión original. Los ensayos demostraron, simultáneamente, que esas ventajas deben ser necesariamente complementadas con la correcta ejecución de las disposiciones constructivas en toda la zona de conexión, incluyendo la ménsula y el extremo de viga rebajado. Por último, el estudio comparativo de los modelos analizó las causas de la mayor eficiencia de la unión modificada. Las conclusiones y resultados finales explican diversos fundamentos teóricos y prácticos que deben integrarse para conseguir mejores diseños en las uniones prefabricadas.

SUMMARY

This paper presents theoretical and experimental bases for the design of beam-column joints by embedding used in precast framed structures. From an existing embedding model, the causes affecting the behavior and efficiency of the joint under horizontal forces, are experimentally determined. The obtained results allow to project design modifications and to define the bases for joint analysis.

On the basis of such modifications, the joint behavior showed remarkable improvement in relation to that of the original joint. As showed in the test these advantages must be complemented with the correct execution of the detailing of the connection zone, including the corbel and the dapped-end of the beam. Finally the comparative study of the models analyzed the causes of the higher efficiency of the modified joint. The final conclusions and results obtained point out the various analytical and practical bases that must be integrated to obtain better designs in precast joints.

ESTE SIMBOLO LE VA A AYUDAR A ENTRAR EN EUROPA

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

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

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

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



- Política comercial.
 - Contratación pública.
 - Normativa y reglamentación comunitaria.
 - Programas de investigación y desarrollo.
 - Ayudas y préstamos de la C.E.
- **BENEFICIARSE** de una orientación apropiada sobre:
1. Cómo cooperar con otras empresas europeas.
 2. Cómo encontrar a un distribuidor para sus productos.
 3. Cómo presentar la candidatura de la empresa a un programa comunitario.
- **TRASLADAR** a la Comisión propuestas y sugerencias de su Empresa.

EUROVENTANILLAS EN ESPAÑA:

ANDALUCIA

CONFEDERACION EMPRESARIAL DE ANDALUCIA (CEA)
Avenida San Francisco Javier, 9
Edificio Sevilla 2, 9ª planta, 41018-SEVILLA
Tel. (951) 465 05 55 Fax (951) 464 12 42

PROYECTO EUROPA, S.A.
Plaza de la Constitución, 9
29008-MÁLAGA
Tel. (952) 22 09 59 Fax (952) 22 09 36

ARAGON

CONFEDERACION REGIONAL DE EMPRESARIOS DE ARAGON (CREA)
Plaza Roma, Urbanización Parque de Roma, F-1 1ª planta
50010-ZARAGOZA
Tels. (976) 32 58 99/32 03 00
Fax (976) 32 29 56

ASTURIAS

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

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

CANARIAS

CONSEJERIA DE ECONOMIA Y HACIENDA
D. G. Política Financiera y Promoción Económica
Tomás Miller, 3B 35007-LAS PALMAS DE GRAN CANARIA
Tels. (928) 22 35 50
Fax (928) 22 33 47

CASTILLA-LA MANCHA

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

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

CASTILLA-LEON

SODICAL-CECALE
Claudio Moyano, 4 1º 47031 VALLADOLID
Tel. (983) 35 40 33 Fax (983) 35 47 38

CATALUÑA

CENTRE D'INFORMACIÓ I DESENVOLUPAMENT EMPRESARIAL (CIDEM)
Avinguda Diagonal, 403/1r 08008-BARCELONA
Tel. (93) 416 08 30 Fax (93) 416 08 18

CENTRO EUROPEO DE INFORMACION BANCO EXTERIOR DE ESPAÑA
Manila, 56-58 08034-BARCELONA
Tel. (93) 204 13 66 Fax (93) 205 73 35

CAMBRA OFICIAL DE COMERC, INDUSTRIA I NAVEGACIÓ DE BARCELONA
Avinguda Diagonal, 452 08006-BARCELONA
Tel. (93) 415 16 00 Fax (93) 416 07 35

EXTREMADURA

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

GALICIA

CONFEDERACION DE EMPRESARIOS DE GALICIA (CEG)
Paseo Donallo, 7-A, entresuelo
15706-SANTIAGO DE COMPOSTELA
Tels. (981) 59 76 50/54
Fax (981) 56 57 88

ISLAS BALEARES

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

MADRID

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

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

INSTITUTO MADRIEÑO DE DESARROLLO (IMADE)
Mariano Barón, 1 3-15 28002-GETAFE
Tel. (91) 696 11 11 Fax (91) 695 61 74 / 319 42 90

CAMARA OFICIAL DE COMERCIO E INDUSTRIA DE MADRID
Pza. de la Independencia, 1 28001-MADRID
Tel. (91) 538 36 10 Fax (91) 538 36 43

MURCIA

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

NAVARRA

ASOCIACION DE LA INDUSTRIA NAVARRA (AIN)
P.O. Box 439 31191-COSDOLILLA (Pamplona)
Tel. (948) 10 11 01 Fax (948) 10 11 00

PAIS VASCO

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

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

LA RIOJA

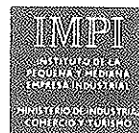
FEDERACION DE EMPRESARIOS DE LA RIOJA (FER)
Hermanos Moray, 8 4ª planta
26001-LOGRONO
Tel. (941) 25 70 22 Fax (941) 20 25 37

COMUNIDAD VALENCIANA

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

GRUPO BANCO POPULAR ESPAÑOL
Rambla de Méndez Núñez, 12
03002-ALICANTE
Tels. (96) 521 62 91/521 16 86
Fax (96) 520 19 54

Para cualquier información sobre la Red de Euroventanillas dirigirse a:



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

Durabilidad de los hormigones de polvo reactivo (HPR) de ultra altas resistencias (200-800 MPa)

Marcel Cheyrezy

**Ingenieur de Ponts et Chaussées
Dirección Científica - BOUYGUES**

Nicolas Roux

**Ingeniero de Materiales
Dirección Científica - BOUYGUES**

Miguel Angel Sanjuán

Dr. en CC. Químicas

Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción - CSIC

M^a Carmen Andrade

Dr. en Química Industrial

Instituto Eduardo Torroja de Ciencias de la Construcción - CSIC

1. INTRODUCCION

Los hormigones de altas prestaciones empiezan a resultar de interés tanto por sus resistencias mecánicas como por su buena respuesta frente a la penetración de agentes agresivos (1,2). Estas características se consiguen por medio de la utilización de superplastificantes reductores de agua y de humo de sílice entre otros, lo cual permite una reducción importante de la relación agua/cemento y, por lo tanto, de la porosidad de la pasta de cemento endurecida (3,4).

El Hormigón de Polvo Reactivo (HPR) es un nuevo material de matriz cementicia y de ultra altas prestaciones (5,6). En el presente trabajo se estudian las características de este material relacionadas con su durabilidad. Este estudio abarca los principales agentes agresivos.

Las propiedades que se estudian son aquellas relacionadas con su red de poros y su resistencia a la penetración de agresivos (humedad, cloruros y carbonatación) que pueden afectar a la estabilidad del acero de las armaduras.

2. PARTE EXPERIMENTAL

2.1. Materiales

Dos hormigones fueron elegidos como referencia: uno convencional, B30, sin aditivos, con un contenido de 350 Kg/m³ de cemento, y otro de Altas Prestaciones, B80, fuertemente aditivado, con 450 Kg/m³ de cemento y un 10% de humo de sílice. Una dosificación más completa de estos hormigones se presenta en la Tabla I. Estos hormigones de referencia se fabricaron en laboratorio, con una amasadora de eje vertical y una capacidad de 70 litros. Los áridos eran silíceo-calceos y de machaqueo, con un tamaño máximo de 14 mm.

Los Hormigones de Polvo Reactivo estudiados fueron dos: BPR 200 y BPR 200 C; de composición relativa casi idéntica. La única diferencia entre ellos está en el método de puesta en obra; mientras que los primeros fueron vibrados sobre una mesa y después curados, los segundos se comprimieron a una presión de 60 MPa, antes y durante el enmoldado.

Tabla I
Dosificación de los hormigones estudiados

Características	Convencional B30	Altas Prest. B80	Ultra Altas Resistencias BPR200	Ultra Altas Resistencias BPR200C
Cemento CPA 55	300 Kg/m ³	450 Kg/m ³	–	–
Cemento CPA HPR	–	–	933 Kg/m ³	977 Kg/m ³
Humo de sílice	–	45 Kg/m ³	233 Kg/m ³	244 Kg/m ³
Gravilla/Arena	1,4	1,6	–	–
Arena ($\phi_{\text{medio}}=250\mu\text{m}$)	–	–	1.026 Kg/m ³	1.074 Kg/m ³
Agua / ligante	0,62	0,26	0,14	0,14
Agua	–	–	168 Kg/m ³	176 Kg/m ³
Superplastificante (Extracto seco)	–	5 Kg/m ³	13,8 Kg/m ³	14,5 Kg/m ³
Cono	15 cm	23 cm	–	–
$f_{c,28}$	35 MPa	90 MPa	170 MPa	230 MPa
Fibras metálicas ($\phi=0,175\text{ mm}$; L= 13 mm)	–	–	156 Kg/m ³	156 Kg/m ³

2.2. Método Experimental

Las probetas empleadas en todos los ensayos de durabilidad eran cilíndricas de:

- 110 ϕ x 220 mm para los hormigones B30 y B80.
- 70 ϕ x 140 mm para los hormigones BPR200 y BPR200 C.

Igualmente, en todos los casos, el amasado consistió en un período de inmersión en agua, a 20°C, durante 28 días.

Posteriormente, se procedió a la realización de los siguientes ensayos de durabilidad de los diferentes tipos de probetas:

- Porosimetría de mercurio.
- Resistividad.

- Permeabilidad al aire.
- Carbonatación.
- Absorción de agua.
- Difusión y migración de iones cloruro.
- Velocidad de corrosión de las armaduras embebidas en los hormigones.

2.2.1. Porosimetría de mercurio

La estructura porosa del material es la base de su impenetrabilidad. La distribución del tamaño de poro de los hormigones, estudiados en el rango desde 100 μm hasta 6 nm, se ha obtenido con un porosímetro de intrusión de mercurio, Micromeritics Pore Size 9320.

Las muestras se extrajeron de las probetas cilíndricas de hormigón. Después, antes de ser caracterizadas, fueron precondicionadas a 40°C, durante 24 horas, y a un vacío de 6 kPa, durante 24 horas más.

2.2.2. Resistividad

La resistividad es un parámetro que informa sobre la conectividad de la red porosa. La resistencia eléctrica, R_{ohm} , de los hormigones se ha medido colocando dos electrodos sobre las bases de la probeta cilíndrica. Posteriormente, se ha calculado la resistividad mediante la ecuación (1), ya que el área, A , y la altura de la probeta, ℓ , son conocidas:

$$\rho = R_{ohm} \cdot \frac{A}{\ell} \quad (1)$$

Este ensayo se ha realizado en las probetas una vez que fueron curadas sumergidas en agua y posteriormente, conservadas durante 30 días a un 92% de humedad relativa, más otros 30 días suplementarios a un 100% de humedad relativa.

2.2.3. Permeabilidad al aire

Con este ensayo se obtiene información sobre la porosidad abierta e interconectada del hormigón. Al ser una medida de la permeabilidad a los gases, informa indirectamente sobre la resistencia a la carbonatación.

Las probetas se cortaron en forma de discos de 30 mm de espesor. Antes de ser ensayadas, se precondicionaron siguiendo dos tratamientos térmicos (7):

- 50°C durante 5 días
- 80°C durante 30 días

Los ensayos se realizaron con un permeabilímetro al aire, descrito en la literatura (8). Finalmente, se obtuvo el coeficiente de permeabilidad al aire D (m^2) con el dato del caudal de aire que atraviesa el hormigón, Q , y la ayuda de la ecuación (2), en la cual el área del disco, A , su espesor, L , y la viscosidad del aire, μ , eran conocidas. Las presiones aplicadas, P , y de salida, P_o , eran iguales a la atmosférica, P_{atm} .

$$D = \frac{2\mu \cdot L \cdot Q \cdot P_{atm}}{A \cdot (P^2 - P_{atm}^2)} \quad (2)$$

2.2.4. Carbonatación

La medida directa de la velocidad de carbonatación supone una indicación directa de la expectativa de vida útil de estos hormigones, en relación a sus armaduras.

El ensayo de carbonatación ha consistido en medir la velocidad de penetración del dióxido de carbono en las probetas de hormigón, expuestas a condiciones de carbonatación natural (0,03% CO_2 /50% HR/18 meses), o acelerada con un 5% de CO_2 (60% HR/42 días), seguido de un 100% de CO_2 (90 días más).

Se ha empleado fenoltaleína como indicador de pH, para poner en evidencia el progreso de la carbonatación.

2.2.5. Absorción de agua

La medida de la velocidad de absorción de agua informa, tanto sobre la porosidad capilar, como sobre la facilidad de penetración de los agresivos que penetren en disolución (9).

La absorción de agua tiene una importancia esencial en el estudio de la durabilidad de un hormigón, ya que está ligada a importantes procesos de degradación del hormigón, tales como el hielo-deshielo, corrosión de armaduras por penetración de disoluciones con iones cloruro, ataque por sulfatos y posterior formación de etringita, etc...

Para efectuar el ensayo de absorción de agua se prepararon unos discos de hormigón, de 30 mm de espesor, los cuales fueron precondicionados a 20°C y 50% de humedad relativa, hasta peso constante, después del curado y antes de ser ensayados. Una vez precondicionadas las probetas, se colocaron sumergidas 5 mm en agua, sobre una esponja. La cubeta de ensayo se recubrió con un material plástico para mantener una atmósfera saturada durante el ensayo.

Periodicamente, las probetas se sacan de la cubeta de ensayo, se enjugan las gotas sobrantes de agua y se pesan a intervalos constantes de tiempo. Finalmente, los resultados se expresan en cantidad de agua absorbida por unidad de superficie, W , en función de la raíz cuadrada del tiempo (Figura 1). Conociendo el tiempo al cual se produce una inflexión en la curva, t_n , y el espesor de la probeta, e , se puede calcular el coeficiente de absorción capilar, K , expresado en $kg/(m^2 \cdot s^{0.5})$, y la resistencia a la penetración de agua, m , en s/m^2 .

$$W = K \cdot t_n^{0.5} \quad (3)$$

$$t_n = m \cdot e^2 \quad (4)$$

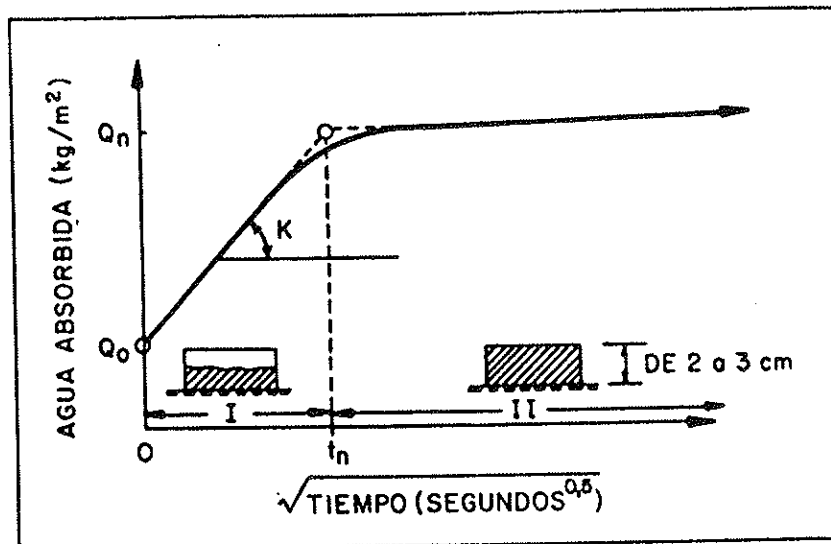


Figura 1. Ensayo de absorción.

Asimismo, la porosidad efectiva ϵ_e , se puede calcular con ayuda de la densidad, ρ , de la siguiente forma:

$$W = \rho \cdot \epsilon_e \cdot e \quad (5)$$

de donde:

$$\epsilon_e = \frac{Q_n - Q_0}{A \cdot \rho \cdot 1000} \quad (6)$$

2.2.6. Difusión y migración de iones cloruro

Los iones cloruro son los agresivos más peligrosos para el acero de la armadura. La medida de su velocidad de penetración resulta vital para caracterizar la vida útil previsible de estos hormigones.

Se han realizado, tanto ensayos de difusión simple, como de migración iónica, con el fin de caracterizar la resistencia de los hormigones frente a los iones cloruro.

El ensayo de difusión simple consiste en colocar un depósito conteniendo una disolución 0,5 M de NaCl sobre las probetas de $\phi 70 \times 140 \text{ mm}^3$, las cuales se recubrieron con resina epoxídica, con excepción de la base expuesta a la disolución.

Al cabo de un año, se cortó la probeta en rodajas, con el fin de obtener el perfil de iones cloruro.

Dichas rodajas se analizaron empleando la técnica de fluorescencia de rayos X. A partir de este perfil se puede calcular el coeficiente de difusión aparente, D_a .

El método de migración iónica de cloruros

consiste en aplicar una diferencia de potencial de 12 voltios entre dos celdas, una a cada lado de un disco de hormigón de 5 mm de espesor, las cuales se llenan con una disolución 0,5 M de NaCl (celda catódica) y agua destilada (celda anódica) (Figura 2).

El contenido de iones cloro en ambas celdas, se analiza a lo largo del tiempo (10) hasta que se llega a un régimen estacionario.

Con este método y aplicada la ecuación de Nernst-Planck (Ecuación 7) se obtiene el coeficiente de difusión efectivo, D_{ef} , que no considera las interacciones ion-pasta de cemento, (la capacidad de fijación de iones cloruro por la pasta de cemento).

$$D_a = \frac{JRTl}{ZFC_j\Delta E} \quad (7)$$

siendo:

- D_a = Coeficiente de difusión del ion j (cm^2/s).
- R = Constante = 1,9872 (cal / mol x Kelvin).
- F = Constante de Faraday = 23063 (cal / volt x eq).
- Z = Carga eléctrica.
- J = Flujo de iones ($\text{mol} / \text{s} \times \text{cm}^2$).
- T = Temperatura (Kelvin).
- l = Espesor de la probeta (cm).
- C_j = Actividad inicial de los iones j (mol/cm^3).
- ΔE = Diferencia de potencial aplicada (volt).

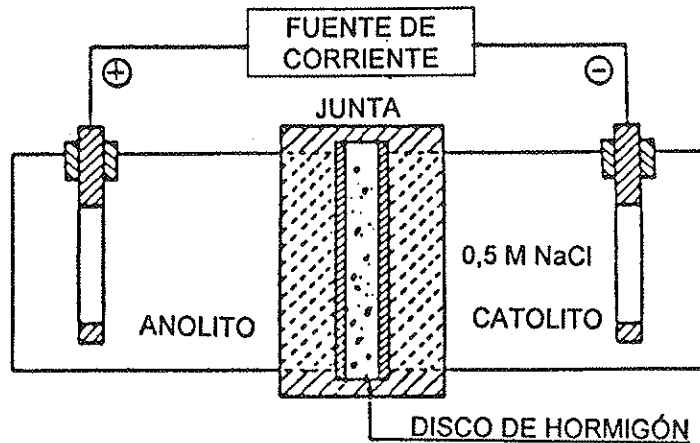


Figura 2. Celdas de ensayo para difusión o migración iónica de iones cloro.

2.2.7. Velocidad de corrosión de las armaduras embebidas en los hormigones

Una vez despasivada la armadura, conocer la velocidad de corrosión que se desarrolla permite predecir la progresión del deterioro. Para su medida se han realizado ensayos de resistencia de polarización, R_p y ensayos de Impedancia Electroquímica (11).

La intensidad de corrosión, I_{cor} , se ha calculado por medio de la relación de Stern-Geary: $I_{cor} = B/R_p$. En donde el parámetro B tomaba los valores de 26 mV ó 52 mV según estuviera el acero en estado activo o pasivo, respectivamente (12).

En la Impedancia Electroquímica se ha utilizado un barrido de frecuencias, desde 0,1 mHz hasta

100 kHz, con una señal sinusoidal de 8 mV de amplitud (11, 13). Los resultados obtenidos informan no solo sobre la cinética de la corrosión, como en el caso de la R_p , sino también sobre sus mecanismos.

Todas las probetas estudiadas mediante estas técnicas se curaron durante 230 días a 20°C y 100% de humedad relativa.

3. RESULTADOS Y DISCUSION

La porosidad acumulada de los cuatro hormigones estudiados se presenta en la figura 3. La porosidad total acumulada del hormigón B30 ha sido del 15%, llegando a ser del 10% en el caso

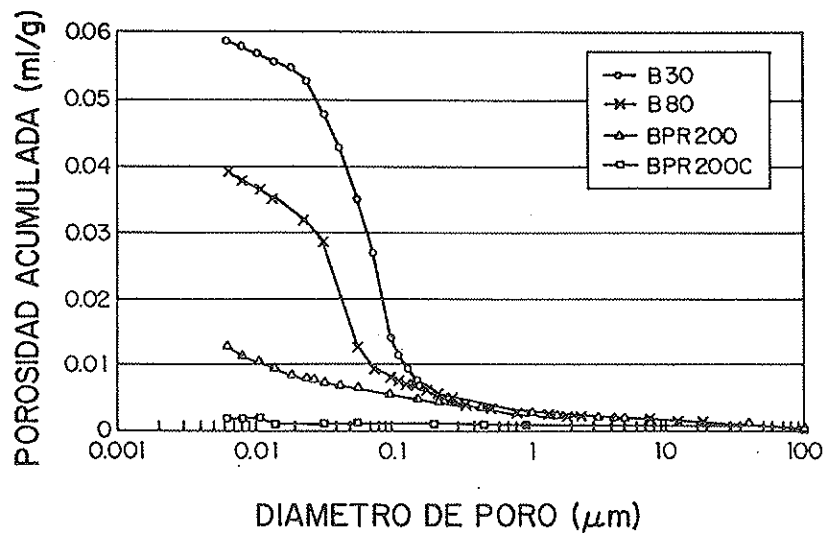


Figura 3. Porosidad acumulada de los hormigones BPR200 y BPR200 C, en comparación con la de los hormigones B30 y B80.

Tabla II
Resultados de los ensayos de resistividad, permeabilidad al
aire, carbonatación y migración iónica de cloruros

PROPIEDAD		B30	B80	BPR 200
D _{aire} (x 10 ⁻¹⁸ m ²)	5 días a 50°C	30	0,3	<< 1
	30 días a 80°C	no ensayado	120	2,5
Carbonatación (mm/año)		50	no ensayado	< 0,5
D _{cf} (x 10 ⁻¹² m ² /s)		1,1	0,6	0,02
D _{ap} (x 10 ⁻¹² m ² /s)		6,60	4,76	<< 1
Coeficiente de Absorción Capilar, K [Kg/(m ² · 5 ^{0,5})]		0,009	0,001	—
Resistencia a la penetración de agua, m (s/m ²)		116 · 10 ⁶	786 · 10 ⁶	—

del hormigón B80, como consecuencia de la reducción drástica en la relación agua-cemento, de un 0,62 a un 0,26. En el caso de los hormigones de Polvo Reactivo se ha conseguido reducir la porosidad acumulada, en el rango desde 6 nm a 100 µm, de un 1% en el BPR200 a un 0,5% cuando el hormigón se ha comprimido antes y durante el enmoldado (BPR200C). Por otro lado, se comprueba la desaparición de poros de tamaño capilar y una disminución drástica de la microporosidad en estos hormigones. Así pues, la aplicación de un tratamiento térmico después del fraguado, y de una presión, realmente hace aumentar de forma muy notable la compacidad del material, al desaparecer prácticamente toda la porosidad capilar, que es justo aquella que permite la entrada de agresivos. También se deduce de los resultados, que aunque la reducción de la relación a/c influye mucho en la porosidad, no es suficiente para afectar significativamente a la microporosidad del material.

Como consecuencia de la diferente microestructura resultante, la permeabilidad queda igualmente influenciada, como puede deducirse de la Tabla II, donde se han resumido los resultados de varios de los ensayos realizados.

La permeabilidad al aire del hormigón BPR200 es bastante inferior a la de los B30 y B80 incluido después de sufrir un tratamiento térmico a 80°C, con el que se aprecia una cierta degradación del

material. Esta pequeña permeabilidad registrada es relevante para la fabricación de estructuras estancas a los gases.

En cuanto a la carbonatación, mediante los ensayos de carbonatación acelerada no se ha podido detectar ninguna penetración en los BPR200, después de los 132 días de ensayo; mientras que en el hormigón B30 se ha obtenido un coeficiente de carbonatación, después de 4 años de exposición natural, de 5 mm/año^{0,5} y de 2,5 mm/año^{0,5} en el B80 (Figura 4).

Con relación a la absorción de agua, en la figura 4 se muestran los resultados obtenidos, donde se puede apreciar la enorme diferencia de capacidad de absorción entre los hormigones convencionales B30 y los de Altas Prestaciones B80 y BPR200.

Las curvas experimentales se representan en la Figura 5. Como se puede comprobar, el BPR200, después de 15 días de ensayo, no presenta una clara inflexión de la curva, tal y como sucede en los hormigones convencionales B30. Por otra parte, el contenido total de agua absorbida es muy pequeño y permanece en todo momento inferior a 0,2 kg/m². Ambas características son típicas de un hormigón sin porosidad capilar, lo cual ya había sido observado con las medidas de porosimetría de mercurio.

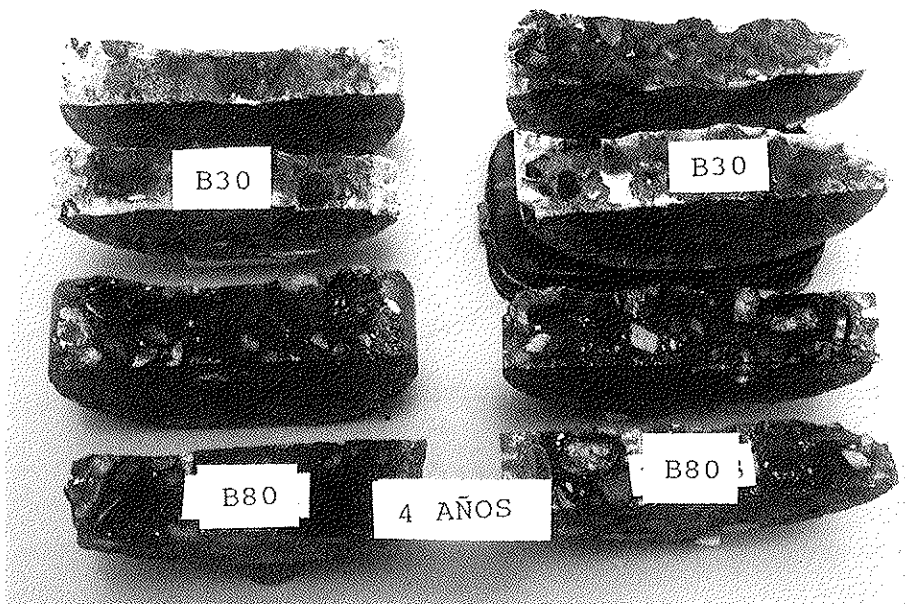


Figura 4. Carbonatación natural de los hormigones B30 y B80 (4 años).

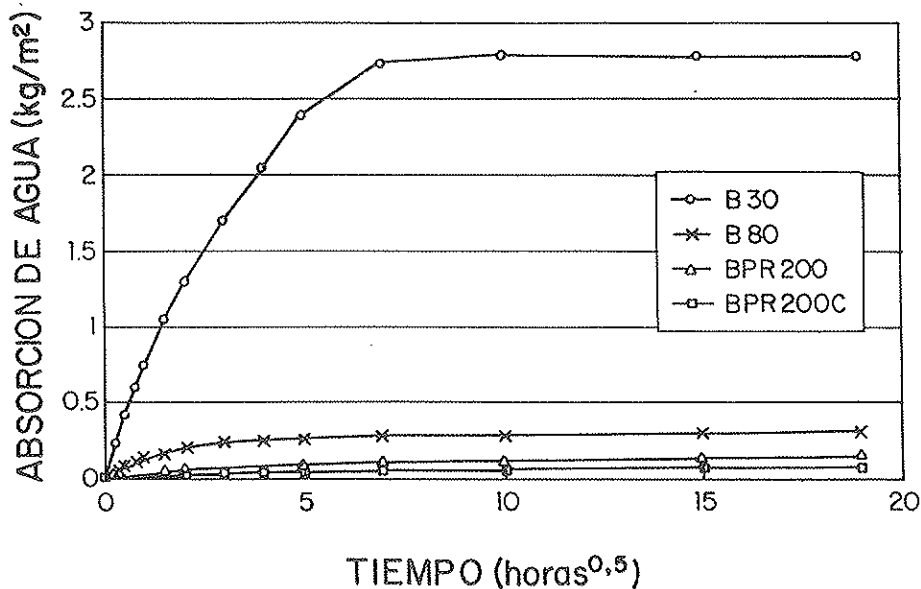


Figura 5. Absorción de agua en función de la raíz cuadrada del tiempo.

Los ensayos de difusión y migración de iones cloruro, igualmente importantes en los fenómenos de corrosión, han permitido también comprobar la baja permeabilidad de los hormigones BPR200, en comparación con los hormigones convencionales, como se puede apreciar examinando los coeficientes de difusión efectivos D_{ef} (Tabla II) y los Coeficientes de difusión aparentes, D_{ap} , obtenidos de las curvas del ensayo de difusión simple (Figura 6).

Por otro lado, la presencia de fibras metálicas hace descender la resistividad del BPR200, de un valor de 1.133 k Ω .cm a 137 k Ω .cm. Este valor tan elevado de resistividad ayuda a proteger a la fibra metálica dentro de la matriz, desde el punto de vista de su corrosión (Tabla III).

Además, el BPR200 es poco sensible a las variaciones de humedad, ya que un tratamiento térmico a 50°C durante 6 días, permite aumentar

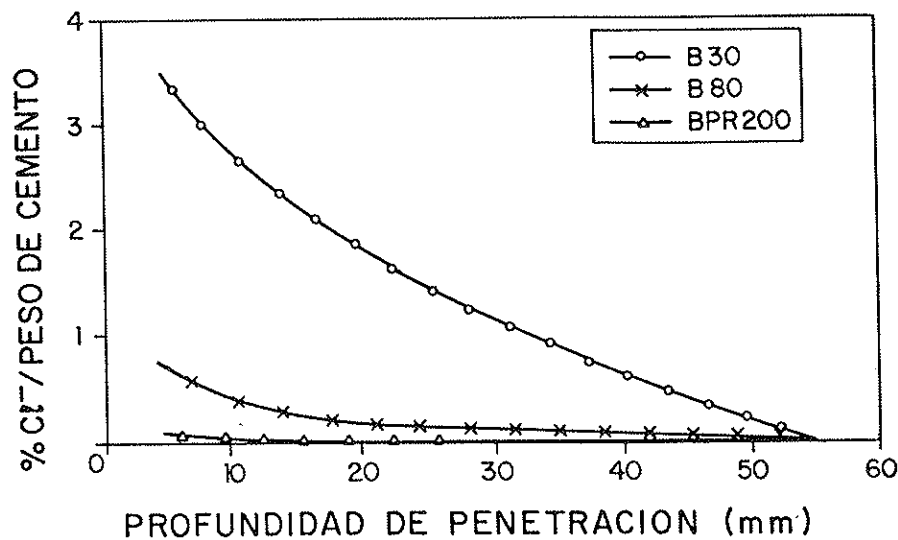


Figura 6. Perfil de concentraciones de los iones cloruro en los hormigones B30, B80 y BPR200.

la resistividad, sólo desde un 1.133 k Ω .cm hasta un 1.196 k Ω .cm. Estos resultados de resistividad coincidieron con los obtenidos por medio de la técnica de impedancia electroquímica y de la conductividad.

Con respecto a la velocidad de corrosión de las armaduras embebidas en cada uno de estos materiales, hay que tener en cuenta que, en un principio, la matriz cementante actúa protegiendo a las armaduras, al inducir la formación de una capa pasivante sobre el metal. Son el descenso del pH, provocado por fenómenos de carbonatación, o la presencia de una cantidad de iones cloruro suficiente, entre otros factores, los causantes del inicio de la corrosión.

Cuando la armadura se corroe, los óxidos expansivos que se generan fisuran el recubrimiento del hormigón, de forma tanto más notable cuanto mayor es la velocidad de corrosión. En principio y dada la mayor resistencia a tracción de estos hormigones y su mayor resistividad eléctrica, serían de esperar velocidades de corrosión mucho más pequeñas que en el caso de los hormigones convencionales. Como contrapartida a esta ventaja, sin embargo, está el que la presencia de humo de sílice hace descender la reserva alcalina de la fase acuosa y también su pH, por lo que el

balance de efectos positivos y negativos es incierto a priori. Lo que se pudo comprobar en los ensayos es que los aceros embebidos en los hormigones B80 y BPR200 se mantienen perfectamente pasivos en ausencia de agresivos, lo que indica que el pH de la fase acuosa, aunque menor, resulta suficiente para mantener la pasividad.

Cuando los cloruros se hacen llegar de forma forzada hasta la armadura, ésta se corroe a una velocidad similar en todos los hormigones. Esto confirma lo que ya se había detectado con anterioridad para el caso de la carbonatación (14) y que consiste en que los hormigones de Altas Prestaciones suponen una mayor barrera para la penetración de los agresivos, aumentando mucho el "período de iniciación" de la corrosión. Ahora bien, en cuanto el agresivo llega hasta el acero, éste se corroe a una velocidad que depende de la humedad y de la cantidad de cloruros, pero es mucho menos sensible a la porosidad o al tipo de cemento u hormigón.

Generalmente, se ha admitido que el riesgo de corrosión es insignificante cuando la velocidad de corrosión de las armaduras es inferior a 0,1 μ A/cm². En el caso del BPR200 se han obtenido valores de un orden de magnitud inferiores al valor umbral; mientras que en el B80 se sitúan

Tabla III
Resistividad, ρ , de los hormigones B30, B80 y BPR 200

	B30	B80	BPR (Sin fibras)	BPR 200	BPR 200
					50°C-6 días
ρ (k Ω .cm)	16	96	1.133	137	1.196

Tabla IV
Resultados de los ensayos de impedancia electroquímica y velocidad de corrosión

Parámetros	B30	B80	BPR 200
R_{ohm} ($k\Omega \cdot cm^2$)	0,37	12	3.022
C_{HF} ($pF \cdot cm^2$)	10.793	145	14
I_{corr} ($\mu A/cm^2$)	-	0,01-0,1	< 0,01

ligeramente por debajo.

En cuanto al estudio de Impedancia Electroquímica, se ha realizado con ayuda de los diagramas de Bode y Nyquist (Figura 7). La interpretación de estos diagramas necesita la introducción de un modelo eléctrico que, en este caso, se ha interpretado como formado por la resistencia óhmica del electrolito, R_{ohm} , la Resistencia de Transferencia R_p y las capacidades C_{HF} y C_{LF} . La C_{HF} es indicativa del contenido en agua del hormigón, que como puede verse es muy superior en el B30 que en los otros dos (Tabla IV). Asimismo, nuevamente se comprueba que la resistencia óhmica del BPR200 es muy elevada comparada con la del B30 y B80.

4. CONCLUSIONES

Las propiedades estudiadas en el presente trabajo permiten deducir que el BPR200 presenta un comportamiento mucho más favorable desde el punto de vista de la durabilidad; lo cual permitiría un aumento considerable de la vida útil de las estructuras fabricadas con este material, incluso con respecto a los hormigones de altas prestaciones B80, más usuales en el presente.

En particular, en el BPR200, se ha comprobado la ausencia de poros con un diámetro superior a 15 nm, lo que indica una buena resistencia a la penetración de agentes agresivos externos, y en consecuencia, se han obtenido valores extremada-

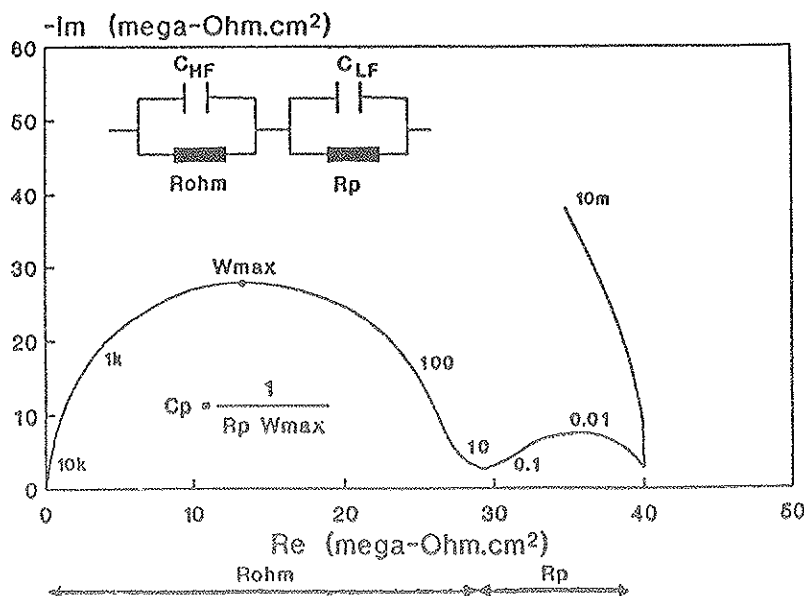


Figura 7. Diagrama de Nyquist correspondiente al hormigón BPR200.

mente bajos en los coeficientes de permeabilidad al aire, absorción de agua, carbonatación y difusión efectiva de iones cloruro.

REFERENCIAS

1. M. VINCHES, J.-L. LEGUET y J. DUGAT - "The amphitheatre of the School of Mines: An experimental building for high performance concretes". Lillehammer symposium Proceedings. 1993, pp. 599-606.
2. High Performance Concrete. "From material to structures". (E & FN Spon. 1992).
3. φ.E.GJφRV - "Durability of concrete containing condensed silica fume". Fly ash. Silica fume. Slag & Other mineral by-products in Concrete. Publ. SP-79. ACI. Detroit. 1979.
4. P. NEPPER-CHRISTENSEN B.W. KRISTENSEN y T.H. RASMUSSEN. "Long-term durability of special high strength concrete". CANMET/ACI. SP 145-9. 1994. pp. 173-190.
5. P. RICHARD y M. CHEYREZY. "Reactive Powder Concretes with high ductility and 200-800 MPa compressive strength". ACI Spring Convention. San Francisco. 1994.
6. M. CHEYREZY, V. Maret et L. FROUIN. "Microstructural Analysis of RPC (Reactive Powder Concrete)". Cement & Concrete Research, en cours de publication. 1994.
7. G. ITHURALDE. "Permeability: The owner's viewpoint". High Performance Concrete, (E & FN Spon, 1992).
8. R. MUÑOZ-MARTIALAY. "Permeabilidad al aire del hormigón". Monografía n° 332 del IETcc. - Madrid, 1975.
9. G. FAGERLUND. "On the capillarity of concrete". Nordic concrete research. n° 1, Oslo, 1982.
10. C. ANDRADE. "Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements". Cem. Concr. Res. Vol. 23 (1993) 724-742.
11. C. ANDRADE, V. CASTELLO, C. ALONSO et J. A. GONZALEZ. - "The determination of the corrosion rate of steel embedded in concrete by the polarization resistance and AC impedance methods", American Society for Testing and Materials (1986) 43-63.

12. M. STERN y E.D. WEISERT. Proceedings ASTM. Vol. 59, 1959, p. 1.280.

13. Z. XU, P. GU, P. XIE y J. J. BEAUDOIN. - "Application of A. C. Impedance Techniques in studies of porous cementitious materials". Cement & Concrete Research 23 (1993) 531-540 y 843-852.

14. C. ALONSO, C. ANDRADE y B. BACLE. "Rebar Corrosion in Carbonated Microconcrete Containing silica fume". Paper n° 23. Workshop on Durability of High Performance Concrete". RILEM. Viena, 14-15 de Febrero. 1994. p. 219.

RESUMEN

Los hormigones de Polvo Reactivo (HPR) desarrollados recientemente se caracterizan por alcanzar resistencias a compresión superiores a 200 MPa. En el presente trabajo se han estudiado algunas características de estos hormigones, relacionadas con su durabilidad, como son su permeabilidad al aire, porosidad, difusión y migración de iones cloruro, carbonatación, velocidad de corrosión y resistividad.

Los resultados se comparan con los de un hormigón convencional y otro de Altas Resistencias. Los resultados indican una mucha mayor compacidad del HPR y por tanto una mayor resistencia a la penetración de agresivos, lo que permite deducir que su durabilidad será muy superior a la de los hormigones convencionales o los de Alta Resistencia.

SUMMARY

Reactive Powder Concrete (RPC), which recently has been developed, reach compressive strengths above 200 MPa. In this paper, some of its characteristics related to its durability have been studied such as air permeability, porosity, diffusion and migration of chloride ions, carbonation, corrosion rate, and resistivity measurements.

Results are compared to an ordinary and a high performance concretes. The results show a much higher compacity of the Reactive Powder Concrete, and therefore, a much stronger resistance to the external aggressives to penetrate. This fact led to a much better durable performance than that of the ordinary or High Resistance Concretes as consequence of a more dense microstructure.

NUEVA PUBLICACION
MANUAL H.P.7-92

RECOMENDACIONES PARA LA
CONSERVACION DE PUENTES
PRETENSADOS

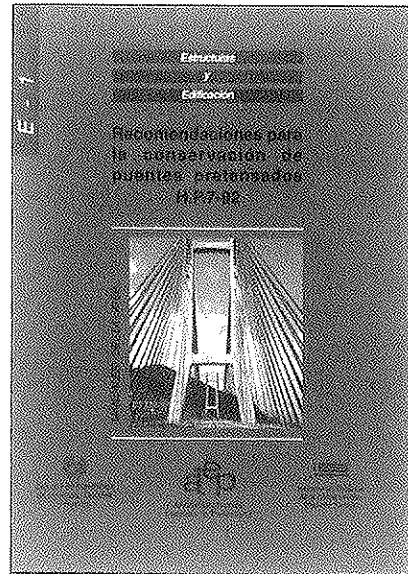
Continuando con la serie de Manuales que esta Asociación Técnica Española del Pretensado viene publicando, en los cuales se recogen las recomendaciones que se consideran idóneas para conseguir una adecuada realización de las obras pretensadas y su buen comportamiento a lo largo de su vida de servicio,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

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

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

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

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



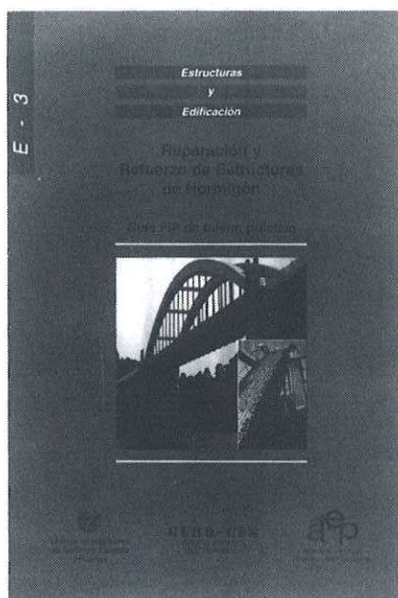
aplicación de la técnica del pretensado en la realización de reparaciones y refuerzos de puentes.

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

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

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

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



NUEVA PUBLICACION

"REPARACION Y REFUERZO DE ESTRUCTURAS DE HORMIGÓN"

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

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

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

Hoy día se ha despertado una conciencia de cierta precariedad de las estructuras de hormigón que nos ha sacado de la ingenuidad de creer que

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

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

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

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

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL
PRETENSADO

Apartado de Correos 19002

280080 MADRID

Tel.: (91) 766 07 03

Fax: (91) 766 07 03

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

- FOMENTO DE CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A. (FCCSA).**—Acanto, 22. 28045 Madrid.
- FORMIGONS GIRONA, S.A.**—Carretera C-250 de Girona a Sant Feliú de Guixols, Km. 4,3. 17242 Quart (Gerona).
- FREYSSINET, S.A.**—General Perón, 24. 28020 Madrid.
- GRACE, S.A.**—Apartado 523. 08080 Barcelona.
- GRUPO ESPAÑOL DEL HORMIGON (GEHO).**—Universidad Politécnica de Madrid.—Laboratorio de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, C. y Puertos.—Ciudad Universitaria, s/n. 28040 Madrid.
- H.I.S., S.A.**—Luis Montoto, 105, 4º K. 41007 Sevilla.
- HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.**—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
- IBERDROLA, S.A. Servicio Formación.**—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
- INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.**—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
- INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).**—José Abascal, 53-2.ª planta. 28003 Madrid.
- INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.**—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
- INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).**—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
- JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.**—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
- LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES. CEDEX.**—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
- MECANOGUMBA, S.A.**—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- MEKANO-4, S.A.**—Polígono Can Magarola. Carretera N-152, Km. 19,8. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
- PACADAR, S.A.**—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
- PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.**—Apartado 138. 36600 Villagarcía de Arosa (Pontevedra).
- PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.**—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
- PROYECTOS Y ESTRUCTURAS, S.A. (PROES).**—Padre Damián, 42-1º-D. 28036 Madrid.
- SENER, INGENIERIA Y SISTEMAS, S.A.**—Avda. de Zugazarte, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
- TECPRESA, S.A.**—Velázquez, 105. 28006 Madrid.
- TREFILERIAS QUIJANO, S.A.**—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
- TRENZAS Y CABLES, S.L. (TYC, S.L.).**—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).
- VSL IBERICA, S.A.**—Aribau, 185, 3º, 2ª. 08021 Barcelona.

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.



**asociación técnica
española del pretensado**