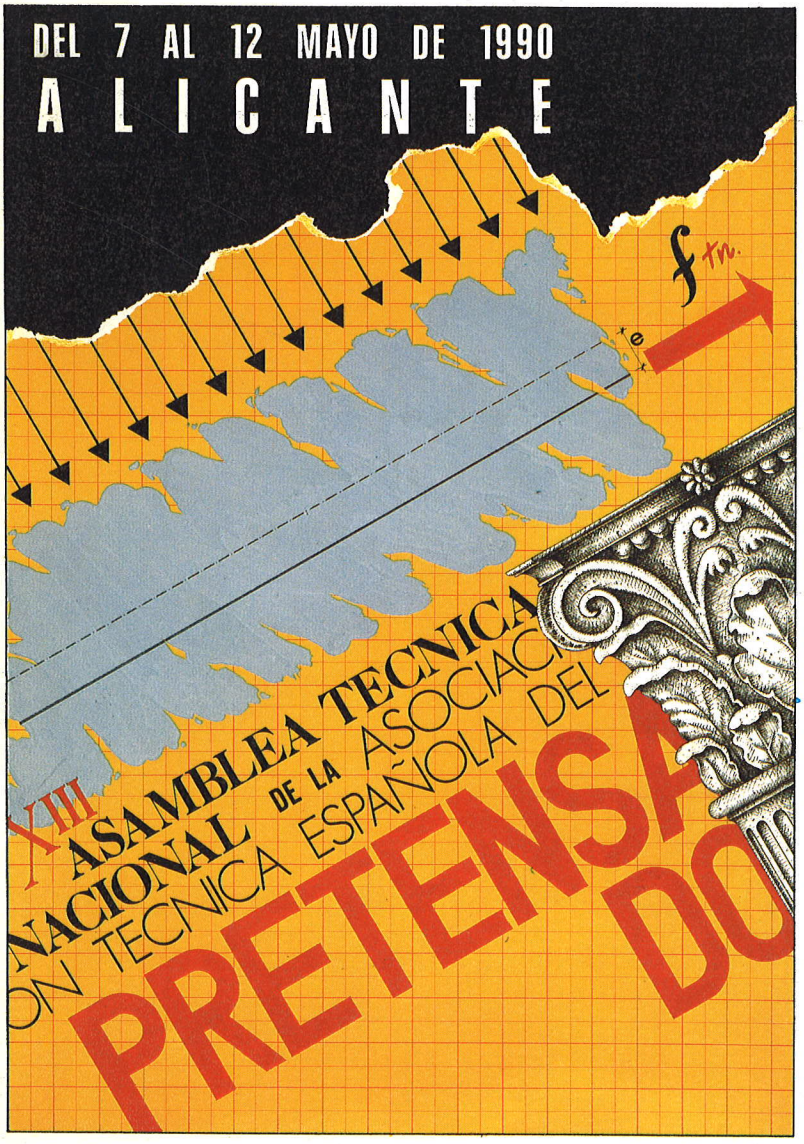
hormigón y ACERO



n° 178

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.)
APARTADO 19.002 - 28080 MADRID

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

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

ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION, S.A. (ATECSA).-P.º de la Habana, 14. 28036 Madrid.
AGROMAN EMPRESA CONSTRUCTORA, S.A.—Raimundo Fernández Villaverde, 43. 28003 Madrid.
ALCAL.—Independencia, 4-4.º. 24001 León.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).-Orense, 10. 28020 Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.—Plaza Gala Placidia, 1. 08006 Barcelona.
BIGUETES, S.L.—Partida Altabix, s/n. 03000 Elche (Alicante).
CAMARA, S.A.—Apartado 180. 36080 Pontevedra.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.—Grijalba, 9. 28006 Madrid.
CEMENTOS MOLINS, S.A.—C.N. 340, Km. 329,300. 08620 Sant Viçenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE OBRAS PUBLICAS (CEDEX). Gabinete de Información y Documentación.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A., C.T.T., S.A.—Aribau, 185. 08021 Barcelona.
COLEGIO DE INGENIEROS 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.—Buen Pastor, n.º 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.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. Biblioteca.—Barquillo, 12. 28004 Madrid.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.—Federico Salmón, 13. 28016 Madrid.
CONSULTECO, S.L.—Pintor Lorenzo Casanova, 26. 03003 Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Ayala, 42. 28001 Madrid.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.—Orense, 81. 28020 Madrid.
EMESA-TREFILERIA, S.A.—Apartado 451. 15080 La Coruña.
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA, S.A. (AUXINI). Departamento Obras Especiales.—Padilla, 46. 28006 Madrid.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A. Biblioteca.— Juan de Mena, 8. 28014 Madrid.
ESCUELA POLITECNICA SUPERIOR DEL EJERCITO. Departamento de Infraestructura.—Joaquín Costa, 6. 28006 Madrid.
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS.—Ciudad Universitaria. 28040 Madrid.
ESTEYCO, S.A.—Menéndez Pidal, 17. 28036 Madrid.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A. (EPTISA).-Arapiles, 14. 28015 Madrid.
EUROCONSULT, S.A.—Apartado 99. 28700 San Sebastián de los Reyes (Madrid).
FERROVIAL, S.A.—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.

(Continúa en el int. de contraportada)

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO
INSTITUTO DE CIENCIAS DE LA CONSTRUCCION EDUARDO TORROJA
DEL CONSEJO SUPERIOR DE INVESTIGACIONES CIENTIFICAS

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

hormigón y acero

n.º 178

1er trimestre 1991

CUOTAS ANUALES

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

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

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

APARTADO 19.002 - 28080 MADRID - ☎ 302 04 40

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

hormigón y acero n. 178

índice

Págs.

457-0-159 **Pandeo de pilas en puentes con tablero sobre apoyos elastoméricos** ..... 9 - 16
Flambement de poteaux en ponts avec tablier sur appuis élastomeriques.
Buckling columns in bridges with deck on elastomeric bearings.
J.L. González Sánchez.

XIII[a] Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P. Comunicaciones presentadas al tema 1.º: "Investigaciones y estudios"

457-5-24 **Cálculo sísmico de puentes. Estudio comparativo** ..... 17 - 30
Méthodes d'analyse pour le calcul sismique des ponts routières.
Computational methods for seismic analysis of bridges.
C. Huerta; J.J. López Cela y E. Alarcón.

457-8-157 **Fisuración de elementos de hormigón armado sometidos a flexión simple: Evolución en el tiempo** ..... 31 - 35
La fissuration de poutres de béton armé chargées à flexion pure: Evolution au temps.
Cracking reinforced concrete beams under flexural loads: Time evolution.
E. Barberá; B. Perepérez; J. Benlloch; J.M. Fran y G. González.

Comunicaciones presentadas al tema 2.º: "El pretensado en edificación"

457-8-158 **Transmisión de cargas entre forjados, durante el proceso constructivo: Medidas realizadas en obra** ..... 37 - 47
Répartition de forces entre hourdis pendant la construction. Mesures réalisées sur le chantier.
Transmision of loads among floors during the construction process. Measures carried out in the job.
J. Catalá; J.J. Moragues; V. Salort y P.L. Sirvent.

591-5-27 **Estructura de losas postensadas con cables no adherentes, para el edificio Mirasierra, en Madrid** ..... 49 - 62
Structure de dalles postcontraints avec torons graissés pour le bâtiment Mirasierra á Madrid.
Structure of postensioned slabs with unbonded tendons for Mirasierra building in Madrid.
J.L. Bellod y J. Rui-Wamba.

591-5-28 **Losas postensadas con cables no adherentes en estructuras de edificación** ..... 63 - 86
Dalles postcontraints avec torons graissés, dans les bâtiments.
Post-tensioned slabs with unbonded tendons in buildings.
J. Rui-Wamba.

Comunicaciones presentadas al tema 3.º: "Rehabilitación, reparación y refuerzo de estructuras"

457-7-6 **La adherencia de aceros lisos y corrugados revestidos con resina epoxi aplicada manualmente** ..... 87 - 96
L'adhérence d'aciers lisses et à verrous avez un revêtement de resines d'epoxide manuellement apliqué.
Bond behaviour between concrete and reinforcing steel bars-corrugated or not - with epoxy coating handly applied.
B. Perepérez; E. Barberá; J. Benlloch; G. González y J.M. Fran.

457-8-159 **Manual de conservación de puentes pretensados, H.P. 7** 97 - 98
Manuel de conservation de ponts en béton précontraint, HP-7.
Handbook on maintenance of prestressed bridges, HP-7.
F.J. del Pozo Vindel.

Págs.

837-8-11 **Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón** 99 - 104
Utilisation de connecteurs dans la réparation des structures en béton.
A new way for repairing concrete structures, using shear connectors.
A. González Serrano.

837-8-12 **Reparación de un paso superior sobre la C.N. VI a su paso por Betanzos. Proyecto hecho para la Demarcación Regional de Carreteras del Estado, en Galicia** ..... 105 - 109
Réparation d'un passage supérieur sur la route N-VI, à Betanzos, endommagé par un impact.
How to repair a bridge's beam damaged.
A. González Serrano.

837-8-13 **Reparación de pilares en los bloques 42, 45 y 46 del barrio de Las Flores en La Coruña. Proyecto hecho para el I.G.V.S. de la Xunta de Galicia** ..... 111 - 116
Réparation des blocs de logements nº 42, 45 et 46 dans le quartier des Fleurs, á La Coruña.
How to repair some columns in which the carbonation and chlorides start the reinforcement corrosion.
A. González Serrano.

837-8-14 **Reparación del puente del Burgo, en La Coruña. Proyecto hecho para la C.O.T.O.P. de la Xunta de Galicia** ..... 117 - 125
Réparation du pont du Burgo à La Coruña, dont le béton s'était déterioré par carbonatation.
How to repair bridge's beams in which the carbonation and chlorides start the reinforcement corrosion.
A. González Serrano.

837-8-15 **Supresión de pilares en una nave** ..... 127 - 133
Elimination de colonnes et planchers dans un magasin.
A method for removing the supports of a commercial building.
A. González Serrano.

Comunicaciones presentadas al tema 4.º: "Realizaciones"

591-1-44 **Construcción de un aparcamiento subterráneo, de 306 m de longitud, sin juntas de dilatación, en Palma de Mallorca** 135 - 140
Construction, à Palma de Mallorca, d'un parking de 306 m de longueur sans joints de dilatation.
Underground parking design, 306 m long, without expansion joints.
A. González Serrano.

591-2-216 **Puentes proyectados por PROES, S.A.** ..... 141 - 145
Ponts en Béton Précontraint projetés par PROES, S.A.
Prestressed bridges designed by PROES, S.A.
F. del Pozo Frutos; F. del Pozo Vindel; J.M. Arrieta Torrealba y J.L. Alcalá Sánchez.

591-2-217 **Proyecto y construcción del puente Concepción-Puerto Militar, sobre el río Paraguay** ..... 147 - 159
Proyect et construction du pont Concepción-Puerto Militar sur la fleuve Paraguay.
Design and construction of the bridge Concepción-Puerto Militar on the Paraguay river.
Dieter Horstmann y A. Martín Paredes.

Portada: **Reproducción del Cartel anunciador de la XIII[a] Asamblea Técnica Nacional, que obtuvo el primer premio en el Concurso al efecto celebrado.**

Autor: *José Luis Jara Leal.*

INTEMAC

INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

SONDEOS, ENSAYOS E INFORMES GEOTECNICOS

CONTROL DE PROYECTO

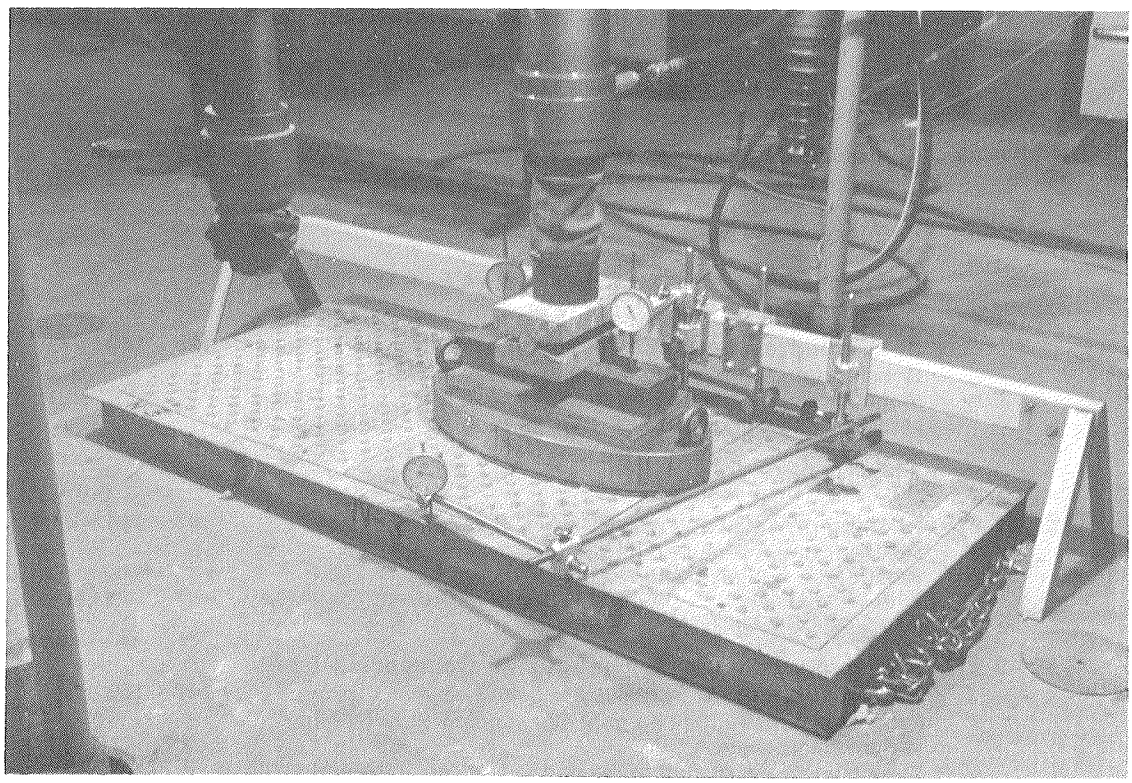
INFORMES DE PATOLOGIA Y REFUERZOS DE CONSTRUCCIONES

OBRAS PUBLICAS
EDIFICACION
INSTALACIONES

LABORATORIO DE ENSAYOS DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES

GARANTIA DE CALIDAD

CONTROL DE OBRA



ENSAYO DE TAPAS DE ARQUETA DE UN HANGAR DE IBERIA, FRENTE A LA SIMULACION DE CARGA DE LA RUEDA DE UN JUMBO.

MADRID: Oficina: Monte Esquinza, 30-4.º-D. Teléfs.: (91) 410 51 58 - 62 - 66. Télex: 49987 INTEM E - Fax: 410 25 80 - 28010 MADRID
MADRID: Laboratorio: Carretera de Loeches, 7 - Teléfs.: (91) 675 31 00 - 04 - 08 - Fax: 677 41 45 - 28850 TORREJON DE ARDOZ (Madrid)
BARCELONA: Oficina y Laboratorio: Avda. de la Riera, 10, Nave 2, Pol. Ind. Tres Santos - Teléf.: (93) 372 83 00 - Fax: 473 03 09
08960 SANT JUST DESVERN (Barcelona)

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.
ALBISA, S.A.— Algeciras (Cádiz).
ALTRESA, S.A.— Aranda de Duero (Burgos).
ASOCIACIO ENGINYERS INDUSTRIALS DE CATALUNYA.— Barcelona.
ASOCIACION DE INVESTIGACION DE LAS INDUSTRIAS DE LA CONSTRUCCION.— Paterna (Valencia).
ASOCIACION DE LABORATORIOS HOMOLOGADOS DE LA COMUNIDAD VALENCIANA.—Valencia.
CASTRO HERMANOS, S.L.—Mislata (Valencia).
CENTRO DE ANALISIS Y DISEÑO DE ESTRUCTURAS, S.A.—Oviedo.
CEYD TECNICA, S.A.— Oviedo
C.I.C., S.A.— Consultor de Ingeniería Civil, S.A.— Barcelona
CIISA "CONSLTING E INGENIERIA INT. S.A.".—La Coruña.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Andalucía Oriental.—Málaga.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS, CANALES Y PUERTOS. Demarcación de Galicia.—La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.—La Coruña.
Ensayos.—Murcia.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS. Laboratorio de Ensayos.— Tarragona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ASTURIAS.— Oviedo.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE BALEARES.— Palma de Mallorca.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE VALENCIA.— Valencia.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.— Bilbao.
CONTROLEX.—Alicante.
CUBIERTAS Y M.Z.O.V., S.A.—Barcelona.
DEPARTAMENTO DE CONSTRUCCIONES ARQUITECTONICAS.—Escuela Técnica Superior de Arquitectura.—Sevilla.
DIRECCION DE CARRETERAS Y TRANSPORTE. Diputación Foral de Guipúzcoa. San Sebastián.
DITECO, S.L.— Valencia .
E.E.P., S.A.— Elementos Estructurales Prefabricados, S.A.— Sant Fruitos de Bages (Barcelona)
ENAGA, S.A.— Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA TECNICA SUPERIOR DE ARQUITECTURA.—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 INDUSTRIALES. Departamento de Teoría de Estructuras. Universidad de Zaragoza.—Zaragoza.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.— Castro de Elviña (La Coruña).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE ARQUITECTURA TECNICA.— Granada.
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA MINERA. Biblioteca.— León.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Alicante.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.— Barcelona.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Burgos.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA.—Córdoba.
ESCUELA UNIVERSITARIA POLITECNICA DE MANRESA.—Manresa (Barcelona).
ESTRUCTURAS Y ENCOFRADOS RETICULADOS, S.A.—Alicante.
EUROESTUDIOS, S.A.— Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.— Madrid.
FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
FUERZAS ELECTRICAS DE CATALUÑA, S.A.— Barcelona.
FUNDACION DE LOS FERROCARRILES ESPAÑOLES.—Madrid.
GIJON E HIJOS, S.A.—Motril (Granada).
GIRALDEZ OCAÑA CONTROL, S.L., G.O.C.S.L.—Vigo (Pontevedra)

HORMADISA, S.L.—Puentecesures - Cordeiro (Pontevedra).
IDEAM, S.A.—Madrid.
INBADELCA, S.A.—Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.—Tarrasa (Barcelona).
INGENIERIA Y ECONOMIA DEL TRANSPORTE, S.A.– Centro de Documentación.– Madrid.
INGENIERIA FLORS, S.A.– Grao de Castellón.
INGENIEROS Y ARQUITECTOS ASOCIADOS, S.A.— Zaragoza.
INSTITUCIONES COLEGIALES PARA LA CALIDAD EN LA EDIFICACION.—Murcia.
INSTITUT DE TECNOLOGIA DE LA CONSTRUCCIO DE CATALUNYA.—Barcelona.
INSTITUTO JUAN DE HERRERA.—Madrid.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO (IRYDA).—Madrid.
J. CASTRO MATELO, S.A.—Sigueiro (La Coruña).
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Consejería de Fomento.– Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Dirección General de Carreteras. Servicio de Gestión.– Valladolid.
JUNTA DE CASTILLA Y LEON.– Servicio de Obras Públicas.– Avila
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.—Santa Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE LA EDIFICACION.—Consejería de Obras Públicas.—Las Palmas de Gran Canaria.
LABORATORIO GEOCISA. Biblioteca.—Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.– Madrid.
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 DEFENSA. DIRECCION GENERAL DE INFRAESTRUCTURA.– Madrid.
MINISTERIO DE DEFENSA. DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGISTICO DEL EJERCITO.– Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS. DEMARCACION CASTILLA-LEON.– Valladolid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. DIRECCION GENERAL DE CARRETERAS, SERVICIO DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO.—DIRECCION GENERAL PARA LA VIVIENDA Y ARQUITECTURA, SUBDIRECCION GENERAL DE NORMATIVA BASICA Y TECNOLOGICA.—Madrid.
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO. SUBDIRECCION GENERAL DE INFORMES ECONOMICOS Y TECNOLOGIA.— Madrid.
PLACAS DE HORMIGON, S.A.— Lliga d'Amunt (Barcelona).
POSTENSA, S.A.—Bilbao.
PRAINSA.—Barcelona.
PREFABRICACIONES Y CONTRATAS, S.A.—Madrid.
PREFABRICADOS AGRICOLAS E INDUSTRIALES, S.A. (PRAINSA).—Zaragoza.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).—León.
PREFABRICADOS DE HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).—Valladolid.
PREFABRICADOS POUSA, S.A.—Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. (HORTE).—Valladolid.
RUBIERA, S.A.—León.
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.—Barcelona.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.—Gerona.
SESTRA, S.A.L.—Andoain (Guipúzcoa).
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.—Madrid.
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE AUTOMOVILES DE TURISMO (SEAT). Biblioteca.—Barcelona.
SPANDECK CATALANA, S.A.—Barcelona.
TECHOS ESPECIALES PREFABRICADOS, S.A. (TEPSA).—Tarrasa (Barcelona).
TECNOS, GARANTIA DE CALIDAD, S.A.—Madrid.
TERRATEST, S.A.– Madrid.
TEXSA, S.A.– Barcelona.
TIGNUS, S.A.– Valencia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).– Madrid
UNIVERSIDAD CASTILLA-LA MANCHA.– Albacete.
UNIVERSIDAD DE CADIZ.– Algeciras (Cádiz).
UNIVERSIDAD DE CANTABRIA. Biblioteca Universitaria.– Santander.

UNIVERSIDAD DE OVIEDO. Biblioteca Universitaria.– Oviedo.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. Hemeroteca.– Valencia.
UNIVERSIDAD POLITECNICA DE MADRID. Departamento de Mecánica de Medios Contínuos y Teoría de Estructuras. E.T.S.I. Caminos, Canales y Puertos.– Madrid.
VIGUETAS MUBEMI.– Torrente (Valencia).
VISANFER, S.A.– Totana (Murcia).

EXTRANJERO

ASSOCIACAO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.—Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DEL DIPARTIMENTO DI ENGEGNERIA STRUCTURALE.—Politécnico d'Torino: Torino (Italia).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.—Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES. INGENIEROS CONSULTORES, S.A.— Buenos Aires (Argentina).
FILIAL BIBLIOTEKI AKADEMII NAUK SSSR.— Moskva A-219. Rusia.
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.—Luanda (República Popular de Angola).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.—Lima (Perú).
SARET P.P.B. Cadre Technique.—Le Pontet (Francia).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES.—Biblioteca Integrada de Economía, Ciencias e Ingeniería. Dpto. de Selección y Adquisiciones. Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE QUITO. Biblioteca.—Quito (Ecuador).
UNIVERSIDAD CATOLICA DE VALPARAISO. Biblioteca Central.—Valparaíso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. Biblioteca.—Mayagüez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTA MARIA.—Biblioteca Central. Valparaíso (Chile).
ZENTR. BIBLIOTEKA STRUIT. I ARCHIT. Moskow I-434. Rusia.

MIEMBRO CORRESPONDIENTE

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

* * *

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

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

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

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

Normas que deben cumplir los artículos que se envien 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 tañamo 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 ℓ y el 1; la O y el cero; la K y la k, etc.).

2.8. Referencias bibliográficas

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

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

Referencias de artículos publicados en revistas

Apellidos e iniciales del Autor o Autores; título del artículo; nombre de la publicacion; número del volumen y fascículo; fecha de publicación, y numero 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.

Pandeo de pilas en puentes con tablero sobre apoyos elastoméricos

José Luis González Sánchez
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Fomento de Obras y Construcciones, S.A.

1. INTRODUCCION

Las rigideces al desplazamiento y al giro en la base de las pilas de puente, vienen determinadas por la interacción suelo-estructura, mientras que las rigideces en la cabeza dependen de la tipología estructural del tablero así como de las rigideces que presenten el resto de los apoyos del propio tablero.

El estudio teórico del pandeo de un pilar de directriz recta e inercia constante, elásticamente vinculado en sus extremos, ha sido desarrollado por diferentes autores (H. Donnell para barras sin posibilidad de desplazamiento en los extremos [1], S. Timoshenko [2], etc.); sin embargo, su aplicación práctica apenas se limita a la lectura de incómodos ábacos, o a la utilización de ciertas "reglas de buena práctica", a veces de dudosa exactitud.

En este artículo se muestra el problema en su generalidad, pero se limita el estudio teórico a fin de no complicar excesivamente su solución perdiendo el objetivo del mismo.

El cálculo de la longitud de pandeo de una pieza, se reduce así a obtener las rigideces que, en el plano de pandeo, presenta el resto de la estructura en los extremos de la barra analizada; una vez deducidas, la longitud de pandeo se obtiene de una ecuación implícita que se resuelve por aproximaciones sucesivas.

Además de la carga axil, la barra se ve sometida a unos esfuerzos de flexión y de cortante, cuyas expresiones, valores máximos y puntos donde se producen es necesario conocer al dimensionar la pieza.

2. DESCRIPCION DEL MODELO

Se considera el pilar representado en la Figura 1-a, y sean $[K_I]$ y $[K_S]$ las matrices de rigidez en los nudos inferior y superior, respectivamente, de la barra. El modelo se supone plano (sin posibilidad de alabeo), y sometido a unas acciones en el nudo superior definidas por el vector de cargas [P]. La barra es recta, de longitud L, módulo de elasticidad E, e inercia I constante.

La Figura 1-b representa un caso particular del anterior, cuando el único valor no nulo de la matriz de cargas es la fuerza en la dirección de la directriz, y las matrices de rigidez en los nudos extremos son diagonales, de forma que los únicos valores paramétricos son: K_y, rigidez al desplazamiento normal al eje de la pieza, en su extremo superior; K_{zs}, rigidez al giro en el extremo superior; y K_{zI}, rigidez al giro del extremo inferior. El caso de un muelle, con posibilidad de desplazamiento normal al eje de la pieza pero en el extremo inferior de la misma, se reduce al modelo descrito sin más que "componerlo en serie", con el existente en la parte superior.

Sean H_s y M_s los esfuerzos transversal y de flexión que aparecen en el extremo superior de la pieza deformada, y M_I el momento flector en el extremo inferior. De acuerdo con las hipótesis adoptadas para las matrices $[K_s]$ y $[K_I]$, y los ejes indicados en la Figura 1-c, resulta:

$$\begin{aligned} H_s &= K_y \cdot y\,(L) \\ M_s &= -K_{zs} \cdot y'\,(L) \\ M_I &= K_{zI} \cdot y'\,(0) \end{aligned} \qquad (1)$$

donde y(x) representa la deformación de la barra a una distancia x del extremo inferior, e y'(x) su primera derivada.

El equilibrio de momentos en el apoyo y la estabilidad mecánica del modelo descrito se traducen en:

$$P \cdot y\,(L) + H_s \cdot L + M_s + M_I = 0 \qquad (2)$$

$$P < K_y \cdot L + \frac{1}{L} \cdot (K_{zs} + K_{zI}) \qquad (3)$$

Esta última expresión indica que si la carga crítica de pandeo supera el valor indicado, la pieza alcanzará un equilibrio inestable antes de producirse el pandeo.

3. LONGITUD Y CARGA CRITICA DE PANDEO

El momento flector a una distancia x del apoyo será, según la Figura 1-c:

$$M(x) = P \cdot [y(L) - y] + M_s + H_s \cdot (L - x) = EI \cdot y'' \qquad (4)$$

ecuación diferencial cuya solución general es:

$$y = y(L) + \frac{1}{P} \cdot [M_s + H_s \cdot (L - x)] + C_1 \cdot \cos\frac{u \cdot x}{L} + C_2 \cdot \operatorname{sen}\frac{u \cdot x}{L} \qquad (5)$$

$$\text{donde } u = \left(\frac{P}{EI \cdot L}\right)^{1/2} \qquad (6)$$

Las constantes C_1 y C_2, y los esfuerzos en extremos de barra, H_s, M_s y M_1, se obtienen estableciendo las condiciones de contorno:

$$\text{Para } x = 0: \quad y = 0 = -\frac{H_s}{K_y} + \frac{M_s + H_s \cdot L}{P} + C_1 \qquad (7)$$

$$y' = \frac{M_1}{K_{z1}} = -\frac{H_s}{P} + C_2 \cdot \frac{u}{L}$$

Para x = L:

$$y(L) - y = 0 = \frac{M_s}{P} + C_1 \cdot \cos u + C_2 \cdot \operatorname{sen} u \qquad (8)$$

$$y' = -\frac{M_s}{K_{zs}} = -\frac{H_s}{P} - C_1 \cdot \frac{u}{L} \cdot \operatorname{sen} u + C_2 \cdot \frac{u}{L} \cdot \cos u$$

Eliminando C_1 y C_2 del conjunto de las ecuaciones (7) y (8) resulta:

$$C_1 = M_s \cdot \left(-\frac{\cos u}{P} + \frac{L \cdot \operatorname{sen} u}{K_{zs} \cdot u}\right) - H_s \cdot \frac{L \cdot \operatorname{sen} u}{P \cdot u} = -\frac{M_s}{P} + H_s \cdot L \left(\frac{1}{L \cdot K_y} - \frac{1}{P}\right) \qquad (9)$$

$$C_2 = M_s \cdot \left(-\frac{\operatorname{sen} u}{P} - \frac{L \cdot \cos u}{K_{zs} \cdot u}\right) + H_s \cdot \frac{L \cdot \cos u}{P \cdot u} = -M_1 \cdot \frac{L}{K_{z1} \cdot u} + H_s \cdot \frac{L}{P \cdot u} \qquad (10)$$

Las expresiones (2), (9) y (10) se pueden poner en la forma:

$$\begin{Vmatrix} L - \frac{P}{K_y} & 1 & 1 \\ \frac{L}{P} \cdot \left(1 - \frac{\operatorname{sen} u}{u}\right) - \frac{1}{K_y} & \frac{1 - \cos u}{P} + \frac{L \cdot \operatorname{sen} u}{K_{zs} \cdot u} & 0 \\ \frac{L}{P \cdot u} \cdot (1 - \cos u) & \frac{\operatorname{sen} u}{P} + \frac{L \cdot \cos u}{K_{zs} \cdot u} & -\frac{L}{K_{z1} \cdot u} \end{Vmatrix} \cdot \begin{Bmatrix} H_s \\ M_s \\ M_1 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ 0 \\ 0 \end{Bmatrix} \qquad (11)$$

Para que este sistema homogéneo de ecuaciones lineales admita soluciones distintas de la trivial $H_s = M_s = M_1 = 0$, el determinante de la matriz de los coeficientes deberá ser nulo. Recordando (6) se obtiene, tras simplificar:

$$\begin{vmatrix} 1 - F_y & 1 & 1 \\ 1 - F_y - \frac{\operatorname{sen} u}{u} & 1 - \cos u + \operatorname{sen} u \cdot F_{zs} & 0 \\ \frac{1 - \cos u}{u} & \operatorname{sen} u + F_{zs} \cdot \cos u & -F_{z1} \end{vmatrix} = 0 \qquad (12)$$

donde:

$$F_y = \frac{u^2 \cdot EI}{L^3 \cdot K_y}; \quad F_{zs} = \frac{u \cdot EI}{L \cdot K_{zs}}; \quad F_{z1} = \frac{u \cdot EI}{L \cdot K_{z1}} \qquad (13)$$

La ecuación (12) admite, en general, infinitas soluciones; sin embargo, únicamente nos interesa la de menor valor positivo, es decir, la mínima carga para la cual pandea la barra. Se puede obtener el valor de "u" procediendo por aproximaciones sucesivas, partiendo de un valor positivo suficientemente pequeño, e incrementando su valor hasta que el determinante cambia de signo por primera vez.

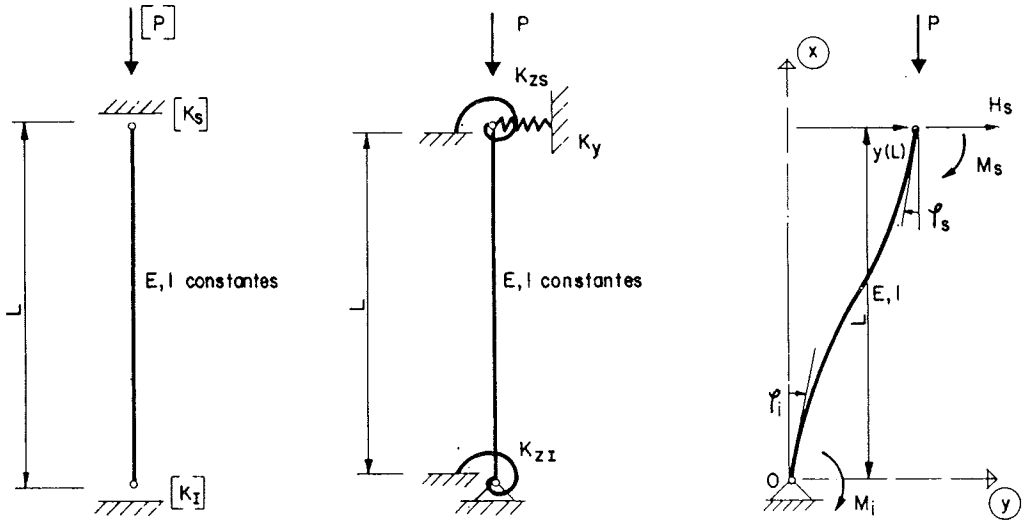
Si llamamos longitud de pandeo L_p de la pieza, a la distancia entre dos puntos consecutivos de momento nulo, o lo que es lo mismo, en los que la derivada segunda de la curva deformada se anula, resulta:

$$\frac{M(x)}{EI} = y'' = \frac{-C_1 \cdot P}{EI} \cdot \cos\left(\frac{P}{EI}\right)^{1/2} \cdot x - \frac{C_2 \cdot P}{EI} \cdot \operatorname{sen}\left(\frac{P}{EI}\right)^{1/2} \cdot x \qquad (14)$$

Dos puntos consecutivos que verifiquen esta ecuación estarán separados una distancia $L_p = \left(\frac{EI}{P}\right)^{1/2} \pi$, puesto que si $C_1 \cdot \cos\alpha + C_2 \cdot \operatorname{sen}\alpha = 0$, se deduce que $C_1 \cdot \cos(\pi + \alpha) + C_2 \cdot \operatorname{sen}(\pi + \alpha) = 0$, con un incremento mínimo posible del valor de α que mantenga la validez de la ecuación.

Por último, recordando (6) resulta:

$$L_p = \frac{\pi}{u} \cdot L; \quad P_c = \left(\frac{u}{L}\right)^2 \cdot EI \qquad (15)$$



(a) Modelo General (b) Modelo estudiado (c) Esfuerzos en la pieza deformada

Fig. 1.

que son la longitud y la carga crítica del pandeo.

4. ESFUERZOS DE PANDEO

Si en el sistema de ecuaciones (11) eliminamos una ecuación, combinación lineal de las otras dos, resulta:

$$\begin{Bmatrix} H_s \cdot L \\ M_s \\ M_I \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} A \\ B \\ C \end{Bmatrix} \cdot PL\,\lambda \qquad (16)$$

$$\begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} C \\ D \end{Bmatrix} L\,\lambda \qquad (17)$$

TABLA 1

Coeficientes de los esfuerzos de pandeo

	$K_y \neq 0$ $\alpha_1(u) \neq 0$	$K_{zs} \neq 0$ $\alpha_2(u) \neq 0$	$K_{zI} \neq 0$ $\alpha_3(u) \neq 0$
$\frac{H_s \cdot L}{P \cdot \lambda} = A$	1	$\frac{\alpha_1}{\alpha_2}$	$\frac{\alpha_5}{\alpha_3}$
$\frac{M_s}{PL\,\lambda} = B$	$\frac{\alpha_2}{\alpha_1}$	1	$(F_y - 1) \cdot \frac{\alpha_5}{\alpha_3} - 1$
$\frac{M_I}{PL\,\lambda} = \frac{C_1}{L\,\lambda} = C$	$\frac{\alpha_4}{\alpha_1}$	$\frac{\alpha_4}{\alpha_2}$	1
$\frac{C_2}{L\,\lambda} = D$	$-\frac{\alpha_3}{\alpha_1}$	$-\frac{\alpha_3}{\alpha_2}$	$\frac{\alpha_5}{u \cdot \alpha_3} - F_{zI}$
$[C^2 + D^2]^{1/2}$	$\frac{[\alpha_3^2 + \alpha_4^2]^{1/2}}{\lvert\alpha_1\rvert}$	$\frac{[\alpha_3^2 + \alpha_4^2]^{1/2}}{\lvert\alpha_2\rvert}$	$[(\frac{\alpha_5}{u \cdot \alpha_3} - F_{zI})^2 + 1]^{1/2}$

Funciones auxiliares $\alpha_i(u)$

$$\alpha_1(u) = 1 - \cos u + \operatorname{sen} u \cdot F_{zs}$$

$$\alpha_2(u) = -1 + F_y + \frac{\operatorname{sen} u}{u}$$

$$\alpha_3(u) = \frac{1 - \cos u}{u} - (1 - F_y) \cdot (\operatorname{sen} u + F_{zs} \cdot \cos u)$$

$$\alpha_4(u) = (F_y - 1) \cdot (-\cos u + \operatorname{sen} u \cdot F_{zs}) - \frac{\operatorname{sen} u}{u}$$

$$\alpha_5(u) = \operatorname{sen} u + F_{zs} \cdot \cos u + F_{zI}$$

donde los valores de A, B, C y D son diferentes según sea la ecuación eliminada, y se obtienen de la Tabla 1 a partir de las funciones α_1 (u) que se indican en la misma.

Debido a la carga P, la barra está sometida, además de al esfuerzo axil de compresión, a unos esfuerzos de flexión y de cortante cuyas expresiones, puntos en que se anulan sus primeras derivadas y valores correspondientes de los esfuerzos, se resumen en la Tabla 2, en la cual la función "arctg α" toma valores en el intervalo [0, u] para no considerar los puntos exteriores a la barra.

Los signos del momento flector y del esfuerzo cortante son indiferentes, dependiendo del sentido en que se desplace la barra, que a su vez dependerá de las pequeñas imperfecciones que ésta tenga.

En la Tabla 3 se resumen todos los parámetros descritos en los casos de rigideces de borde con valor extremo (cero o infinito).

El factor de indeterminación λ se obtendría, en el caso de pilares de hormigón armado, a través del método de la excentricidad adicional, igualando el máximo momento flector que se deduce de la Tabla 2, al producto P . e_a, donde "e_a", es la excentricidad adicional correspondiente a la longitud de pandeo L_p.

Los esfuerzos de pandeo resultantes en extremos de barra, deberán utilizarse como acciones adicionales en el dimensionamiento de los elementos del resto de la estructura en contacto con el pilar analizado, en concordancia con el cálculo de este último a pandeo.

5. RIGIDECES EN EXTREMOS DE PILAS DE PUENTE

Sólo se considerarán aquellos casos en que las matrices de rigidez sean diagonales, de acuerdo con las hipótesis simplificativas adoptadas en el apartado 2.

A. Rigidez inferior al giro

El caso más común es el de una zapata rectangular, sobre el semiespacio elástico, donde la rigidez al giro viene dada por (Barkan, 1968 y Gorbunov & Possadov, 1961) [3].

$$k_\phi = \frac{G}{1-\mu} \cdot \beta_\phi \cdot B \cdot L^2 \qquad (18)$$

siendo G y μ los módulos de rigidez transversal y de Poisson del terreno, respectivamente; B y L son las dimensiones de la zapata, paralela y perpendicular al eje de giro, y β_ϕ un coeficiente que se obtiene de la Figura 2 (Whitman, 1966).

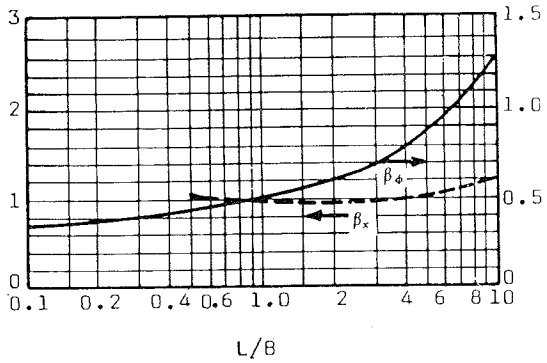


Fig. 2. Coeficientes β_x y β_ϕ para cimientos rectangulares (Whitman 1966).

TABLA 2

Esfuerzos de pandeo

Expresión general	MOMENTO FLECTOR	ESFUERZO CORTANTE
	$\frac{M(x)}{PL\lambda} = -(C \cdot \cos\frac{ux}{L} + D \cdot \operatorname{sen}\frac{ux}{L})$	$\frac{V(x)}{P\lambda} = u\,(C \cdot \operatorname{sen}\frac{ux}{L} - D \cdot \cos\frac{ux}{L})$
Posición del máximo relativo	$\frac{X_M}{L} = \frac{1}{u} \cdot \operatorname{arctg}\frac{D}{C}$	$\frac{X_v}{L} = \frac{1}{u} \cdot \operatorname{arctg}(-\frac{C}{D})$
Valores en el extremo superior	$\frac{M_S}{PL\lambda} = B$	$u\,(C \cdot \operatorname{sen} u - D \cdot \cos u)$
Valores en el máximo relativo	$\frac{M(X_M)}{PL\lambda} = [C^2 + D^2]^{1/2}$	$\frac{V(X_v)}{P\lambda} = u \cdot [C^2 + D^2]^{1/2}$
Valores en el extremo inferior	$-\frac{M_I}{PL\lambda} = -C$	$-u \cdot D$
Reacción transversal	$\frac{H_S}{P\lambda} = -\frac{H_I}{P\lambda} = A$	

Cuando las rigideces al desplazamiento y al giro en extremo superior de la barra son pequeñas o nulas, la longitud de pandeo resulta extraordinariamente sensible al valor de la rigidez inferior, de forma que la hipótesis de empotramiento perfecto en cimentación, podría originar longitudes de pandeo muy por debajo de las reales.

B. Rigidez inferior al desplazamiento

Considerarla infinita no suele producir errores de importancia; pero si se desea una mejor aproximación, su valor se puede componer "en serie" con la superior, para adaptarla al modelo estudiado. En el caso de la zapata rectangular anteriormente descrita, la rigidez al desplazamiento es [3]:

$$k_x = 2 \cdot (1 + \mu) \cdot G \cdot \beta_x \cdot (B \cdot L)^{1/2} \qquad (19)$$

donde G, μ, B y L tienen los mismos significados anteriores, y β_x es un nuevo coeficiente que se obtiene en la misma Figura 2.

C. Rigidez superior al giro

En el caso de un puente de vigas prefabricadas, con losa de continuidad, según el esquema indicado en la Figura 3, la rigidez superior al giro viene dada por:

$$k_{zs} = d^2/[\frac{1}{E_L \cdot B} \cdot (\frac{L}{e})^3 + \frac{1}{E_N} \cdot (\frac{h_{Nf}}{A_{Nf}} + \frac{h_{Nd}}{A_{Nd}})] \qquad (20)$$

donde:
E_L es el módulo de elasticidad de la losa de continuidad; L, B y e son la longitud libre, la anchura y el canto de la losa de continuidad, respectivamente; h_{Nf} y h_{Nd} son las alturas frontal y dorsal de los neoprenos de apoyo y A_{Nf} y A_{Nd} son sus áreas; E_N es el módulo de elasticidad del neopreno, en sentido normal al mismo y "d" es la distancia entre los ejes de neoprenos frontales y

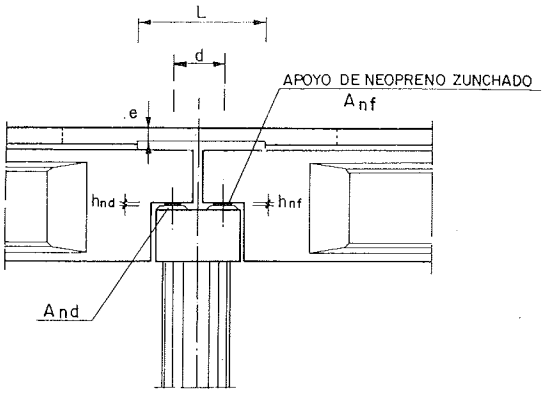


Fig. 3. Parámetros característicos de la losa de continuidad.

dorsales, siendo $\frac{d}{2}$ la cota máxima de excentricidad por pandeo, en el extremo superior de la pila; si esta excentricidad más la propia de la carga, superase dicha cota, sería necesario rediseñar el apoyo.

Otro caso de interés corresponde al pandeo longitudinal (en su plano) y simultáneo, de un pórtico con un número indefinido de pilares iguales, uniformemente espaciados a distancias L, y empotrados en un dintel de inercia I y módulo de elasticidad E constante. Suponiendo que todos los pilares reciben la misma carga P, el pandeo del pórtico en el plano del mismo se puede analizar por medio del de uno de ellos disponiendo en cabeza del mismo un muelle al giro, de constante:

$$K_\infty = \frac{12\,EI}{L} \qquad (21)$$

D. Rigidez superior al desplazamiento

Se obtiene componiendo la rigidez de los neoprenos existentes sobre la pila analizada, con la rigidez del tablero una vez eliminada dicha pila, teniendo en cuenta que cada tramo de tablero limitado por juntas y considerado como sólido rígido, ve limitado su movimiento por la deformabilidad que presente cada apoyo, contabilizando en la misma la deformación del neopreno más la de la pila sobre la que apoya más la eventual deformación del terreno. Su cálculo puede requerir la realización de un modelo estructural en el cual se incluyen los neoprenos como "barras elastoméricas" adicionales con sus características propias de deformabilidad, descritas en la referencia [4].

Un mayor grado de aproximación a las rigideces reales, se alcanzaría teniendo en cuenta parámetros tales como la profundidad a la que se cimenta la zapata, la profundidad a la que se encuentra el estrato duro en los modelos multicapa del terreno, la deformabilidad transversal de los terraplenes en los que se apoyan los estribos, etc., pero ellos nos apartaría excesivamente del tema tratado. En las referencias [5], [6] y [7] se encuentran expresiones para tener en cuenta, de manera aproximada, los efectos indicados.

6. EJEMPLO DE APLICACION

Se considera el puente de la Figura 4, formado por un tablero de 45 m de longitud por 10,80 m de anchura, con dos tramos biapoyados, de cuatro vigas prefabricadas pretensadas, de 1,30 m de canto y losa de 0,25 m de espesor cada uno, estableciéndose la continuidad de losa por medio de un tramo de 1,50 m de longitud por 0,15 m de espesor, con un módulo de elasticidad de 3,0 x 10^6 Mp/m^2.

Sobre los estribos se disponen 4 neoprenos, de 200 x 400 x 37 (52 total) mm y sobre la pila, dos filas de 4 neoprenos de 200 x 400 x 21 (30 total) mm, separadas 0,60 m entre sí. El módulo de rigidez transversal es de 100 Mp/m^2, y el módulo de elasticidad frente a las cargas normales de 6 x 10^4 Mp/m^2.

La pila consta de 4 fustes circulares, de 0,80 m de diámetro, separados 3,33 m entre ejes y 7,0 m de altura incluyendo el dintel, cuya sección es

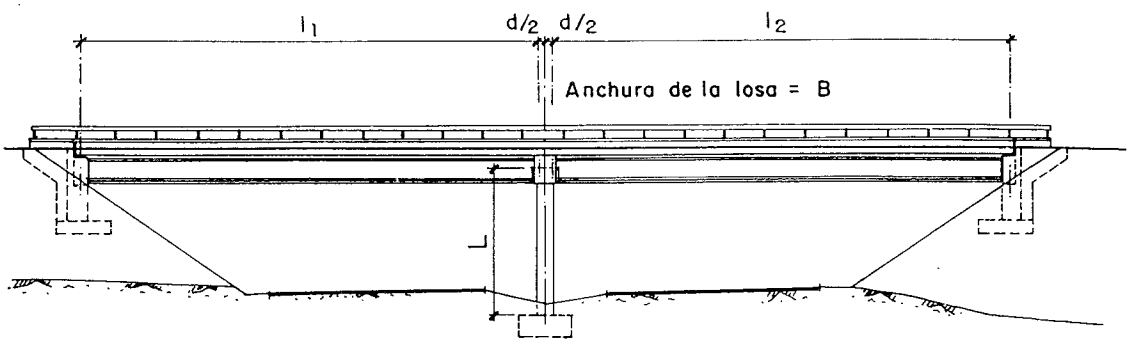


Fig. 4. Puente de dos vanos, con continuidad de losa.

de 1,0 m de anchura por 0,60 m de canto. El módulo de elasticidad de estos elementos es de 2,7 x 10^6 Mp/m^2 y su peso propio se desprecia (la longitud de pandeo se puede corregir considerando el incremento de carga por peso propio de la pila según el método de la referencia [8]).

La pila se empotra en una zapata de 2,50 m de anchura por 12,0 m de longitud y 0,80 m de canto, que se supone apoyada en un semiespacio elástico, de módulo de rigidez transversal 1.900 Mp/m^2 y coeficiente de Poisson 0,3.

Siendo los fustes circulares, el pórtico que constituye la pila es más rígido en su plano que en el vertical normal al mismo, por lo que el pandeo se presentará en el plano vertical que contiene al eje longitudinal del puente. Ello se comprueba obteniendo la longitud de pandeo transversal de la pila según se indica en la referencia [8] para el caso de 4 fustes como máximo, y utilizando la ecuación 21 si el número de fustes es muy elevado.

Cuando se desplaza el tablero en sentido longitudinal, los estribos reaccionan con una fuerza función de su rigidez horizontal, de difícil cuantificación dada su elevada interacción con el terreno del terraplén; por mayor sencillez, se consideran ambos estribos infinitamente rígidos. El error no es importante si el terreno de cimentación es suficientemente duro y los muros de los estribos no son excesivamente esbeltos; en caso contrario, los estribos deben tratarse como un par de pilas más.

—Rigidez superior al desplazamiento:

$$K_{ys} = (K_{neop}^{-1} + K_{estr}^{-1})^{-1} =$$

$$= \left[\frac{0{,}021}{8 \,.\, (0{,}2 \,.\, 0{,}4) \,.\, 100} + \frac{0{,}037 \,.\, 2}{4 \,.\, (0{,}2 \,.\, 0{,}4) \,.\, 100} \right]^{-1} =$$

$$= 378{,}7 \text{ Mp/m}$$

—Rigidez superior al giro:

$$K_{zs} = 0{,}60^2 \,. \cdot \left(\frac{1{,}5^3}{3 \text{ x } 10^6 \,.\, 10{,}8 \,.\, 0{,}15^3} + \frac{0{,}021 \,.\, 2}{6 \text{ x } 10^4 \,.\, (0{,}2 \,.\, 0{,}4)} \right)^{-1} =$$

$$= 10.892 \text{ Mp.m/radián}$$

—Rigidez inferior al desplazamiento:

$$K_{yI} = 2 \,.\, (1 + 0{,}3) \,.\, 1900 \,.\, 1{,}0 \,.\, (2{,}5 \,.\, 12{,}0)^{1/2} =$$

$$= 27057 \text{ Mp/m}$$

La rigidez horizontal compuesta será:

$K_y = [K_{ys}^{-1} + K_{yI}^{-1}]^{-1} = 373{,}5$ Mp/m, que muestra la poca influencia de la rigidez inferior.

—Rigidez inferior al giro:

$$K_{zI} = \frac{1.900}{1 - 0{,}3} \cdot 0{,}86 \cdot 12{,}0 \cdot 2{,}5^2 = 175.070 \text{ Mp. . m/radian}$$

Características propias de la barra:

$$I = 4 \cdot \frac{\pi \,.\, 0{,}80^4}{64} = 0{,}0804 \text{ m}^4 \text{ (cuatro fustes de 0,80 m de diámetro)}$$

$$L = 7{,}0 \text{ m}; \quad E = 2{,}7 \text{ x } 10^6 \text{ Mp/m}^2$$

De (12) resulta: $u = 1{,}699$ y $L_p = 12{,}943$ m. Si se hubiese considerado infinita la rigidez inferior al giro, el resultado habría sido $L_p = 11{,}578$ m, reduciéndose el momento de pandeo en un 20%, aproximadamente, lo que muestra la sensibilidad de la longitud de pandeo al valor que tome esta rigidez.

En la última columna de la Tabla 3, se resumen los resultados de los diferentes parámetros que se han ido describiendo en los apartados anteriores. El factor de indeterminación λ, se obtendría igualando el máximo momento flector de pandeo al producto $P \,.\, e_a$, donde "P" es la carga que gravita sobre la pila analizada, y "e_a" la excentricidad adicional correspondiente a la longitud de pandeo L_p:

$$M_{máx} = P \,.\, e_a = 3{,}16 \,.\, PL \,.\, \lambda$$

$$\text{y } \lambda = \frac{e_a}{3{,}16 \,.\, L}$$

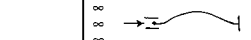
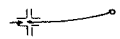
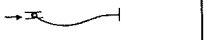
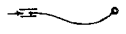
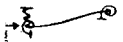
7. CONCLUSIONES

Se han desarrollado las expresiones necesarias para el cálculo a pandeo de las pilas de hormigón, de inercia constante y peso propio despreciable, en puentes con tablero sobre apoyos de neopreno. El proceso que habría que seguir sería el siguiente:

1. Obtención de las características propias de

TABLA 3

Expresiones generales para vinculaciones con valores extremos. Ejemplo práctico

K_y K_{zs} K_{zl}	∞ ∞ ∞ 	0 ∞ ∞	0 0 ∞	0 ∞ 0 	∞ 0 ∞ 	∞ ∞ 0 	∞ 0 0	EJEMPLO PRACTICO 373 Mp/m 10.900 mMp/rad 175.000 mMp/rad 
ECUACION (12) Sólo las rigideces nulas	(12)	$F_{zl} \cdot (\cos u - \text{sen } u \cdot F_{zs}) + + \text{sen } u + F_{zs} \cos u = 0$	$1 - \text{tg } u \cdot F_{zl} = 0$	$\cos u - \text{sen } u \cdot F_{zs} = 0$	$(1 - F_y) \cdot (1 - \text{tg } u \cdot F_{zl}) - \frac{\text{tg } u}{u} = 0$	$(1 - F_y) \cdot (\cos u - \text{sen } u \cdot F_{zs}) - \frac{\text{sen } u}{u} = 0$	$\text{tg } u = 0$	L = 7, 00 m (12) I = 0,0804 m⁴ E = 2,7 x 10⁶ Mp/m²
ECUACION (12) Con todas las rigideces	$\text{sen } u - \frac{2 \cdot (1 - \cos u)}{u} = 0$	$\text{sen } u = 0$	$\cos u = 0$	$\cos u = 0$	$1 - \frac{\text{tg } u}{u} = 0$	$1 - \frac{\text{tg } u}{u} = 0$	$\text{tg } u = 0$	
u	2π	π	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{\pi}{2}$	1,43 · π	1,43 · π	π	1,70
$\frac{L_p}{L}$	$\frac{1}{2}$	1	2	2	0,699	0,699	1	1,85
α_1	0	2	∞	1	∞	1,217	2	5,92
α_2	− 1	∞	∞	∞	− 1,217	− 1,217	0	4,48
α_3	0	$\frac{2}{\pi}$	∞	∞	− ∞	1,247	$\frac{2}{\pi}$	2,12
α_4	1	∞	∞	$-\frac{2}{\pi}$	− ∞	0	0	18,6
α_5	0	0	∞	∞	∞	∞	∞	0,67
$\frac{C_1}{L\lambda} = C$	− 1	1	1	0	− 1	0	0	3,14
$\frac{C_2}{L\lambda} = D$	0	0	0	− 1	$\frac{1}{1,43\pi}$	− 1,024	$-\frac{1}{\pi}$	− 0,36
$\frac{M(x)}{PL\lambda}$	$\cos \frac{2\pi x}{L}$	$-\cos \frac{\pi x}{L}$	$-\cos \frac{\pi x}{2L}$	$\text{sen } \frac{\pi x}{2L}$	$\cos \frac{1,43\pi x}{L} - \frac{\text{sen } \frac{1,43\pi x}{L}}{1,43\pi}$	$1,024 \cdot \text{sen } \frac{1,43\pi x}{L}$	$\frac{1}{\pi} \text{sen } \frac{\pi x}{L}$	$-3,14 \cdot \cos \frac{1,7x}{7} + 0,36 \cdot \text{sen } \frac{1,7x}{7}$
$\frac{V(x)}{P\lambda}$	$-2\pi \cdot \text{sen } \frac{2\pi x}{L}$	$\pi \cdot \text{sen } \frac{\pi x}{L}$	$\frac{\pi}{2} \cdot \text{sen } \frac{\pi x}{2L}$	$\frac{\pi}{2} \cdot \cos \frac{\pi x}{2L}$	$-1,43\pi \cdot \text{sen } \frac{1,43\pi x}{L} - \cos \frac{1,43\pi x}{L}$	$4,60 \cdot \cos \frac{1,43\pi x}{L}$	$\cos \frac{\pi x}{L}$	$5,34 \cdot \text{sen } \frac{1,7x}{7} + 0,61 \cdot \cos \frac{1,7x}{7}$
$\frac{X_M}{L} = \frac{1}{u} \cdot \text{arctg } \frac{D}{C}$	0 $\frac{1}{2}$ 1	0 1	0 1	1	0,65	0,35	$\frac{1}{2}$	
$\frac{X_1}{L} = \frac{1}{u} \cdot \text{arctg } \left(\frac{-C}{D}\right)$	$\frac{1}{4}$ $\frac{3}{4}$	$\frac{1}{2}$	1	0	0,30 1	0 0,70	0 1	0,86
$\frac{M_S}{PL\lambda} = B$	1	1	0	1	0	− 1	0	0,76
$\left\|\frac{M(X_M)}{PL\lambda}\right\| = (C^2 + D^2)^{1/2}$	1	1	1	1	1,024	1,024	$\frac{1}{\pi}$	
$-\frac{M_1}{PL\lambda} = -C$	1	− 1	− 1	0	1	0	0	− 3,14
$\frac{H_2}{P\lambda} = -\frac{H_1}{P\lambda} = A$	0 0	0 0	0 0	0 0	1 1	1 1	1 1	1 1
$\frac{V(L)}{P\lambda} = u \cdot (C \text{ sen } u - D \cos u)$	0	0	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{\pi}{2}$	4,60	− 1	− 1	5,22
$\left\|\frac{V(X_1)}{P\lambda}\right\| = u \cdot (C^2 + D^2)^{1/2}$	2π 2π	π	$\frac{\pi}{2}$	$\frac{\pi}{2}$	4,60 4,60	4,60 4,60	1 1	5,37
$\frac{V(0)}{P\lambda} = -u \cdot D$	0	0	0	$\frac{\pi}{2}$	− 1	4,60	1	0,61

la barra (módulo de elasticidad, longitud e inercia en el plano de pandeo), y deducción de las rigideces que ofrece el resto de la estructura en los extremos, utilizando las ecuaciones 18, 19 y 20.

2. Cálculo de la longitud y la carga crítica de pandeo, a partir de las ecuaciones 12 y 15. Obtención de la excentricidad adicional de pandeo, y consiguiente deducción del factor de indeterminación de los esfuerzos, igualando el máximo momento flector indicado en la Tabla 2 al producto de la carga vertical sobre el pilar, por la excentricidad adicional de pandeo.

3. Obtención de las leyes de variación de los esfuerzos a lo largo de la directriz de la barra, por medio de las expresiones indicadas en la Tabla 2, y armado final de la pieza y de los elementos estructurales unidos a ella en sus extremos.

BIBLIOGRAFIA

[1]: H. DONNELL. H. Reissner Anniversary Volume, p.p. 183-190.

[2]: TIMOSHENKO, S.P. and GERE, M. (1961). "Theory of elastic stability". Mc Graw-Hill, New York, N.Y.

[3]: JIMENEZ SALAS, J.A. y otros, 1980: "Geotecnia y Cimientos III. Primera parte". Editorial Rueda. Madrid.

[4]: LLOMBART, J.A. y ANTON, V.: "Pasos superiores realizados. Planteamiento estructural frente a acciones horizontales en proyectos de puentes". Hormigón y Acero, N.º 169, p.p. 117-121. Octubre-Diciembre, 1988.

[5]: JOHNSON et al. "Stiffness coefficients for Embedded Foundations". Proc. ASCE. Power Divission Specialty Conf., Boulder, Colorado.

[6]: CHRISTIANO et al. "Compliances of Layered Elastic Systems". Procc. of the Inst. of Civil Eng., London. Dec. 1974.

[7]: WILSON, J.C. and TAN, B.S.: "Bridge Abutments: Formulation of Simple Model for Earthquake Response Analysis". Journal of Engineering Mechanics. Vol. 116, N.º 8, August, 1990.

[8]: MINISTERIO DE LA VIVIENDA. Servicio Central de Publicaciones. "Cálculo de las estructuras de acero laminado en la edificación". Norma Básica MV-103. Madrid, 1972.

RESUMEN

Se analiza el pandeo de un pilar parcialmente empotrado en sus extremos, desarrollando su estudio teórico para unas condiciones de apoyo que se presentan con frecuencia en la práctica y obteniendo la longitud y la carga crítica de pandeo correspondientes. Se deduce la variación de los esfuerzos de pandeo a lo largo de la directriz de la pieza, comprobando las soluciones obtenidas en los casos límite más conocidos. Los resultados teóricos se aplican al caso de puentes de vigas o puentes losa, sobre apoyos de neopreno, obteniendo expresiones de las diferentes rigideces que el resto de la estructura presenta en los extremos del pilar analizado. Por último, se desarrolla un ejemplo práctico completo del método descrito y se resume el proceso en unas conclusiones.

SUMMARY

Column buckling with partial end restraint is analysed through the development of a theoretical study model for practical support conditions, and appropriate instability lengths and loads are obtained. Buckling stress variation along the bar axis is found, verifying the results obtained for the most well known limit cases. Beams and deck bridges on elastomeric bearings are analysed by this method, obtaining results for the various rigidities corresponding to the rest of the structure at the ends of the analysed column. Finally, a complete example of the method is described and the process is summed up in the conclusion.

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIII
ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA A.T.E.P.
Tema 1º: "Investigaciones y estudios"

Calculo sísmico de puentes. Estudio comparativo

C. Huerta,
J.J. López Cela
SINEX, S.A.
E. Alarcón
U. Politécnica de Madrid
E.T.S.I.I. Dep. Mecánica Estructural

INTRODUCCION

Debido a su condición de estructura pura, los puentes gozan de una especial consideración entre los profesionales de la ingeniería, lo que hace que, tanto las técnicas de diseño y cálculo, como las de construcción y puesta en obra, alcancen unas cotas de calidad difíciles de encontrar en otros tipos de obra. Por ello, tradicionalmente, estas estructuras han sido consideradas como seguras frente a la acción de los terremotos, y sólo ocasionalmente se ha prestado especial atención a la realización del cálculo sísmico correspondiente.

Cabría citar las dificultades de comprensión de los mecanismos de respuesta dinámica de las estructuras que, sólo en los últimos años, y gracias al uso de modelos numéricos en ordenador, ha sido posible superar. Estas dificultades son especialmente llamativas en los puentes, donde la respuesta de la superestructura está íntimamente ligada a la de la infraestructura.

En este artículo se presenta el estudio sísmico de distintos tipos de puentes, con el fin de establecer cuáles de ellos pueden ser calculados con métodos sencillos.

El desarrollo se centra en la comparación de los esfuerzos y desplazamientos que se obtienen cuando se analiza la estructura modelada con elementos finitos, utilizando el Análisis Modal Espectral (que se considera un método apropiado para la realización de cálculos lineales), con los que se obtienen por métodos simplificados. Para poder comparar la importancia de las cargas sísmicas frente a las cargas de diseño establecidas en la Norma de Cálculo de Puentes de Carreteras, se ha utilizado un espectro de respuesta, para el movimiento del suelo, correspondiente a una estructura situada en una zona sísmica intermedia, con un valor máximo de 15% de g.

MODELO DE LA SOLICITACION

El modelo más habitual para la definición de la carga que produce el terremoto es el del espectro de respuesta que se construye a partir de la respuesta máxima de varios sistemas de 1 grado de libertad, con diferentes frecuencias de resonancia y relaciones de amortiguamiento, siendo la excitación un movimiento en la base igual al producido por el terremoto.

Para la selección del espectro de respuesta utilizado en los ejemplos, se ha chocado con una dificultad esencial: La Norma Española PDS-1, que no ha sido renovada desde 1974, presenta una deficiente definición de la acción sísmica, tanto en lo referente a las aceleraciones máximas, como en las definiciones de riesgo sísmico y espectro de diseño.

En el presente estudio se ha intentado corregir en lo posible las deficiencias señaladas, escogiendo un espectro de diseño en el sentido de la seguridad, modificando al alza el propuesto por la PSD-1, y acercándolo al Eurocódigo, supuesta una ductilidad global, en desplazamientos, de 2,5. En la Figura 1 se presenta el espectro propuesto, y el del Eurocódigo, para tres tipos de terrenos, normalizados a 1 g. y para estructuras con un 5% de amortiguamiento crítico.

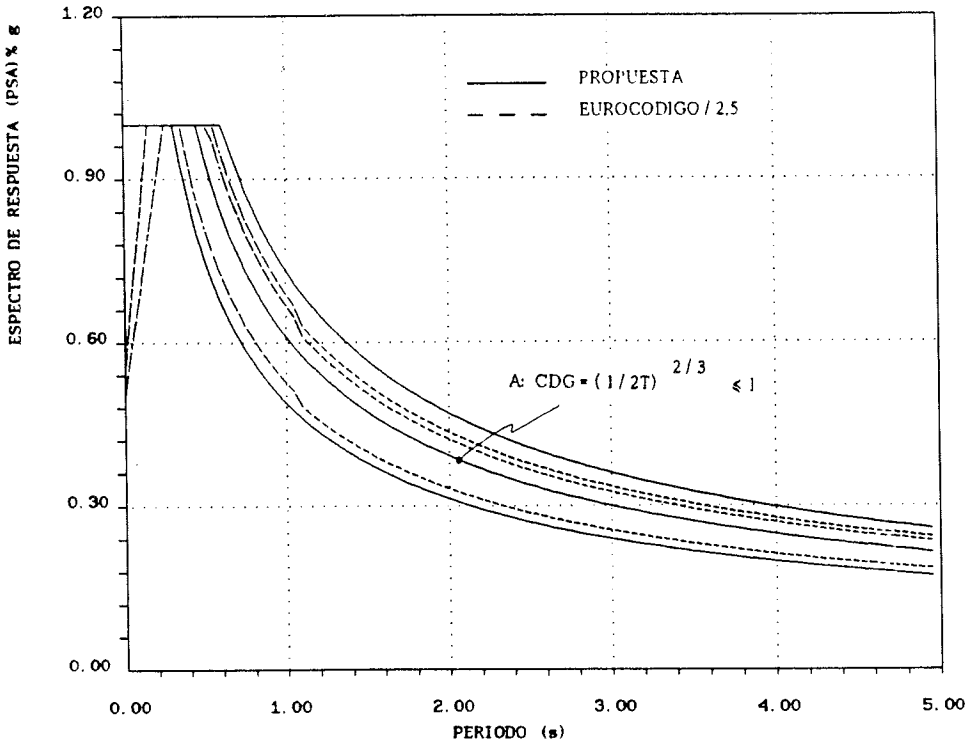


Fig. 1. Comparación del Espectro Normalizado utilizado y el del EUROCODIGO (ductilidad 2.5).

La aplicación de dicho espectro a una estructura situada en una zona sísmica intermedia, y en un terreno intermedio, supone aplicar un 15% de g. como aceleración máxima del suelo para movimientos horizontales (en el mapa sísmico de España que se está manejando en la actualidad, hay valores hasta del 24% de g.), y, por lo tanto, multiplicar el espectro intermedio (A) presentado en la Figura anterior.

La excitación en la dirección vertical se estima en el 70% de la anterior.

MODELO DE LA ESTRUCTURA

El modelo de la estructura se puede realizar utilizando alguno de los métodos de discretización que permita la resolución de las ecuaciones obtenidas del planteamiento general. En este caso se ha optado por un modelo de elementos viga tridimensionales, y se han respetado los criterios habituales en el modelado para los estudios dinámicos: masas concentradas, pero con elementos de poca longitud en los estribos y apoyos de pilares (para evitar una pérdida excesiva de masa en los grados de libertad impedidos que podría falsear los resultados), nudos en los cuartos de la luz de las vigas y en los tercios de los pilares, consideración de las discontinuidades debidas a las juntas de dilatación de los tableros, condiciones de contorno teniendo en cuenta las características específicas del estribo (en un puente esviado, las condiciones de desplazamiento se deben establecer en los ejes del tablero, y las de giro en los ejes del estribo), etc.

En la mayoría de los ejemplos analizados se ha reducido el tablero a una viga con características tridimensionales, calculándose las propiedades de los pilares (cuando están formados por varias pilas) suponiendo que el tablero se mueve sobre ellos como un sólido infinitamente rígido. En la Figura 2 se presenta el caso de 2 y 3 pilas.

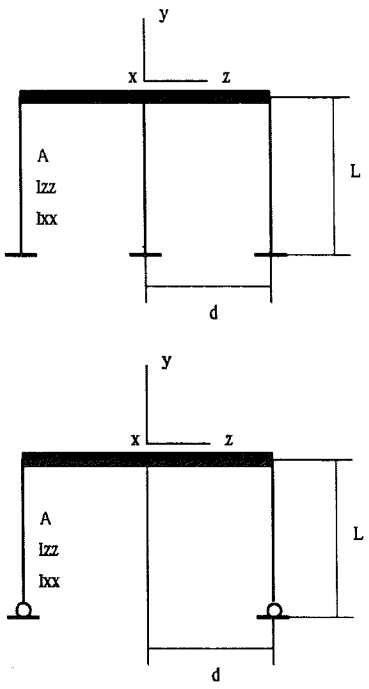
METODOS DE CALCULO EMPLEADOS

Después del estudio de los distintos métodos que existen para la realización del cálculo sísmico de puentes, se han seleccionado los siguientes, con el fin de realizar un análisis comparativo entre ellos.

Análisis modal espectral: El número de modos utilizado ha sido tal, que se ha movilizado el 90% de la masa. Se han considerado dos reglas de combinación, para comprobar su influencia:

RMS: Raíz cuadrada de la suma de cuadrados.

$$Z_{TOTAL} = \sqrt{\sum_i Z_i^2}$$



$$A^* = 3A \quad I^*_{xx} = \frac{A \cdot d^2}{2}$$

$$I^*_{yy} = \frac{48\, I_{zz}\,(1+\nu)}{L^2}\, d^2$$

$$I^*_{zz} = 3\, I_{zz} \quad A^*_{CORTANTE} = \frac{72\, I_{xx}\,(1+\nu)}{L^2}$$

$$A^* = 2A \quad I^*_{xx} = \frac{A \cdot d^2}{2}$$

$$I^*_{yy} = \frac{48\, I_{zz}\,(1+\nu)}{L^2}\, d^2$$

$$I^*_{zz} = 2\, I_{zz} \quad A^*_{CORTANTE} = \frac{12\, I_{xx}\,(1+\nu)}{L^2}$$

Fig. 2. Propiedades equivalentes de las pilas.

CQC: Combinación cuadrática. Acopla todos los modos a través de un coeficiente que depende de la relación de frecuencias y del % de amortiguamiento.

$$Z_{TOTAL} = \sqrt{\sum_i \sum_j E_{ij} Z_i Z_j}$$

$$E_{ii} = 1$$

$$E_{ij} = f\left[\frac{W_i}{W_j}, Z\right]$$

Análisis modal espectral + "Modo residual": Consiste en considerar los modos más importantes, y aproximar la respuesta de los modos despreciados por su contribución estática. Cuando se aplica esta aproximación, se deben considerar todos los modos incluidos en el rango de frecuencia de la excitación, y aproximar el resto. En el presente estudio, se ha pretendido comprobar la bondad del método, y por ello, se ha aplicado con el primer modo significativo; en los casos en que esta aproximación no ha resultado eficaz, se han utilizado todos los modos hasta 2 Hz, aproximadamente. El contenido en frecuencia del terremoto llega hasta los 33 Hz, pero se han considerado sólo hasta 2 Hz ya que a partir de esta frecuencia el espectro de diseño utilizado es uniforme; este valor uniforme es la aceleración que se ha aplicado al "Modo Residual". Por lo tanto, esto último supone aceptar la combinación de los modos altos como la suma de sus respuestas, con su signo.

$$Z_{TOTAL} = \sqrt{\sum_i Z_i^2 + Z^2_{RES}}$$

$$Z_{RES} = Z_{ESTATICA} - \Sigma\, Z_i\ (w = 0)$$

Método simplificado: Se ha utilizado la aproximación de Rayleigh, y sólo se tiene en cuenta el primer modo de vibración. Se sustituye el cálculo dinámico por un análisis estático realizado con una carga equivalente que se obtiene a partir del modo calculado.

Método simplificado + "Modo residual" (Combinación RMS): Este análisis adicional, se ha realizado en algunos casos, con el fin de comprobar si las deficiencias que presenta el método simplificado, se pudiesen corregir con esta aproximación.

$$Z_{TOTAL} = \sqrt{Z^2_{SIMPLIFICADO} + Z^*_{RES}}$$

$$Z^*_{RES} = Z_{ESTATICA} - Z_{SIMPLIFICADO}$$

Los métodos anteriores, se han aplicado en las tres direcciones del sismo: longitudinal (eje x), transversal (eje z) y vertical (eje y), con los ejemplos que se presentan en el apartado siguiente.

Para cada puente, se han obtenido las cargas estáticas que se deben utilizar para el dimensionamiento, según la norma "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carretera", con el fin de analizar la importancia relativa de las cargas producidas por el sismo.

Todos los resultados se han analizado realizando los siguientes pasos:

—Dibujo de las deformadas de los modos de vibración.

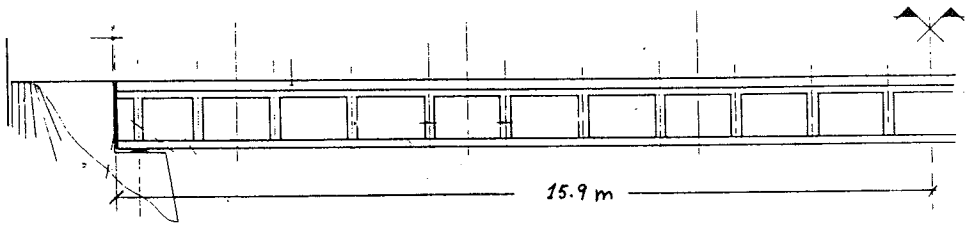
—Tablas, para todos los métodos empleados, de desplazamientos (ejes globales) y esfuerzos (ejes locales).

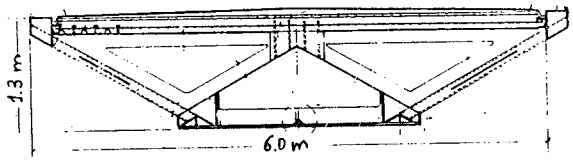
—Tablas con las fuerzas de reacción (ejes globales) de todos los métodos.

—Diagramas de esfuerzos (ejes locales).

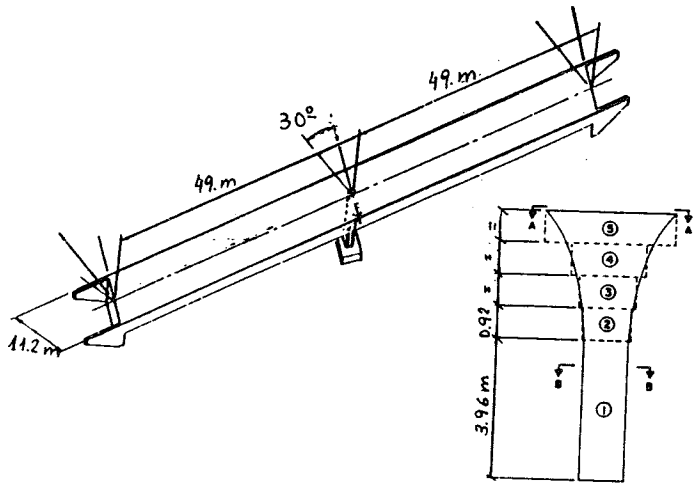
EJEMPLOS ANALIZADOS

En las figuras 3 y 4 se presenta un esquema, en una breve descripción, con las características fundamentales de cada uno de los ejemplos analizados.

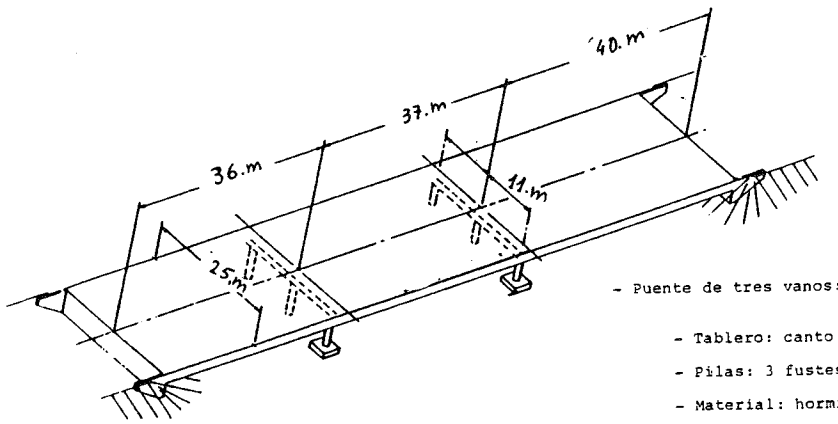




- Puente de un vano:
  - Tablero: cajón
  - Material: mixto
  - Apoyos: isostático
  - Longitud: 31 m.

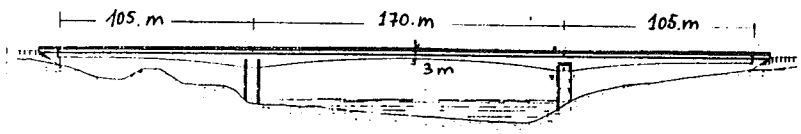


- Puente esviado de dos vanos:
  - Tablero: canto uniforme
  - Pilas: sección variable
  - Material: hormigón
  - Apoyos: hiperestático
  - Angulo de esviaje: 30°
  - Longitud: 45 m.



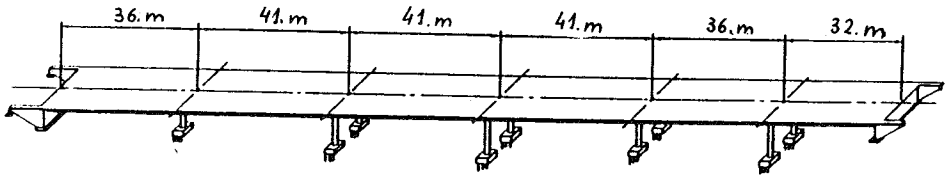
- Puente de tres vanos: canto constante:
  - Tablero: canto uniforme
  - Pilas: 3 fustes cilíndricos
  - Material: hormigón
  - Apoyos: hiperestáticos
  - Longitud: 115 m.

Fig. 3. Puentes analizados.



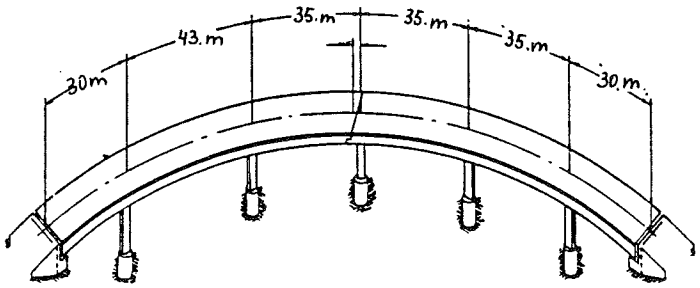
- Puente de tres vanos: canto variable

  - Tablero: canto variable
  - Pilas: 2 pantallasas separadas
  - Material: hormigón
  - Apoyos: hiperestáticos
  - Longitud: 380 m.



- Puente de seis vanos

  - Tablero: canto uniforme
  - Pilas: 2 fustes cilíndricos, alturas variables
  - Material: hormigón
  - Apoyos: hiperestáticos
  - Longitud: 228 m.



- Puente circular: 6 vanos

  - Tablero: canto uniforme
  - Pilas: 1 fuste de sección constante
  - Material: hormigón
  - Apoyos: hiperstáticos
  - Longitud: Desarrollo: 312 m.
  - Radio de curvatura: 152 m.

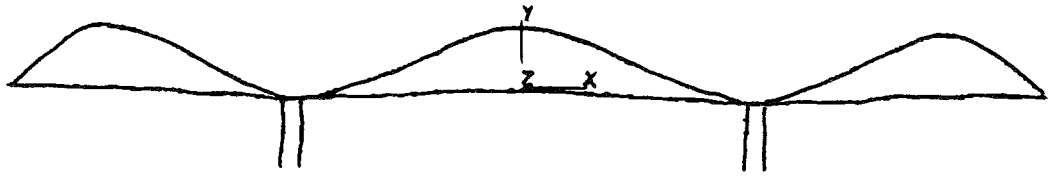
Fig. 4. Puentes analizados.

RESULTADOS OBTENIDOS

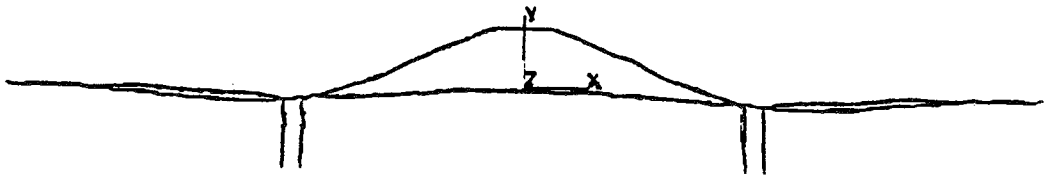
En la Figura 5 se presentan las deformadas de uno de los ejemplos, obtenidas con los distintos métodos de cálculo.

Como apoyo de las conclusiones que a continuación se enumeran, se adjuntan las tablas resumen de los cálculos realizados.

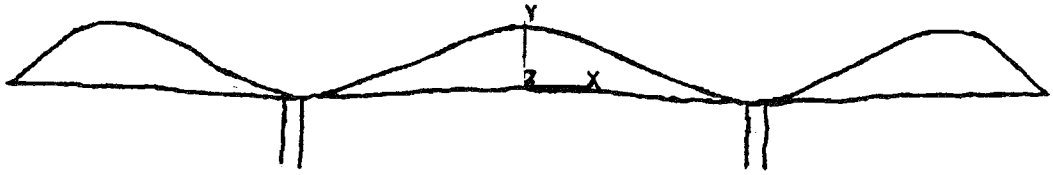
ANALISIS MODAL ESPECTRAL. EJE VERTICAL



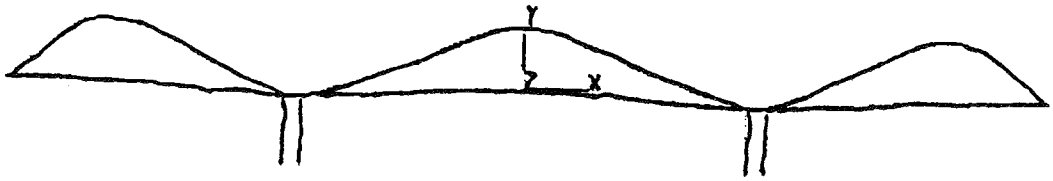
METODO SIMPLIFICADO



" MODO RESIDUAL " + PRIMER MODO



" MODO RESIDUAL " + 3 MODOS



METODO SIMPLIFICADO + " MODO RESIDUAL "

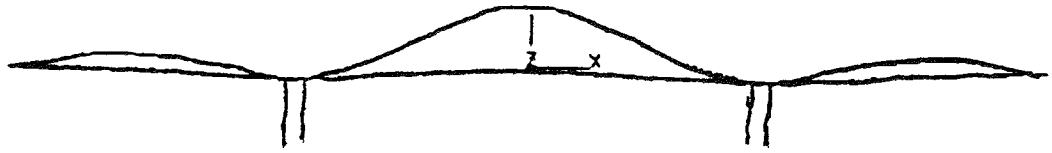


Fig. 5. Deformada del puente de 3 vanos, con canto A variable.

En dichas tablas se recogen los datos más característicos del sismo en cada eje (frecuencias y masas movilizadas), la fuerza total del sismo en cada eje, y una comparación cualitativa entre los distintos métodos analizados.

Para esta comparación, se toman como referencia los resultados del análisis modal espectral, con combinación RMS, y se reseñan las principales diferencias en desplazamientos (D), esfuerzos (E ó F_x: axil, F_y — F_z: cortante, M_s: torsor, M_y — M_z: flector) y la fuerza de reacción total (F).

Los símbolos que se utilizan para la comparación son:

- $\cong$ muy similares
- $\equiv$ iguales
- $\lesssim$ algo menor (mayor)
- $\ll$ mucho menor.

Cuando en la esquina superior derecha aparece un *, indica que se acepta como válido el cálculo realizado con el método que se compara.

TABLA 1

Resumen Puente de 1 vano

Masa total = 1,12 x 10^5 Kg	**Longitudinal eje X**	**Vertical eje Y**	**Transversal eje Z**
N.º de modos obtenidos/ % de masa movilizada	—	30 88%	30 82%
1.er modo: Frecuencia (Hz)/ % de masa movilizada	—	2,726 75%	7,198 74%
1.er modo significativo Frec. (Hz)/% m. mov.	—	2,726 75%	7,198 74%
Modo M. simplificado Frec. (Hz)/% m. mov.	—	2,51 81%	7,031 77%
Cargas estáticas de diseño Fuerzas totales (M)	Frenado 0,37 x 10^5	P.P. + S. Car. 185 x 10^4	Viento 1,21 x 10^5
Fuerza de reacción total en cada eje: RMS (M)	1,65 x 10^5	1,08 x 10^4	1,55 x 10^5
Comp. despl./fuerzas RMS # CQC	—	* CQC ≡ RMS	–
Comp. despl./fuerzas RMS # Método simplificado	—	* $F_{MS} < F_{RMS}$	* $D_{MS} > D_{RMS}$ $M_{X_{MS}} \gg M_{X_{RMS}}$ $F_{MS} < F_{RMS}$
Comp. despl./fuerzas RMS # *Modos + Modo residual	—	* $F_{MR} \gtrsim F_{RMS}$	* $F_{MR} \gtrsim F_{RMS}$
Comp. despl./fuerzas RMS # M. simp. + Modo residual	—	* $F_{SMR} \gtrsim F_{RMS}$	* $D_{SMR} > D_{RMS}$ $M_{X_{SMR}} \gg M_{X_{RMS}}$ $F_{SMR} > F_{RMS}$

TABLA 2

Resumen Puente 2 vanos Esviado (30º)

Masa total = 9,63 x 10^5 Kg	**Longitudinal eje X**	**Vertical eje Y**	**Transversal eje Z**
N.º de modos obtenidos/ % de masa movilizada	20 99%	20 95%	30 93%
1.er modo: Frecuencia (Hz)/ % de masa movilizada	0,9206 90%	2,269 76%	1,429 64%
1.er modo significativo Frec. (Hz)/% m. mov.	0,9206 90%	2,269 76%	1,429 64%
Modo M. simplificado Frec. (Hz)/% m. mov.	1,047 94%	2,289 48%	1,478 76%
Cargas estáticas de diseño Fuerzas totales (M)	Frenado 2,22 x 10^5	P.P. x S. Car. 13,9 x 10^6	Viento 3,92 x 10^5
Fuerza de reacción total en cada eje: RMS (M)	8,39 x 10^5	0,46 x 10^3	7,19 x 10^5
Comp. despl./fuerzas RMS # CQC	$CQC \lesssim RMS$ *	$CQC \equiv RMS$ *	$CQC \gtrless RMS$ *
Comp. despl./fuerzas RMS # Método simplificado	$D_{MS} \gtrsim D_{RMS}$ $My^{TAB}_{MS} \ll My^{TAB}_{RMS}$ $F_{MS} \geq F_{RMS}$	$MS \gtrsim RMS$ *	$Fy^{TAB}_{MS} \ll Fy^{TAB}_{RMS}$ $M^{TAB}_{Z_{MS}} \ll M^{TAB}_{Z_{RMS}}$
Comp. despl./fuerzas RMS # *Modos + Modo residual	$\star = 3$ * $D_{MR} \lesssim D_{RMS}$ $F_{MR} \leq F_{RMS}$	$\star = 1$ * $MR \equiv RMS$	$\star = 3$ * $MR \equiv RMS$
Comp. despl./fuerzas RMS # M. simp. + Modo residual	$D_{SMR} \gtrsim D_{RMS}$ $My^{TAB}_{SMR} \ll My^{TAB}_{RMS}$ $F_{SMR} \gtrsim F_{RMS}$	$SMR \gtrsim RMS$ *	$Fy^{TAB}_{SMR} \ll Fy^{TAB}_{RMS}$ $M^{TAB}_{Z_{SMR}} \ll M^{TAB}_{Z_{RMS}}$

TABLA 3

Resumen Puente 3 vanos canto constante

Masa total = 3,29 x 10^6 Kg	Longitudinal eje X	Vertical eje Y	Transversal eje Z
N.º de modos obtenidos/ % de masa movilizada	31 99%	31 95%	31 93%
1.er Modo: Frecuencia (Hz)/ % de masa movilizada	1,611 94%	2,13 15%	3,23 80%
1.er Modo significativo Frec. (Hz)/% m. mov.	1,611 94%	3,90 60%	3,23 80%
Modo M. simplificado Frec. (Hz)/% m. mov.	1,627 96%	2,17 2,70 32% 52%	3,55 78%
Cargas estáticas de diseño Fuerzas totales (M)	Frenado 5,66 x 10^5	P.P. + S. Car. 43,63 x 10^6	Viento 0,45 x 10^6
Fuerza de reacción total en cada eje: RMS (M)	39,6 x 10^5	2,21 x 10^6	3,95 x 10^6
Comp. despl./fuerzas RMS # CQC	* CQC ≡ RMS	* CQC ≡ RMS	* CQC ≡ RMS
Comp. despl./fuerzas RMS # Método simplificado	* $F^{PILAR}_{XMS} < F^{PILAR}_{XRMS}$	CARGA ALTERNA $D_{MS} > D_{RMS}$ $F^{PILAR}_{XMS} < F^{PILAR}_{XRMS}$	* MS ≡ RMS
Comp. despl./fuerzas RMS # *Modos + Modo residual	* ★ = 1 MR ≡ RMS	* ★ = 1 MR ≡ RMS	* ★ = 1 MR ≡ RMS
Comp. despl./fuerzas RMS # M. simp. + Modo residual	* $F^{PILAR}_{XSMR} < F^{PILAR}_{XRMS}$	—	* SMR ≡ RMS

TABLA 4

Resumen Puente 3 vanos canto variable

Masa total = 1,23 x 10^7 Kg	**Longitudinal eje X**	**Vertical eje Y**	**Transversal eje Z**
N.º de modos obtenidos/ % de masa movilizada	30 97%	30 78%	30 87%
1.er modo: Frecuencia (Hz)/ % de masa movilizada	0,377 95%	0,9898 4%	0,8962 36%
1.er modo significativo Frec. (Hz)/% m. mov.	0,377 95%	1,737 41%	1,965 45%
Modo M. simplificado Frec. (Hz)/% m. mov.	0,41 96%	1,42 39%	0,981 51%
Cargas estáticas de diseño Fuerzas totales (M)	Frenado $0,95 \times 10^6$	P.P. + S. Car. $140,36 \times 10^6$	Viento $1,48 \times 10^6$
Fuerza de reacción total en cada eje: RMS (M)	$5,68 \times 10^6$	$14,90 \times 10^6$	$11,2 \times 10^6$
Comp. despl./fuerzas RMS # CQC	* CQC $\equiv$ RMS	* CQC $\equiv$ RMS	* CQC $\equiv$ RMS
Comp. despl./fuerzas RMS # Método simplificado	* MS $\gtrsim$ RMS	MS $\neq$ RMS (Vano lateral)	$D^{VANO}_{LAT.\,MS} \ll D^{VANO}_{LAT.\,RMS}$ $F^{PILAR}_{ZMS} \ll F^{PILAR}_{ZRMS}$
Comp. despl./fuerzas RMS # *Modos + Modo residual	* $\star = 1$ MR $\equiv$ RMS	* $\star = 1$ $My_{MR} \ll My_{RMS}$	* $\star = 3$ MR $\equiv$ RMS
Comp. despl./fuerzas RMS # M. simp. + Modo residual	* SMR > RMS	SMR $\neq$ RMS	* SMR $\simeq$ RMS

TABLA 5

Resumen Puente 6 vanos canto constante

Masa total = 5,64 x 10^6 Kg	Longitudinal eje X	Vertical eje Y	Transversal eje Z
N.º de modos obtenidos/ % de masa movilizada	25 96%	40 86%	25 88%
1.er modo: Frecuencia (Hz)/ % de masa movilizada	1,660 29%	1,660 1%	0,7212 64%
1.er modo significativo Frec. (Hz)/% m. mov.	1,660 29%	1,687 4%	0,7212 64%
Modo M. simplificado Frec. (Hz)/% m. mov.	2,5 97%	1,81 21%	0,782 65%
Cargas estáticas de diseño Fuerzas totales (M)	Frenado 0,71 x 10^6	P.P. + S. Car. 69,6 x 10^6	Viento 0,90 x 10^6
Fuerza de reacción total en cada eje: RMS (M)	5,01 x 10^6	3,55 x 10^6	3,59 x 10^6
Comp. despl./fuerzas RMS # CQC	$F^{PILAR}_{CENTRAL\ X_{CQC}} < F^{PILAR}_{CENTRAL\ X_{RMS}}$	* CQC ≠ RMS	* CQC ≡ RMS
Comp. despl./fuerzas RMS # Método simplificado	MS ≠ RMS	$E_{MS} < E_{RMS}$	* MS ≠ RMS $F^{EST}_{Z_{MS}} < F^{EST}_{Z_{RMS}}$
Comp. despl./fuerzas RMS # *Modos + Modo residual	* ★ = 4 MR ≡ RMS	* ★ = 4 $F^{TAB}_{X_{MR}} < F^{TAB}_{X_{RMS}}$ $F^{TAB}_{y_{MR}} < F^{TAB}_{y_{RMS}}$	* ★ = 1 MR ≃ RMS $F^{TAB}_{Z_{MR}} > F^{TAB}_{Z_{RMS}}$
Comp. despl./fuerzas RMS # M. simp. + Modo residual	—	—	* SMR ≃ RMS $F^{TAB}_{Z_{SMR}} > F^{TAB}_{Z_{RMS}}$

TABLA 6

Resumen Puente curvo

Masa total = 4,31 x 10^6 Kg	Longitudinal eje X	Vertical eje Y	Transversal eje Z
N.º de modos obtenidos/ % de masa movilizada	20 96%	40 87%	20 90%
1.er modo: Frecuencia (Hz)/ % de masa movilizada	2,547 40%	2,529 1%	2,529 52%
1.er modo significativo Frec. (Hz)/% m. mov.	2,547 40%	4,665 72%	2,529 52%
Modo M. simplificado Frec. (Hz)/% m. mov.	2,87 86%	4,38 87%	2,63 85%
Cargas estáticas de diseño Fuerzas totales (M)	Frenado 0,41 x 10^6	P.P. + S. Car. 50,6 x 10^6	Viento 0,83 x 10^6
Fuerza de reacción total en cada eje: RMS (M)	4,28 x 10^6	2,95 x 10^6	4,19 x 10^6
Comp. despl./fuerzas RMS # CQC	$DY_{CQC} < DY_{RMS}$ $Fy^{TAB}_{CQC} < Fy^{TAB}_{RMS}$	$DZ_{CAL} < DZ_{RMS}$ $FZ_{CAL} < FZ_{RMS}$	CQC ≦ RMS
Comp. despl./fuerzas RMS o CQC # Método simplificado	$Fx^{PILAR}_{MS} < Fx^{PILAR}_{CAL}$ $Fd^{PILAR}_{MS} < F^{PILAR}_{CAL}$	MS ≠ CQC MS ≠ RMS	MS ≠ CQC MS ≠ RMS

La elaboración de estos resúmenes se ha realizado a partir de tablas cuantitativas previas. Las principales conclusiones que se obtienen para cada caso analizado son:

Puente de un vano: Cualquier método de los analizados es válido para el estudio, aunque el uso del método simplificado dé como resultado fuerzas de reacción menores. En el eje transversal, este método predice torsiones mayores. Esto es debido a la utilización de la deformada producida por la carga de viento, que debido al gran detalle con que se ha modelado el puente, no se aplica exactamente en el eje del mismo. El problema de las fuerzas de reacción, se soluciona con la aplicación del "modo residual". Una de las principales conclusiones obtenidas para este puente, en el que se ha utilizado un modelo con un gran número de g.d.l., es la buena aproximación que se consigue con el cálculo de sólo 1 modo de vibración en cada eje y el "Modo residual", frente a la necesidad de calcular más

de 30 modos para llegar al 90% de la masa movilizada.

Puente esviado de dos vanos: Cualquiera de los métodos es aceptable para el cálculo del sismo vertical, mientras que para los sismos horizontales, el método simplificado no es capaz de recoger el comportamiento de la estructura, debido a que los primeros modos de vibración tienen deformaciones importantes, tanto en el eje longitudinal como en el transversal.

El uso del modo residual, permite obtener resultados análogos al RMS, con el cálculo de muy pocos modos. En la comparación entre la combinación CQC y RMS, se observa que la primera predice valores algo menores para el eje longitudinal, mientras que en el eje transversal unos valores son mayores y otros menores. Este efecto se produce cuando modos significativos tienen frecuencias muy cercanas, y la contribución de las distintas variables tienen signos contrarios.

Puente de tres vanos: Canto constante: En este caso, los sismos horizontales pueden ser analizados por cualquiera de los métodos, ya que si bien la aplicación del método simplificado en el eje longitudinal subestima el esfuerzo axil en los pilares, esta solicitación será siempre mucho menor que la producida por las cargas de peso propio. Para el sismo vertical, se han intentado dos aproximaciones. Con la primera se ha pretendido utilizar la deformada del primer modo de vibración con desplazamientos apreciables en el eje vertical (carga alterna), y con la segunda, el modo que más masa moviliza (carga en el mismo sentido: peso propio). La frecuencia obtenida para el primer caso es más aproximada que la del segundo, pero en ninguno de los casos se obtiene un cálculo final razonable.

El problema vuelve a ser el acoplamiento del movimiento según dos direcciones en un solo modo, que en este caso se producen entre el horizontal y el vertical.

Puente de tres vanos: canto variable: Las conclusiones respecto a los métodos que son válidos, son análogas a las expuestas en el párrafo anterior. En este caso, para el método simplificado, en el eje vertical se ha utilizado la carga en la misma dirección, obteniéndose una frecuencia inferior a la del modo correspondiente. La principal diferencia de este puente con el anterior, está en la longitud del vano central (170 m) y de los laterales (105 m). Por esta razón, en este puente, y para el sismo vertical, el método simplificado reproduce las cargas en el vano central, y son muy distintas las obtenidas en el vano lateral.

Puente de seis vanos: En este ejemplo, sólo se ha conseguido obtener una aproximación razonable con el método simplificado en el sismo en la dirección transversal. El esfuerzo cortante en el estribo es menor que el obtenido con la combinación RMS. Para mejorar la aproximación, se puede añadir el modo residual, que aunque predice cortantes mayores en el tablero, implica un margen de seguridad adicional.

Para el estudio de los sismos producidos en los ejes longitudinal y vertical, se pueden considerar dos puentes de tres vanos, debido a la existencia de una junta de dilatación en el pilar central. Se vuelve a producir el efecto detectado en el puente de 3 vanos de canto constante, de un acoplamiento entre los desplazamientos en el eje longitudinal y vertical. En este caso, el problema se hace más patente que en el puente anterior, impidiendo la aplicación del método simplificado para el análisis.

Este fenámeno se presenta debido al acoplamiento de las frecuencias de vibración que se obtienen del movimiento del tablero como sólido rígido sobre los pilares y la flexión del tablero como viga continua. Ambas son muy similares, e incluso esta última algo menor que la primera y, por lo tanto, se puede prever un fuerte acoplamiento de la respuesta en ambos ejes.

Puente curvo: Este ejemplo se ha incluido en el análisis, con el fin de cubrir una tipología más, aunque ya se ha expuesto por diversos autores que, dada la complejidad y grado de acoplamiento entre los distintos ejes, no es válida la utilización del método simplificado.

CONCLUSIONES

Como conclusiones generales de los distintos ejemplos analizados se obtienen:

—Las cargas producidas por los sismos horizontales, en zonas medias (grado MSK VII: 15% g) son mayores que las de diseño estático para estos ejes, mientras que las producidas por los sismos verticales son siempre mucho menores que las estáticas correspondientes. Por lo tanto, para los análisis sencillos, en los que se puede aplicar el método simplificado, sólo es necesario analizar los sismos horizontales.

Esta conclusión se aplica en la mayoría de las normas de cálculo sísmico de puentes, pero para el caso de puentes pretensados se debe considerar con cierta precaución, ya que la carga sísmica vertical provoca en el tablero momentos de signo contrario a los normalmente utilizados para el dimensionado, pudiendo producir tensiones no consideradas.

—Una buena aproximación del método simplificado, sólo se puede asegurar cuando:

a) El grado de esviaje del puente no sea elevado (algunos autores hablan de 20º).

b) La longitud de los vanos sea más o menos uniforme.

c) La rigidez de los pilares, ante un movimiento como sólido del tablero, sea claramente menor que la rigidez a flexión de éste.

—Con el Análisis Modal Espectral, la utilización de la combinación RMS o CQC, no asegura valores mayores y por tanto estar del lado de la seguridad. De cualquier forma, para cuando los modos tienen frecuencias con diferencias menores al 10%, se recomienda el uso de la CQC.

—El uso del "Modo Residual" con el Análisis Modal Espectral, presenta claras ventajas, especialmente en los ejes transversal y vertical, ya que evita el cálculo de un gran número de modos.

—El uso del "Modo Residual" con el método simplificado, en general no aporta grandes ventajas. El único beneficio que se puede considerar es la obtención de cargas más realistas en los apoyos, ya que, de alguna forma, se está considerando toda la masa del puente.

AGRADECIMIENTO

El trabajo presentado, ha sido realizado bajo el patrocinio de la Dirección General de Carreteras del Ministerio de Obras Públicas y Urbanismo. Se agradece especialmente la colaboración y aportación de ideas de D. Ramón del Cuvillo.

REFERENCIAS

1. AASHTO (1977) Standard Specifications for Highway Bridges.

2. ASCE (1981) Recommended Design Loads for Bridges. Proceedings of the ASCE, ST-7, July 1981.

3. EUROCODIGO B (1988) Commision of the European Communities "Structures in Seismic Regions Design".

4. LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES (1985). Estudio para la redacción de unas recomendaciones para el cálculo de Puentes de Carretera frente a Acciones Sísmicas. MOPU.

5. PDS-1. Normas Sismorresistentes 1974.

RESUMEN

Se presenta un estudio comparativo del cálculo sísmico de cinco puentes diferentes, utilizando diversos procedimientos. El objetivo es establecer la validez de los métodos sencillos, habitualmente utilizados, en función del tipo estructural del puente.

El desarrollo se centra en el estudio de la importancia de las cargas dinámicas producidas en un puente situado en una zona sísmica intermedia, respecto de las cargas estáticas exigidas por la Norma de Cálculo de Puentes de Carreteras, haciendo especial mención de las diferencias que aparecen cuando la estructura está realizada en hormigón pretensado.

SUMMARY

An study comparing the seismic response of five bridges is presented. The objetive is to weight the results obtained with different computational methods in order to stablish the respective fields of application.

Two combination rules (RMS & CQC), the approximate (Ray leigh based) method and the modal acceleration method are compared.

All methods compute the structural response using the spectral modal method.

457-8-157

Fisuración de elementos de hormigón armado sometidos a flexión simple: Evolución en el tiempo

J. Benlloch; E. Barbera; B. Pereperez; J.M. Fran; G. González
Departamento de Construcciones Arquitectónicas.
Escuela Técnica Superior de Arquitectura.
Universidad Politécnica de Valencia

I. INTRODUCCION

La necesidad del estudio de la fisuración está enmarcada dentro de otra más amplia, hoy en día incuestionable, del estudio de los estados límites de utilización. Si bien es cierto que la opinión técnica que suscribe una dependencia del grado de deterioro, por procesos como la corrosión, del ancho de fisura es cuestionable (1), (2), (3), (4); no lo es menos que la fisuración, en particular el ancho de fisura y su separación, tiene un papel fundamental en el comportamiento estructural del hormigón armado, en aspectos tales como la rigidez a flexión, tracción y corte, su capacidad de absorción de energía, ductilidad, estanqueidad, etc. (5).

Las causas de la fisuración pueden dividirse según el hormigón haya endurecido o no (6). El C.E.B. (7) las clasifica según sean originadas por acciones directas, por deformaciones impuestas o por fisuraciones en estado plástico. La fisuración bajo ciertas cargas de servicio es debida a la baja resistencia a tracción y al empleo de aceros de alto límite elástico (5).

Las predicciones de la separación y ancho de fisura son complicadas. Estas están, inherentemente, sujetas a mayores dispersiones experimentales que otras propiedades del hormigón tales como la resistencia a compresión y la resistencia a flexotracción (8) (9). A este respecto hay que señalar que si bien en ensayos de laboratorio es posible conseguir resultados próximos al modelo teórico (8), esto "no es generalmente el caso en la práctica ya que con las actuales cargas de servicio, éstas rara vez son lo suficientemente altas para tener una aproximación al modelo final de fisuración obtenido en ensayos de laboratorio. Unas pocas fisuras en los puntos de máximas tensiones son lo más que normalmente se encuentra" (7). Puede añadirse que los métodos de cálculo usuales se limitan al modelo de fisuración estabilizada (10). Así, muchos investigadores señalan que la separación entre fisuras y el ancho de fisura son las variables que en mayor medida necesitan el empleo de métodos de análisis no lineal (por técnicas de elementos finitos) en estructuras de hormigón armado fisuradas (5), (11).

Mientras que la teoría indica que la separación entre fisuras depende, principalmente, de la deformación a tracción de las armaduras (ϵ_s), diámetro de las barras, separación entre armaduras, energía de rotura del hormigón y su módulo de deformación, y el ancho de fisura, además, del recubrimiento del hormigón y del concepto de área efectiva basado en teoremas energéticos (5), los métodos de cálculo usuales consideran como variables (5), (10), (12):

–Diámetro, tensión y cuantía de la armadura longitudinal.

–Características superficiales y geométricas de la armadura.

–Area de hormigón circundante.

–Recubrimiento del hormigón.

–Separación entre armaduras transversales.

–Separación entre armaduras longitudinales.

Otro índice de la dispersión de resultados, tanto del ancho de fisura como de su separación, lo es el cociente valor máximo/valor medio. Evidentemente, cuanto mayor es dicho cociente, mayor es el grado de dispersión. Así, Base, Beeby, Goto y Hognestad indicaron que la separación máxima entre fisuras, $S_{máx.}$, puede ser superior al doble de la separación mínima (10); Rizkalla y Hwang obtuvieron las siguientes relaciones (10):

$$S_{mín.}/S_{med.} \approx 0{,}67 \; ; \; S_{máx.}/S_{med.} \approx 1{,}34$$

lo que da un valor de $S_{máx.}/S_{mín.} = 1{,}34/0{,}67 = 2$, coincidente con la experimentación anterior.

La relación entre el ancho máximo de fisura y el ancho medio ha sido estudiada en muchas ocasiones, pero sus resultados son más discrepantes que los obtenidos para la separación entre fisuras. En la Tabla 1 se resumen algunas de estas relaciones, extraídas de la referencia 10.

TABLA 1

Relación Ancho Máximo de Fisura/ Ancho medio (10)

Autores	$W_{máx}/W_{med}$	Observaciones
Clark	1,64	–
Hognestad	1,36 a 1,50	–
Broms	1,50 a 2,00	Elm. a Tracción
Rizkalla y Hwang	1,55	Elm. a Tracción $W_{med}/W_{min} = 0{,}67$
Kaar	1,50	–

El Código Modelo C.E.B.-F.I.P. (13) establece en el artículo 15.2.3. un valor característico:

$$W_k = 1{,}7 \, W_m$$

"que se corresponde, supuesta una distribución normal, a un 96 por 100 de nivel de confianza (el 95 por 100 se obtendría con un coeficiente 1,66). Teniendo como desviación típica 0,4 . W_m" (14).

II. PLAN EXPERIMENTAL

El objetivo central del trabajo planteado consiste en determinar la influencia de la armadura de compresión en las flechas y fisuración de elementos lineales de hormigón armado. En el presente trabajo se analiza su influencia sobre la fisuración así como la variación del ancho de fisura en el tiempo, confrontando los resultados obtenidos hasta la edad de 360 días con los obtenidos teóricamente mediante los métodos siguientes:

–FERRY-BORGES (15).

–C.E.B./I.E.H.88 (13) (16).

–CP-110 (17).

–ACI-224 (6).

El trabajo experimental se ha realizado en el Departamento de Construcciones Arquitectónicas de la E.T.S.A.V., utilizando elementos lineales de hormigón armado, de 10 x 20 x 510 cm (bxhx ℓ), con carga de servicio, en ambos voladizos de 215 cm de longitud (Figura 1). El recubrimiento neto de la armadura ha sido de 3 cm, el acero utilizado de calidad AEH-400N y la resistencia media a compresión del hormigón a la edad de 28 días (curado en las condiciones de las vigas) de 26 MPa, con las cuantías geométricas de la armadura de tracción, referidas a la sección útil del elemento, indicadas en la Tabla 2.

Las cuantías utilizadas como armadura de compresión, cubren prácticamente todas las utilizables,

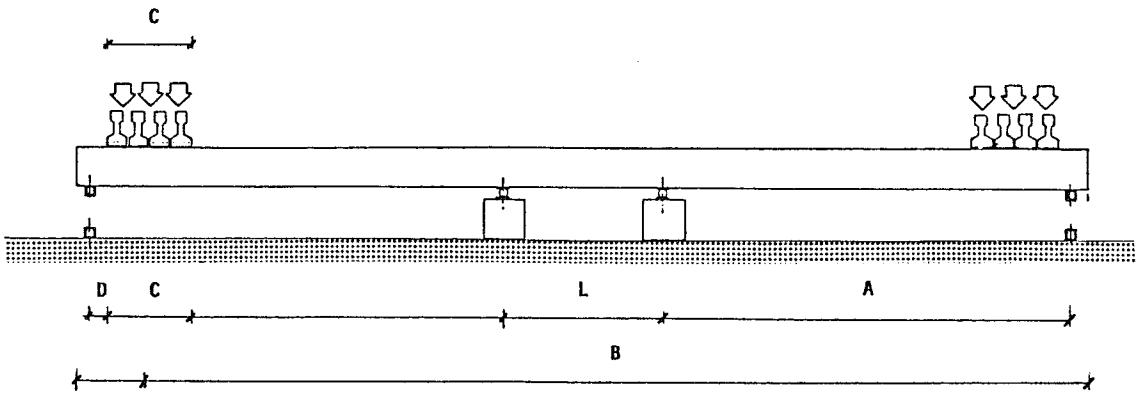


Figura 1. Esquema de Carga

TABLA 2

Cuantía de la Armadura de Tracción

Armadura de Tracción	Cuantía [As/(b·d)] x 1000
ϕ 12	6,896
ϕ 20	19,635
ϕ 25	31,167

desde valores cercanos al límite inferior establecido por la IEH-88 (16), a valores máximos dado que, con cuantías mayores, se haría inviable, con los medios habituales en edificación, un correcto hormigonado. Las cuantías de compresión (Tabla 3), en tanto por ciento respecto de las de tracción, cubren los casos habituales de edificación: desde valores pequeños (25 por 100 de la armadura de tracción) hasta elementos armados simétricamente ($A_1 = A_2$).

TABLA 3

Cuantía Relativa de Armadura de Compresión

Armadura de Tracción	Armadura de Compresión (denominación n°)	Cuantía %
ϕ 12	ϕ 6 (Núm. 1)	25
	ϕ 8 (Núm. 2)	44
	ϕ 12 (Núm. 3)	100
ϕ 20	ϕ 10 (Núm. 4)	25
	ϕ 14 (Núm. 5/6)	49
	ϕ 20 (Núm. 7)	100
ϕ 25	ϕ 12 (Núm. 10)	23
	ϕ 16 (Núm. 8)	41
	ϕ 25 (Núm. 9)	100

La carga de servicio se ha obtenido calculando la que agota la sección de momento máximo y dividiendo dicha carga por 1,60. Los coeficientes de seguridad que finalmente se han obtenido con coeficientes de minoración de la resistencia del hormigón de 1,5 y del acero 1,15, se dan en la Tabla 4, donde, además, se indican las cargas aplicadas y los momentos de servicio.

TABLA 4

Solicitaciones

Viga núm:	Gamma F	Cargas	Mom. en Servicio
1: ϕ 6 ϕ 12	1,632	1,38	3,63
2: ϕ 8 ϕ 12	1,631	1,38	3,63
3: ϕ 12 ϕ 12	1,662	1,38	3,57
4: ϕ 10 ϕ 20	1,610	4,15	8,85
5: ϕ 14 ϕ 20	13,318	0,00	—
6: ϕ 14 ϕ 20	1,635	4,15	8,80
7: ϕ 20 ϕ 20	1,602	4,26	8,95
10: ϕ 12 ϕ 25	1,804	5,21	10,66
8: ϕ 16 ϕ 25	1,595	6,41	13,03
9: ϕ 25 ϕ 25	1,553	6,71	13,55

(Los momentos expresados en KnxM y las cargas en Kn).

III. RESULTADOS Y DISCUSION

III.1. Evolución del Ancho de Fisura.—En la Tabla 5 se dan los resultados experimentales de los anchos de fisuras a las edades de 0, 90 y 600 días de la puesta en carga. De su estudio se deduce:

1.° El incremento, desde la puesta en carga hasta la edad de 600 días, de los anchos de fisura es apreciable, con un valor medio del cociente ancho de fisura a 600 días/ancho de fisura inicial, de 1,71. Este cociente, para cada cuantía de tracción, da:

—1,79 para cuantías bajas.

—1,71 para cuantías medias.

—1,61 para cuantías altas.

De ello se desprende que, tal y como señalan otras investigaciones (7), (14), es necesario tener en cuenta en el cálculo de los anchos de fisura el

TABLA 5

Evolución de los Anchos de Fisura

Viga N°	0 días	90 días	600 días	3/1	2/1	3/2
1 ϕ 6 ϕ 12	,123	,158	,189	1,54	1,29	1,20
2 ϕ 8 ϕ 12	,093	,105	,193	2,08	1,13	1,84
3 ϕ 12 ϕ 12	,102	,129	,186	1,82	1,27	1,44
4 ϕ 10 ϕ 12	,118	,147	,204	1,73	1,25	1,39
6 ϕ 14 ϕ 20	,097	,114	,160	1,65	1,18	1,40
7 ϕ 20 ϕ 20	,095	,116	,167	1,76	1,22	1,44
X ϕ 12 ϕ 25	,102	,169	,196	1,92	1,66	1,16
8 ϕ 16 ϕ 25	,133	,169	,162	1,22	1,27	0,96
9 ϕ 25 ϕ 25	,095	,169	,160	1,68	1,78	0,95

hecho de que la carga sea de larga duración. Además, parece acertada la advertencia de que la duración de la carga influye tanto más en el ancho de fisura diferido cuanto menor es la cuantía de la armadura de tracción.

2.° Para las cuantías de tracción en estudio, el cociente entre el ancho de fisura a 600 días y 90 días ha dado los siguientes resultados:

–1,44 para cuantías bajas.

–1,41 para cuantías medias.

–1,02 para cuantías altas.

Por tanto, con cuantías elevadas parece que el ancho de fisura se haya estabilizado a los 90 días.

III.2. Ancho de Fisura.—En aquellos métodos que lo requieren, se ha utilizado la tensión de la armadura de compresión y de tracción, obtenida en servicio. En la Tabla 6 se presentan los resultados, en donde bajo el epígrafe de "ensayos", valores característicos, se han calculado los anchos característicos de las fisuras producidas en los elementos, para un nivel de confianza del 95 por 100, contando tan sólo con las fisuras situadas entre ejes de apoyo. De la mencionada Tabla se deduce:

1.° La fórmula de Ferry-Borges (15) no parece contemplar suficientemente las dispersiones para cuantías bajas y altas de tracción. Sin embargo, ha dado el mejor ajuste para cuantías medias.

2.° El método del C.E.B. (13) sobrevalora, en general, los anchos característicos de fisura. Teniendo en cuenta que su ajuste es bueno o por defecto respecto de los valores medios, tal sobrevaloración parece indicar que puede resultar excesivo el uso indiscriminado del factor 1,7 para pasar de ancho medio a ancho característico. No obstante, dado que sobre los anchos de fisura pueden influir apreciablemente determinados factores como la cohesión interna del hormigón, el fenómeno del "*bleeding*", la puesta en obra y compactación del hormigón, la retracción de éste, etc., y dado que, excepción hecha de las vigas VI y VII, la sobrevaloración es inferior al **15 por 100** en todos los demás casos y que la infravaloración es de un **20 por 100** en la viga IV, parece que pueda darse por acertada la recomendación.

3.° Con relación a los valores característicos de ensayo, el mejor ajuste global es sin duda el que se produce con los valores característicos que se obtienen con la aplicación del método del comité ACI-224 (6), método, además, de aplicación mucho más simple que el del C.E.B./I.E.H.-88, lo cual le hace particularmente recomendable, al menos para piezas lineales.

TABLA 7

Separación entre Fisuras

Cuantía	Ensayo	Ferry-B	C.E.B.
Baja	12,85	12,50	14,68
Media	10,23	10,20	14,05
Alta	9,87	8,60	13,86

III.3. Separación entre Fisuras.—A la vista de la Tabla 7 se observa que tanto los valores de ensayo como las predicciones de los dos métodos estudiados dan separaciones entre fisuras decrecientes a medida que aumenta la cuantía de armadura de tracción. No obstante, tanto comparando para cada cuantía como la evolución en función de ellas parece que es mucho más acertada la predicción de Ferry-Borges (15) que la del C.E.B. (13). La correspondencia con los valores de ensayo del método de Ferry-Borges (15) para cuantías bajas y medias es muy ajustada, infravalorando un **13 por 100** en cuantías altas. En cambio, el método del C.E.B. (13) siempre da separaciones excesivas, con sobrevaloraciones de un **14 por 100,** un **37 por 100** y un **40 por 100,** para cuantías bajas, medias y altas, respectivamente.

IV. DISCUSION

Tras los 600 días de estudio de los elementos estructurales lineales fabricados, puede concluirse que:

TABLA 6

Valores Medios y Característicos del Ancho de Fisura

Viga N°	V. medio	Caract.	Ferry-B	C.E.B.	CP110	ACI224
1 ϕ 6 ϕ12	,1408	,2185	,1409	,1414	,1281	,2056
2 ϕ 8 ϕ12	,1272	,2054	,1409	,1420	,1283	,2060
3 ϕ12 ϕ12	,1547	,2153	,1409	,1401	,1265	,2031
4 ϕ10 ϕ12	,1860	,2956	,1860	,1418	,1361	,2343
6 ϕ14 ϕ20	,1267	,1827	,1860	,1418	,1347	,2320
7 ϕ20 ϕ20	,1360	,1766	,1860	,1402	,1366	,2352
Xϕ12 $ 25	,1680	,2197	,1904	,1132	,1182	,2119
8 ϕ16 ϕ25	,1732	,2316	,1904	,1396	,1431	,2566
9 ϕ25 ϕ25	,1575	,2183	,1904	,1478	,1503	,2696

Columna 3ª y Método ACI en valores característicos.
Columna 2ª y Método C.E.B. en valores medios.

1.° Se ha obtenido una buena predicción de los anchos medios y característicos de las fisuras, con el método del C.E.B., que resulta muy adecuado. El método de Ferry-Borges (15) ha sobrevalorado los anchos medios, pero quedándose muy por debajo de las característicos. La mejor estimación de los anchos característicos se ha obtenido con el método del comité ACI-224 (6), que, a la vista de los resultados de los ensayos, parece más recomendable.

2.° Todos los anchos de fisura se han incrementado con el paso del tiempo, si bien dicho crecimiento depende de la cuantía de la armadura de tracción. Es de destacar el rápido crecimiento y estabilización del ancho de fisura con cuantías de tracción elevadas, no obstante haber sido menor el valor final alcanzado.

3.° La separación de las fisuras ha decrecido, tal y como predicen Ferry-Borges (15) y el C.E.B. (13), al aumentar la cuantía de la armadura de tracción, pero sólo con el método de Ferry-Borges (15) se obtiene una buena correspondencia con las separaciones registradas.

BIBLIOGRAFIA

1. PEREPEREZ, B.; GALVAN, V.; BARBERA, E.; ALZAMORA, F.; GARCIA BALLESTER, L.: "Recubrimiento, Fisuración, Contenido de Cemento y Corrosión. Experiencias en Elementos Estructurales a la Edad de un Año". Revista Iberoamericana de Corrosión y Protección. Vol. XVIII. Números: 2-6, 1987.

2. RODRIGUEZ, J.; ANDRADE, C.: "Análisis de las Condiciones de Fisuración en las Estructuras de Hormigón Armado y su Relación con la Probabilidad de Corrosión de las Armaduras". Informes de la Construcción. Vol. 36, n° 366. Diciembre, 1984.

3. BEEBY, A.W.: "Cracking, Cover, an Corrosion of Reinforcement". Concrete International. Febrero, 1983.

4. Varios: "Debate: Crack Width, Cover and Corrosión". Concrete International. Mayo, 1985.

5. BYUNG, H.O.; KANG, Y-J.: "New Formulas for Maximum Crack Width and Crack Spacing in Reinforced Concrete Flexural Members". ACI Structural Journal. Marzo-Abril, 1987.

6. ACI COMMITTEE 224: "Causes, Evaluation, and Repair of Cracks in Concrete Structures". ACI-Journal. Mayo-Junio, 1984.

7. C.E.B. Design Manual on Cracking and Deformations. Bulletin d'Information n° 158-E. Lausanne, 1985.

8. YANG, S.; CHEN, J.: "Bond Slip and Crack Width Calculations of Tension Members". ACI Structural Journal. Julio-Agosto, 1988.

9. DESAYI, P.; GANESAN, N.: "An Investigation on Spacing of Cracks and Maximum Crackwidth in Reinforced Concrete Flexural Members". Matériaux et Constructions. Vol. 18. n° 104, 1985.

10. RIZKALLA, S.H.; HWANG, L.S.: "Crack Prediction for Members in Uniaxial Tensión". ACI Journal. Noviembre-Diciembre, 1984.

11. PARK, R.; PAULAY, T.: "Reinforced Concrete Structures". John Wiley & Sons. Nueva York 1975.

12. HEGER, F.J.; McGRATH, T.: "Crack Width Control in Design of Reinforced Concrete Pipe and Box Sections". ACI Journal. Marzo-Abril, 1984.

13. CODIGO MODELO CEB-FIP PARA LAS ESTRUCTURAS DE HORMIGON. Instituto Eduardo Torroja. Madrid (Texto Original en Inglés, 19-XI-1976).

14. FAVRE, R.; KOPRNA, M.; RADOJICIC, A.: "Effects Differés. Fissuration et Déformations des Structures en Béton". Editions Georgi. 1ª Edición. Confederación Helvética, 1980.

15. FERRY-BORGES, J.: "Cracking and Deformability of Reinforced Concrete Beams". Memoires A.I.P.C. Vol. 26. 1966.

16. MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO: "Instrucción para el Proyecto y la Ejecución de Obras de Hormigón en Masa y Armado". B.O.E. 28 de julio de 1988.

17. HANDBOOK ON THE UNIFIED CODE FOR STRUCTURAL CONCRETE (CP-110). Cement and Concrete Association. The Garden City Press Limited. Letchworth, Hertfordshire.

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados de los anchos y separación entre fisuras de 10 elementos lineales, de hormigón armado, sometidos a flexión simple. Se analiza su evolución en el tiempo, la influencia de la cuantía de la armadura de compresión, así como el grado de ajuste de los métodos de cálculo más habituales.

SUMMARY

The results of an study on spacing of cracks and crackwidth of 10 reinforced concrete beams, are shown. Her time-behaviour is analyzed and the influence of compression reinforcement ratio are related to the current prediction formulae.

SEMINARIOS TORROJA
Tecnología de la Construcción y de sus Materiales
Ciclo n.º 9: Otoño de 1991

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 la Sala de Conferencias del Instituto, situado en la calle Serrano Galvache, s/n (acceso por Arturo Soria, frente al núm. 278), y tienen lugar los jueves alternos a las 12:00 horas. Su duración aproximada es de dos horas, incluyendo la ponencia y el coloquio que se realiza a continuación. La asistencia a los mismos tiene carácter libre y gratuito.

Los seminarios programados para el noveno ciclo, correspondiente al otoño de 1991, son los siguientes:

Fecha	Ponente	Tema
10 Oct.	Javier LAHUERTA VARGAS	Estructuras y elementos de hormigón en masa
24 Oct.	José Luis SAGRERA MORENO	Corrosión del hormigón por aguas agresivas
07 Nov.	Josep Mª ADELL ARGILES	De la arquitectura de ladrillo a la fábrica armada
21 Nov.	Heinrich HOSSDORF	Reflexiones sobre la filosofía del Diseño con Ordenador
05 Dic.	Anselmo GARAY GUERRERO	Ensayos no destructivos del hormigón

* * *

Novedad editorial del Centro de Publicaciones del MOPU

La Subdirección de Normativa Básica y Tecnología, de la Dirección General para la Vivienda y Arquitectura, del MOPU, continuando la labor desarrollada desde el año 1978 en que se publicó el primer "Indice de Disposiciones relacionadas con la Edificación" para mantener informado al Sector de la Edificación sobre la legislación vigente y consciente de la importancia de esta actividad, acaba de publicar el Anexo que actualiza la legislación promulgada hasta el 1 de junio de 1987.

Esta recopilación de Disposiciones, de la que son autoras D.ª Angeles Castro Sánchez, Licenciada en Derecho y D.ª María Luisa Sánchez-Laulhé Alcolado, Arquitecta, consta de dos partes bien diferenciadas.

La primera, ordenada por una serie alfabética de epígrafes, recoge la legislación del Estado y la segunda la de las Comunidades Autónomas, a su vez ordenada utilizando los mismos epígrafes de la primera parte.

Acompañando el texto de cada disposición figura una breve reseña acerca del objeto, ámbito de aplicación y contenido.

Se completa la publicación con un índice alfabético de términos utilizados en la edificación que facilita la búsqueda de la legislación sobre un determinado tema.

Los interesados en adquirir esta publicación deberán dirigirse a:

MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS Y URBANISMO
Centro de Publicaciones
P.º de la Castellana, 67
28071 MADRID

Transmisión de cargas entre forjados, durante el proceso constructivo: Medidas realizadas en obra

Joaquín Catalá
Juan J. Moragues
Vicente Salort
Pascual L. Sirvent

1. ANTECEDENTES

Ante el encargo de la construcción en Benidorm de dos edificios singulares en altura —de 37 y 28 plantas— nos vimos obligados a replantear el problema de las acciones que inciden en los forjados durante el proceso de construcción.

Tras la elección del sistema de medida y del cómo planificar el trabajo, en la primavera del año pasado, y en el edificio más pequeño de los dos que había que construir, realizamos este trabajo, consistente en medir las cargas en los puntales, conforme se iba construyendo el edificio y, por tanto, inferir las acciones que actuan sobre los forjados. La celebración en Alicante de esta XIII Asamblea Técnica Nacional de la A.T.E.P., nos ha estimulado a sacarlo a la luz.

Dadas las peculiaridades de la obra y, por tanto, lo particular de las conclusiones, esperamos que este trabajo sea un primer capítulo de próximos estudios sobre el mismo tema.

2. INTRODUCCION

El analizar las cargas que se transmiten entre los distintos forjados durante el proceso de construcción mediante cimbrados sucesivos, ha sido motivo de multitud de ensayos, realizados preferentemente en los Estados Unidos y Canadá. Tomando como base los resultados obtenidos, se ha propuesto un método de cálculo, muy extendido, partiendo de las tres hipótesis siguientes:

1.ª: Infinita rigidez de los puntales.
2.ª: Infinita rigidez del suelo donde se apoya la primera cimbra.
3.ª: Todos los forjados son de la misma rigidez.

Con estas hipótesis, el conocer las cargas que se transmiten entre los forjados es sencillo y se puede aplicar directamente.

Sin embargo, nos preocupa mucho la influencia que el incumplimiento de la hipótesis 1.ª, de infinita rigidez de los puntales, pudiera tener sobre la carga que los mismos son capaces de transmitir, especialmente por los siguientes aspectos:

a) Los ensayos realizados en U.S.A. y Canadá se realizaban con puntales de sección mucho mayor que los habituales usados en España.

b) El reducir el número de puntales que se usan en la obra, mediante el proceso de clareado, reduce la rigidez a axil de la planta clareada.

c) Los edificios en cuestión se arriostran frente a esfuerzos horizontales con pantallas de hormigón armado. La gran rigidez vertical de estos elementos, puede influir mucho en la carga que se transmite a los puntales, mucho más flexibles en la realidad.

Todos estos aspectos no están recogidos en los ensayos ya realizados y por ello se planteó esta campaña de información. Los resultados obtenidos son directamente aplicables a obras de este tipo, es decir, con elementos rígidos verticales (pantallas), puntales de características semejantes y un proceso de clareado al 50%.

3. CARACTERISTICAS DE LA OBRA ESTUDIADA

La obra se encuentra situada en la Avenida de Suecia, de Benidorm. La superficie de la planta es de 156 m^2 y estructuralmente está formada por pantallas de hormigón armado y forjado reticular de 28 cm de canto.

La pequeña superficie en planta hacía temer un ritmo excesivamente rápido de construcción, que la dificultad en la ejecución de las pantallas soslayó. De todos modos, se optó por emplear cemento tipo I-45 A que mejora la resistencia del hormigón en edades tempranas.

El plano de planta que se adjunta permite advertir la enorme rigidez de las pantallas, así como del forjado, formado por una retícula aligerada que, en la entrega a las pantallas, presenta un gran ábaco, manteniendo éstas su sección en toda la altura.

Para el encofrado del forjado se empleó un sistema, patentado por la constructora, que se caracteriza por tener unos tableros de la misma dimensión que la retícula, cuya medida es 80 x 80, y un puntal en cada esquina. Así, al hormigonar, cada puntal está en el cruce de dos nervios, lo que mejora la entrega de la carga.

Por un mecanismo en la cabeza del puntal, éste puede quedar apuntalando el forjado mientras se recupera el tablero; pero debido a la alta densidad de puntales (1 cada 0,64 m^2), simultáneamente a la retirada del tablero se quita un puntal, con lo cual quitamos la mitad de los puntales. A esta operación le llamamos clareado. Después, los puntales quedan al tresbolillo y su densidad baja a 1 cada 1,28 m^2. El sistema, dada la equidistancia de los puntos, garantiza que todos tengan la misma superficie de influencia.

En los planos que se adjuntan, se puede ver la disposición de los puntales.

La sección transversal del puntal es de 4 cm de diámetro y 1,50 mm de espesor, con lo que la sección es de 1,81 cm^2.

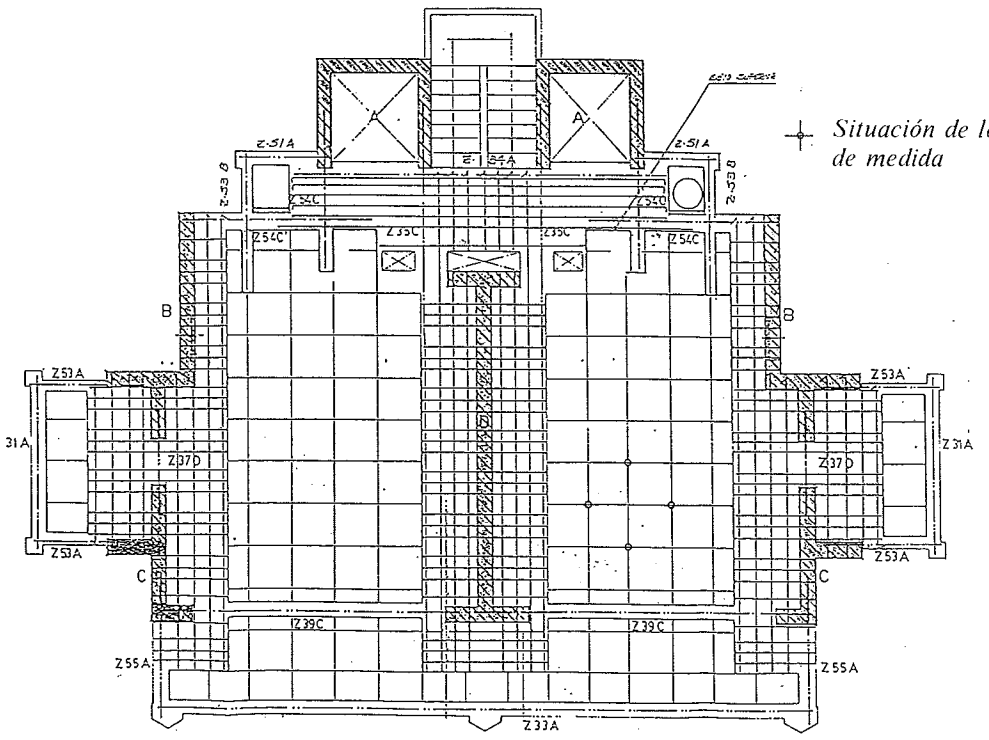
La cimentación del edificio se realizó mediante una losa de hormigón armado, de 1,50 m de canto, con lo que el apoyo de la primera cimbra es infinitamente rígido.

4. APARATOS DE MEDIDAS

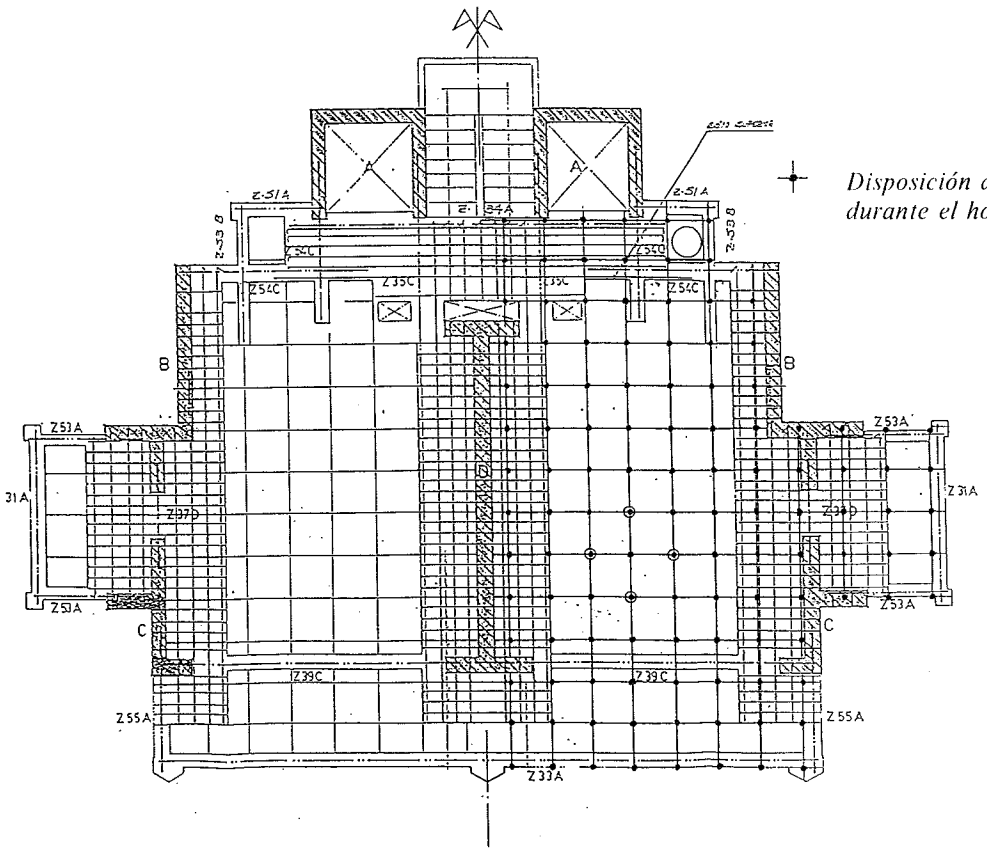
Para efectuar las mediciones se emplean células de carga de MOTORMAN, S.A. Se emplearon ocho especialmente indicadas para compresiones y cuatro que, en realidad, eran dinamómetros que estaban pensados para medir tracciones, aunque igualmente se podían emplear para compresiones. Los dos tipos tenían, como límite de carga, 2 t, lo que consideramos suficiente para las cargas que había que medir.

Estas células se colocaron en la base de los puntales, como se indica en los planos adjuntos. Las lecturas se realizaron mediante un visor digital que daba la carga en kilos.

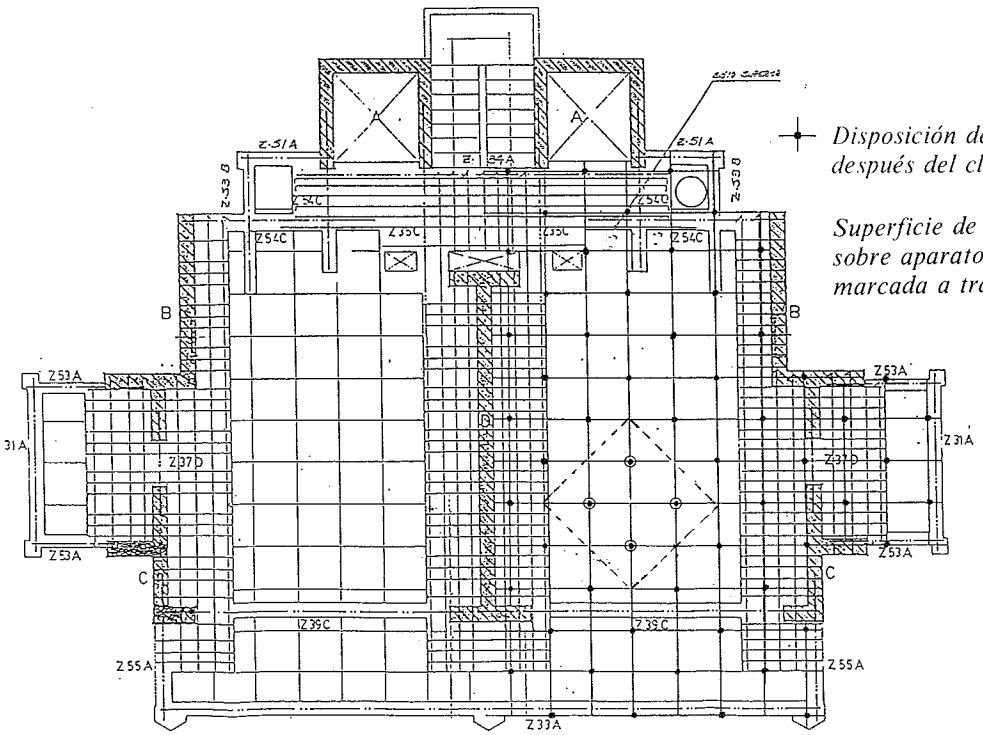
La rigidez y colocación de las células, de unos 8 cm de longitud, bajo la base del puntal, 2,60 m, no afecta a la rigidez de éste.



Situación de los aparatos de medida



Disposición de puntales durante el hormigonado



Disposición de puntales después del clareado

Superficie de influencia sobre aparatos de medida, marcada a trazos

5. RESULTADOS OBTENIDOS

Seguidamente reproducimos las lecturas más significativas de las realizadas, evitando reproducir las superabundantes o las que correspondían a estados intermedios de cargas de ejecución.

Se disponían 4 aparatos por planta, en forma de rombo en el centro del vano, tal como indican los planos adjuntos. Con esta disposición, la superficie de influencia sobre los aparatos de medida es 5,12 m^2.

Estas lecturas se presentan en el cuadro adjunto y, como se puede observar, para el análisis de estos datos, se ha tomado el valor medio de las cuatro lecturas de cada planta.

A continuación del cuadro de medidas se presenta un gráfico donde se analiza la evolución de las cargas en los puntales, y donde se representan, igualmente, las acciones sobre los forjados calculadas mediante el equilibrio de cargas.

TRANSMISION DE CARGAS DEL FORJADO A TRAVES DE LOS PUNTALES

EXTRACTO DE LAS MEDICIONES REALIZADAS EN OBRA

R = Cargas/Peso propio

Figura	Tramo	LECTURAS				Media	Kg/m²	R	Observaciones
		P-1	P-2	P-3	P-4				
1									10 de Marzo Hormigonado F-1
	1	216	211	232	181	210	328	0,78	
2									13 de Marzo Clareado en F-1
	1	421	339	385	205	337,5	263,7	0,63	
3									4 de Abril Hormigonado F-2
	2	336	250	267	284	284,25	444	1,06	
	1	929	719	857	706	801	626	1,49	
4									5 de Abril Clareado en F-2
	2	431	187	288	461	341,75	267	0,64	
	1	938	694	859	731	805,5	629,3	1,5	
5	3	292	302	253	309	28	451,56	1,07	10 de Mayo Hormigonado en F-3
	2	397	578	801	1.006	695,5	543,35	1,30	
	1	632	939	1.104	956	907,75	709,2	1,69	
6	3	260	346	284	438	319,5	250	0,594	16 de Mayo Antes de desapuntalar T-1
	2	394	535	697	930	639	499,2	1,19	
	1	622	996	986	963	891,75	696,6	1,66	
7	3	205	311	197	370	270,75	211	0,50	16 de Mayo Desapuntalado T-1
	2	172	290	349	620	357,75	279,5	0,665	
8	4	230	—	314	—	272	425	1,01	30 de Mayo Hormigonado F-4
	3	396	354	288	485	363	283,6	0,675	
	2	197	388	335	651	392,75	306,8	0,73	
9	5	334	280	306	330	312	487	1,16	9 de Junio Hormigonado F-5
	4	431	362	498	487	444,5	347,3	0,83	
	3	206	288	235	286	253,75	198,2	0,47	

TRANSMISION DE CARGAS DEL FORJADO A TRAVES DE LOS PUNTALES

EXTRACTO DE LAS MEDICIONES REALIZADAS EN OBRA

R = Cargas/Peso propio

Figura	Tramo	LECTURAS				Media	Kg/m³	R	Observaciones
		P-1	P-2	P-3	P-4				
10	6	334	260	234	225	263	411	0,98	22 de Junio Hormigonado F-6
	5	643	355	—	597	531	420	0,99	
	4	325	266	315	451	339,25	265	0,63	
11	6	491	404	264	369	382	294,4	0,71	29 de Junio Clareado T-6
	5	680	404	565	541	547,5	427,3	1,02	
	4	355	285	390	458	372	240,6	0,70	
12	6	466	392	320	343	380,25	297	0,71	4 de Julio Antes de desapuntalar T-4
	5	609	348	499	498	488,5	381,6	0,91	
	4	471	359	486	498	453,5	354,3	0,84	
13	7	40	31	39	40	37,5	58,6	0,14	4 de Julio Encofrado F-7 se desapuntala el T-4
	6	418	345	277	304	336	262,5	0,63	
	5	430	247	297	335	327,3	255	0,61	
14	7	349	320	384	326	346	270	0,65	6 de Julio Clareado T-7
	6	663	606	456	481	551,5	430,8	1,03	
	5	589	325	343	533	447,5	349,6	0,83	
15	7	492	491	532	617	533	426	1	F-8 encofrado con bloques y ferralla 13 de Julio
	6	623	567	298	441	482	376,5	0,9	
	5	415	223	192	378	302	236	0,56	
16	8	91	160	147	142	135	211	0,5	13 de Julio Desapuntalado T-5
	7	459	455	504	583	500	390,6	0,93	
	6	454	379	180	288	325	254	0,6	
17	8	233	—	218	268	240	375	0,89	Célula 2 averiada, 30 h después del hormigonado de F-8 15 de Julio
	7	618	622	597	744	645	504	1,2	
	6	467	390	205	300	340,5	266	0,63	
18	8	351	—	335	597	428	334	0,80	20 de Julio Encofrado de F-9 y bloques, antes del desapuntalado de T-6
	7	539	470	502	618	532	415,6	0,99	
	6	388	327	—	262	325,7	254	0,61	
19	9	118	247	141	256	190	297,6	0,71	21 de Julio Desapuntalado de T-6
	8	369	200	359	628	389	304	0,72	
	7	435	380	436	518	442	345,5	0,82	

EVOLUCION, EN EL TRANSCURSO DE LA OBRA, DE LOS COEFICIENTES DE CARGA R EN FORJADOS Y PUNTALES

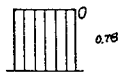


Fig. 1.

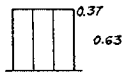


Fig. 2.

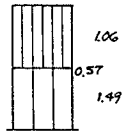


Fig. 3.

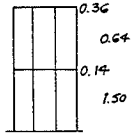


Fig. 4.

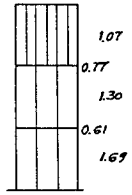


Fig. 5.

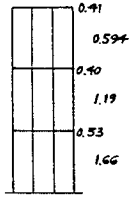


Fig. 6.

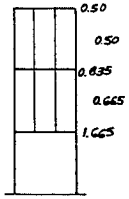


Fig. 7.

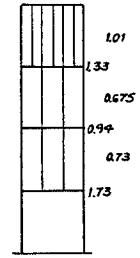


Fig. 8.

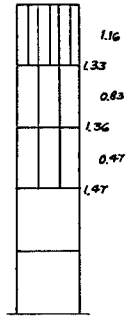


Fig. 9.

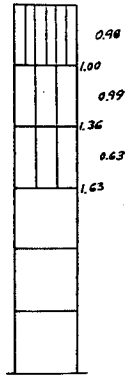


Fig. 10.

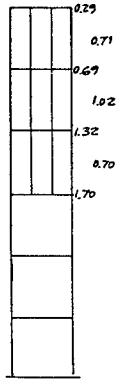


Fig. 11.

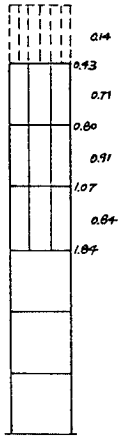


Fig. 12.

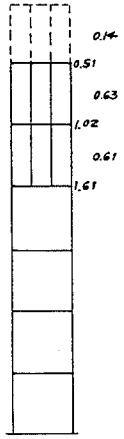


Fig. 13.

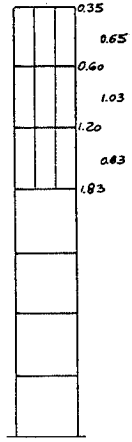


Fig. 14.

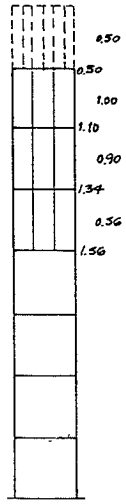


Fig. 15.

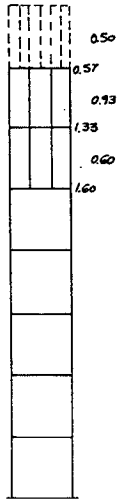


Fig. 16.

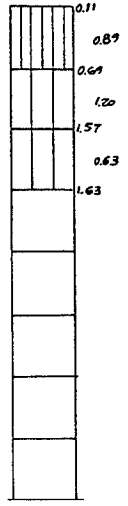


Fig. 17.

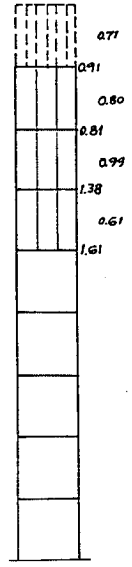


Fig. 18.

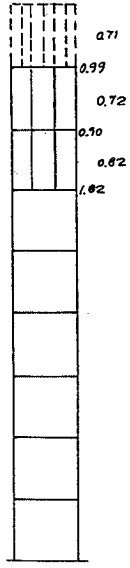


Fig. 19.

6. ANALISIS DEL REPARTO DE CARGAS A TRAVES DEL ENTRAMADO

Una estructura en construcción no es más que otra estructura, diferente de la que será cuando esté terminada.

Para analizar el comportamiento de la misma y evitar las distorsiones que puedan generar en las lecturas los fenómenos de fluencia, cambios de temperatura, retracción, etc., y para estudiar como se transmiten las cargas a través de puntales y forjados, hemos seleccionado lecturas tales que reflejen en pocos minutos cambio tensional. Esto sucede, tanto en el caso de desapuntalamiento de plantas, como en el de hormigonado de las mismas, aunque éste se produce en horas.

A continuación, extractamos en un cuadro las medidas obtenidas al desapuntalar. En él se puede observar la variación de las cargas en las distintas plantas.

El efecto de desapuntalado es equivalente, para los puntales, a introducir una carga vertical hacia arriba; y en el caso de hipótesis de puntales rígidos, éstos no variarán de carga.

En principio, podría pensarse que la carga que tenían los puntales que se quitan, se la repartirán los forjados. Pero ello no es así, y la deformación de los puntales hace que se produzca una amortiguación de las acciones aplicadas a través del entramado.

ANALISIS DEL DESAPUNTALAMIENTO. CARGAS EN PUNTALES

Tramo desapuntalado	Medidas en tramo	COEFICIENTE R		Variación	F
		Antes	Después		
1	3	0,59	0,5	0,09	5,4%
	2	1,19	0,665	0,525	32%
	1	1,66	—	—	—
3	5	0,73	0,72	0,01	3%
	4	0,80	0,70	0,10	28%
	3	0,36	—	—	—
4	6	0,71	0,62	0,09	11%
	5	0,91	0,61	0,30	36%
	4	0,84	—	—	—
5	7	1	0,93	0,07	12,5%
	6	0,90	0,60	0,30	53,5%
	5	0,56	—	—	—
6	8	0,80	0,72	0,08	16%
	7	0,99	0,82	0,17	35%
	6	0,49	—	—	—
7	9	1,01	0,95	0,06	7%
	8	0,92	0,71	0,21	25%
	7	0,84	—	—	—
Resultados del análisis matricial	3	—	—	—	8,5%
	2	—	—	—	26,6%
	1	—	—	—	—

F es la fracción de carga transmitida por el desapuntalamiento a los distintos niveles de forjados, expresada en tanto por ciento.

Tramo desapuntalado	Cargas en forjado	COEFICIENTE R		Variación	F
		Antes	Después		
1	3	0,41	0,50	0,09	5,4%
	2	0,40	0,835	0,435	26,2%
	1	0,53	1,665	1,135	68,4%
	0	1,66	—	—	—
3	5	0,76	0,766	0,006	1,66%
	4	0,93	1,025	0,095	26,4%
	3	1,44	1,7	0,26	72,2%
	2	1,36	1	0,36	—
4	6	0,43	0,51	0,08	9,5%
	5	0,80	1,02	0,22	26,2%
	4	1,07	1,61	0,54	64,3%
	3	1,84	1	0,84	—
5	7	0,50	0,57	0,007	12,5%
	6	1,10	1,33	0,23	41,1%
	5	1,34	1,60	0,26	46,4%
	4	1,56	1	0,56	—
6	8	0,91	0,99	0,08	13,1%
	7	0,81	0,90	0,09	14,8%
	6	1,36	1,82	0,44	72,1%
	5	1,61	1	0,61	—
7	9	0,53	0,59	0,06	7,2%
	8	1,09	1,24	0,15	17,8%
	7	1,08	1,71	0,63	75%
	6	1,84	1	0,84	—
Resultados del análisis matricial	3	—	—	—	8,5%
	2	—	—	—	17,5%
	1	—	—	—	74%

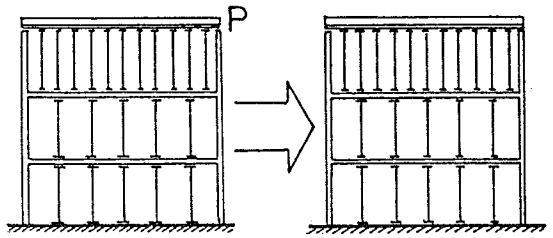
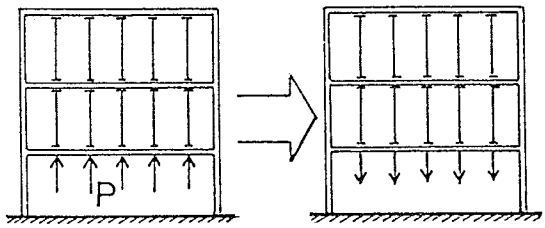
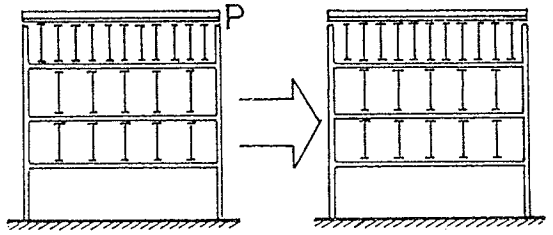
F es la fracción de carga transmitida por el desapuntalamiento a los distintos niveles de forjados, expresada en tanto por ciento.

7. COMPARACION CON OTROS METODOS

A fin de comparar los resultados obtenidos en obra con otras soluciones, y ver en el orden de magnitud que nos movemos, mediante un sencillo programa de análisis matricial, que tiene en cuenta las deformaciones por axil, hemos estudiado los entramados más sencillos con los que estamos trabajando.

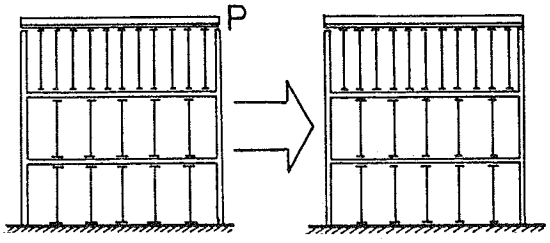
De las reacciones obtenidas en los puntales metálicos, hemos calculado el valor medio, al igual que se hizo con las lecturas de obra. Dichos resultados se expresan en el último cuadro, a fin de compararlos con los resultados prácticos, así como los obtenidos por medio de la hipótesis de puntal rígido.

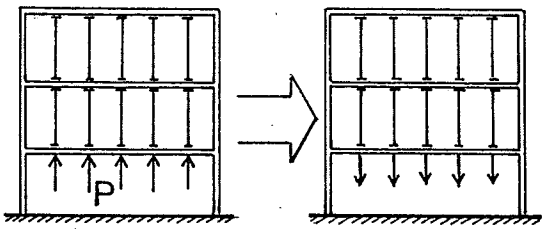
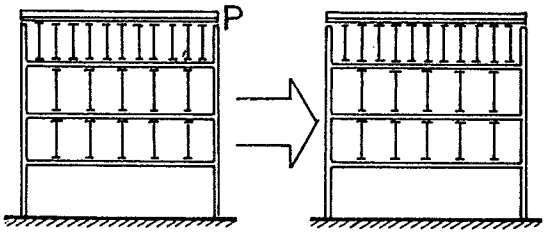
PUNTALES

RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE ANALISIS MATRICIAL			
REACCIONES EN LA ESTRUCTURA CON PUNTALES RIGIDOS			
LECTURAS OBTENIDAS EN OBRA			
a		P 0,23P 0,15 P	P P P	P 0,30P 0,14P
b		0,054P 0,32P P	0 0 P	0,085P 0,26P P
c		P 0,28P 0,02P	P 0,66 P 0, 33P	P 0,30P 0,096P

En el cuadro se reflejan las variaciones de carga, en los distintos tramos, ante la acción exterior P, independientemente del estado de carga preexistente.

FORJADOS

RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE ANALISIS MATRICIAL			
REACCIONES EN LA ESTRUCTURA CON PUNTALES RIGIDOS			
LECTURAS OBTENIDAS EN OBRA			
a		0 0,77P 0,08P	0 0 0	0 0,70P 0, 16P

RESULTADOS OBTENIDOS MEDIANTE ANALISIS MATRICIAL			
REACCIONES EN LA ESTRUCTURA CON PUNTALES RIGIDOS			
LECTURAS OBTENIDAS EN OBRA			
b		0,054P 0,266P 0,68P	0,33P 0,33P 0,33P	0,085P 0,175P 0,74P
c		0 0,72P 0,26P 0,02P	0 0,33P 0,33P 0,33P	0 0,70P 0,20P 0,096P

En el cuadro se reflejan las variaciones de carga, en los distintos tramos, ante la acción exterior P, independientemente del estado de carga preexistente.

8. CONCLUSIONES

De las medidas efectuadas podemos deducir, para esta obra exclusivamente, las siguientes conclusiones:

—El coeficiente de carga máximo en los forjados es de 1,84, por lo que el peso máximo que deberán soportar los mismos es de 1,84 x 420 = = 773 Kg/m^2, que es menor que la carga de cálculo.

—La carga máxima en puntales, como se podía prever, se produce en la planta inferior. Cuando el apuntalamiento llega al suelo, su valor es de 1,69; y para estos valores de las cargas, el comportamiento del puntal es perfectamente elástico.

—En este caso, quizás debido a la rigidez de las pantallas y del propio forjado, la hipótesis de rigidez de los puntales entendemos que no es válida. Para clarificar esta opinión, veamos los siguientes casos particulares:

a) Cuando el apuntalamiento llega al suelo.
b) Cuando se desapuntala.
c) Cuando el apuntalamiento no llega al suelo.

En el cuadro anterior reflejamos los valores, respecto a la carga aplicada, en cada uno de los tramos apuntalados.

La diferencia entre los valores obtenidos en la hipótesis de puntales infinitamente rígidos y los obtenidos en las medidas en obra es tal, que entendemos no es admisible tal hipótesis para el tipo de obra estudiado, método de construcción y medios utilizados.

BIBLIOGRAFIA

1. NIELSEN, K.E.C. "Loads on reinforced concrete floor slabs and their deformations during construction". Bulletin nº 15, Final Report, Swedish Cement and Concrete Research Institute. Royal Institute of Technology Stockholm. 1952.

2. GRUNDY, P, KABAILA, A. "Construction loads on slabs with shored formwork in multistory buildings". ACI journal. December 1963.

3. BERESFORD, F.D. "An analytical examination of propped floors in multistory flat

place construction". Constructional Review, Sidney. November, 1964.

4. BLACKEY, F.A. BERESFORD, F.D. "Stripping of formwork for concrete in buildings, in relation to structural design". Civil Engineering Transactions, Australia. October 1965.

5. TAYLOR, P.J. "Effects of formwork stripping time on deflections of flat slabs and plates". Aust. Civ. Engg. and Const. Vol. 8, nº 2, Feb. 1967, pp. 31-5.

6. AGARVAL, R.K. "An experimental investigation of shoring systems for highrise flat-slabs structures". MSc Thesis, Civil Engineering Departament University of Ottawa, 1972.

7. WHEEN, R.J. "Positive control of construction floor loads in multistory concrete building". ASCE-IABSE "Conferencia Regional sobre Edificios de Altura". Madrid, Septiembre, 17-19. 1973.

8. AGARWAL, R.K. GARDNER, N.J. "Form and shore requirements for multistory flat slab buildings". ACI journal. November 1974.

9. HURD, M.K. "Formwork for concrete". 3er Ed. American Concrete Institute. Special Publication SP4 1977.

10. LASISI, M.Y. and Ng. S.R. "Construction loads imposed on ligh-rise floor slabs". Concrete International, pag 24 a 29, Febrero 1979.

11. GARDNER, N.J. "Control of construction loads on multifloor buildings". Reprint from Canadian Journal of Civil Engineers, Vol. 6, nº 2, 1979.

12. CANTOR, I.G. and RIZZI, A.V. "Shore and reshore procedures for flat slabs". Proc. International Conference on forming economical buildings. Chicago, pags 18.1 a 18.12, Noviembre 1982.

13. GARDNER, N.J. "Shoring, reshoring and Safety". Concrete International, April, 1985.

14. LEW, H.S. "Construction loads and loads effects in concrete building construction". Concrete International, Design & Construction, V 7, nº 4, pags 20 a 23, Abril 1985.

15. LIU, X. CHEN, W.F. BOWMAN, M.D. "Construction load Analysis for Concrete Structures". Journal of Structural Engineering, ASCE, May 1985.

16. LIU, X.L. CHEN, W.F. and BOWMAN, M.D. "Constructions loads on supporting Floors". Concrete International, pags 21 a 26. Diciembre 1985.

17. LIU, X.L. and CHEN, W.F. "Safety analysis of High Rise buildings during construction". Proceedings, International Symposium on fundamental theory of reinforced concrete and prestressed concrete. Nanging V.3. págs 1280-1287. Septiembre 1986.

18. CALAVERA, J. "Cálculo, Construcción y Patología de Forjados de Edificación". Intemac. Madrid, 3.ª Edición, 1986.

19. GARDNER, N.J. and SCANLON, A. "Long-Term Deflection of Two-Way Slabs". Concrete International. Enero 1990. Pags 63 a 67.

RESUMEN

Se trata de exponer los resultados de las medidas tomadas en obra, mediante células de carga, de los esfuerzos que aparecen en los puntales, cuando se llevan tres plantas apuntaladas, durante el proceso de construcción de diez plantas de un edificio alto realizado en Benidorm.

Se analizan los esfuerzos que aparecen en los forjados y el reparto de cargas, a través de los mismos, al cargar o desapuntalar, etc.

SUMMARY

The results of the measures taken in a construction, by means of loading cells, of the stresses which comes out on the foundation props when there are three stories propped up in a ten storey construction process of a tall building in the town of Benidorm, are studied in this paper.

On analyze the stresses which comes out in the floors and their load distribution, when loading and removing the props.

Nueva publicación del Norsk Betongforening

El Norsk Betongforening acaba de publicar el Anuario "Nordic Concrete Research 1990", en el que se resumen los distintos trabajos de investigación que han realizado durante el pasado año 1990.

Este Anuario, de especial interés para todos los técnicos de los diferentes países, contribuye a difundir el conocimiento de los últimos avances registrados en el campo del hormigón, tanto desde el punto de vista del material como en todo lo relacionado con sus diversas aplicaciones.

El precio de este libro es de 200 coronas noruegas, excluidos gastos de envío.

Los pedidos deben dirigirse a:
NORSK BETONGFORENING
Postboks 2312 Solli
N-0201 OSLO 2
(Teléfono 472/83 83 30).

* * *

Simposio Internacional de la FIP

Durante los días 3 al 6 de septiembre próximo, se va a celebrar en Beijing (China) un nuevo Simposio de la FIP bajo el lema "Modernas aplicaciones del hormigón pretensado".

En las Sesiones Técnicas, que tendrán lugar en el Xiangshan Hotel, de Beijing, se presentarán más de 120 Comunicaciones, cuyos textos se reproducirán en los dos volúmenes de los "Proceedings", que recibirán los participantes al inicio del Simposio. Después de cada Comunicación se abrirá un coloquio de tiempo limitado.

El idioma oficial será el inglés.

La cuota de inscripción al Simposio se ha fijado en 360 dólares USA si se abona antes del 30 de julio. Las inscripciones posteriores deberán pagar 390 dólares USA. La cuota de inscripción para los acompañantes es de 200 dólares USA.

Se han programado diversos actos sociales y varios interesantes viajes post-Simposio.

Los interesados en participar en este Simposio deberán dirigirse a:

Mr. Luo Xianglin
Deputy Secretary General
China Civil Engineering Society
P.O. Box 2500
Beijing 100835, China
Tels.: 899 29 58/831 13 13
Fax: + 86-1-831 36 69

* * *

Nueva publicación de la F.I.P. Proceedings del Simposio de la F.I.P. "Jerusalén'88"

La Asociación de Ingenieros y Arquitectos de Israel ha puesto a la venta, al precio de 60 $ USA cada ejemplar, incluidos gastos de envío, la publicación en la que se reproducen los textos en inglés de las cuarenta y nueve Comunicaciones presentadas en las Sesiones Técnicas del Simposio de la F.I.P. celebrado en Jerusalén, durante los días 4 al 9 de septiembre.

Los cuatro Temas tratados en estas reuniones fueron los siguientes: 1. Durabilidad del hormigón en regiones cálidas y húmedas; 2. Aceros y sistemas de pretensado; 3. Aplicación práctica del cálculo no lineal a las estructuras de hormigón pretensado, y 4. El hormigón pretensado en edificios de numerosas plantas.

Los interesados en adquirir esta nueva publicación, de 507 páginas, con numerosas figuras y tablas, deberán dirigir sus pedidos, adjuntando el correspondiente cheque extendido a nombre de la "Association of Engineers and Architects in Israel. FIP Symposium'88", a la siguiente dirección:

ASSOCIATION OF ENGINEERS AND ARCHITECTS IN ISRAEL.-FIP SIMPOSIUM'88.
Tel Aviv, 200 Dizengoff Street Israel.

Estructura de losas postensadas con cables no adherentes, para el edificio Mirasierra, en Madrid

Juan Luis Bellod
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO, S.A.
Javier Rui-Wamba
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
ESTEYCO, S.A.

1. INTRODUCCION

El proyecto y construcción de este importante edificio de oficinas, en Madrid, es probablemente una de las primeras y más significativas aplicaciones de la técnica de cables postensados no adherentes en losas de edificación.

En la comunicación se presenta una descripción de la estructura y el proceso que se utilizó, en esta ocasión, para su dimensionamiento y definición.

2. DESCRIPCION DE LA OBRA Y JUSTIFICACION DE LA SOLUCION ESTRUCTURAL

Cada uno de los dos bloques de que consta el edificio está constituido por tres losas de forma octogonal, de treinta metros aproximadamente de diámetro exterior. En cada bloque, dos de los octógonos se unen a uno central, formando una L de 55 metros de lado, tal y como se observa en la figura 1.

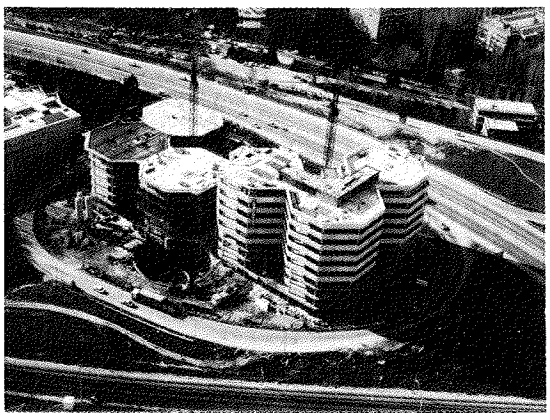


Fig. 1

El módulo que pudiéramos llamar tipo, está constituido por una losa de espesor constante, de 0,25 metros, soportada por un conjunto de pilares, de 0,60 metros de diámetro, situados en los vértices del octógono, con un retranqueo con relación al borde del forjado, de 1,50 metros. Además, se disponen 4 pilares centrales, de 0,80 metros de diámetro, separados 9,6 metros. La relación canto-luz resulta de casi 1/40 (Fig. 2).

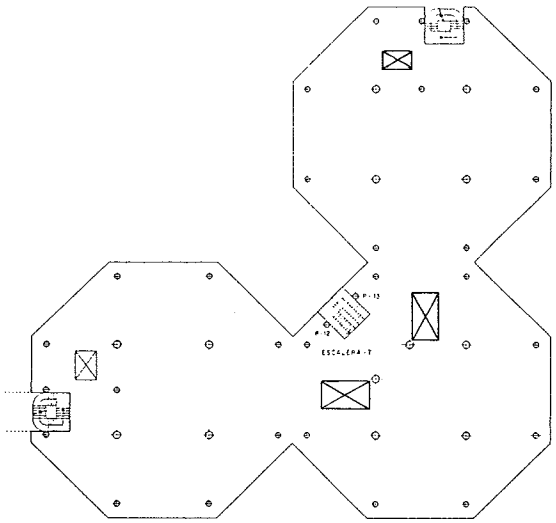


Fig. 2

A partir del módulo definido, han surgido unos veinte tipos diferentes de geometría en planta, debido a huecos para instalaciones, comunicaciones verticales y ajustes funcionales en diferentes plantas. El edificio tiene 8 alturas y dos plantas de sótano para aparcamientos. Las losas están delimitadas, en su contorno exterior, por un conjunto de piezas prefabricadas, sujetas al borde del forjado, sobre las que asientan las cristaleras.

La unión entre cada dos módulos se resuelve por un hormigonado posterior, en un ancho de 1 metro (Fig. 3), eliminando totalmente las juntas. Durante la construcción de la obra se mantuvo la junta abierta por espacio de mes y medio, lo que ayudó a neutralizar en parte los

efectos del acortamiento de la losa por retracción y fluencia.

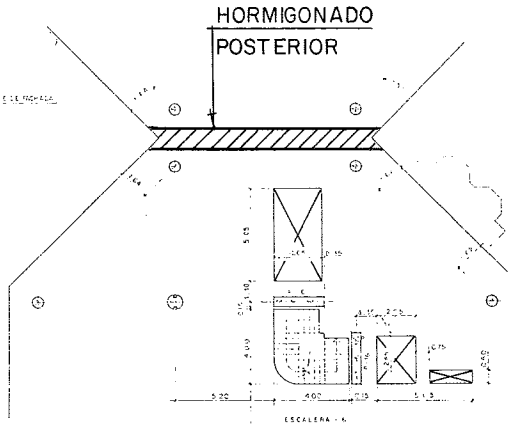


Fig. 3

Durante el desarrollo del proyecto se plantearon diversos condicionantes que dieron como resultado la adopción de un forjado postensado con tendones no adherentes. Muy brevemente, podemos resumir estas consideraciones:

—*Disminución del espesor de la losa:* Permitió reducir la altura total del edificio en casi 1,5 metros, con el consiguiente ahorro de cerramientos, muro cortina, etc. En nuestro caso, esta circunstancia permitió ganar una planta más, debido a la limitación urbanística.

—*Disminución del área de los pilares, en planta.* Al disminuir el peso propio del forjado fue posible ajustar el tamaño de los pilares, con la consiguiente ganancia de espacio útil.

—*Mayor libertad de diseño.* Los condicionantes arquitectónicos: huecos, escaleras, voladizos..., hubiesen tenido mayor repercusión en otras tipologías estructurales. No hay que olvidar que, a efectos resistentes, el efecto de un conjunto de cables próximos es análogo a una viga que descuelgue de la losa.

—*Plazo de ejecución:* En el caso que nos ocupa era una circunstancia de máxima prioridad. Se utilizó hormigón de gran resistencia, que alcanzaba los valores exigidos en proyecto en pocos días. Además, se estudió muy bien, por la empresa constructora, el proceso de encofrado y desencofrado y la puesta en obra de los cables y armadura pasiva.

—*Reducción de flechas:* Es un hecho bien conocido que el pretensado equilibra la acción de la carga permanente, anulando la flecha debida a la misma. Con este efecto, se anula completamente la flecha diferida, principal causa de la aparición de fisuras en la tabiquería.

—*Sistematización y modulación de plantas:* La tipología estructural a la que hace referencia este artículo, está especialmente indicada para aquellos casos en que existen elementos comunes muy repetitivos y análogos entre sí. La

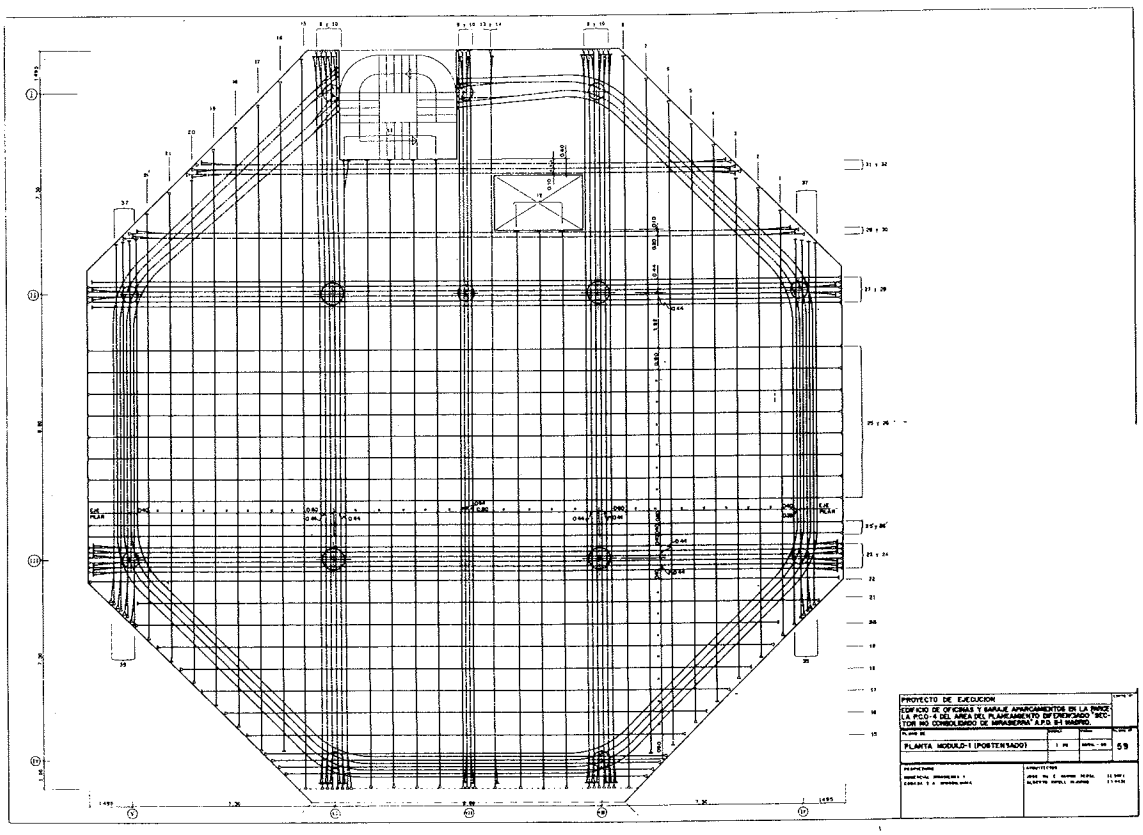


Fig. 4

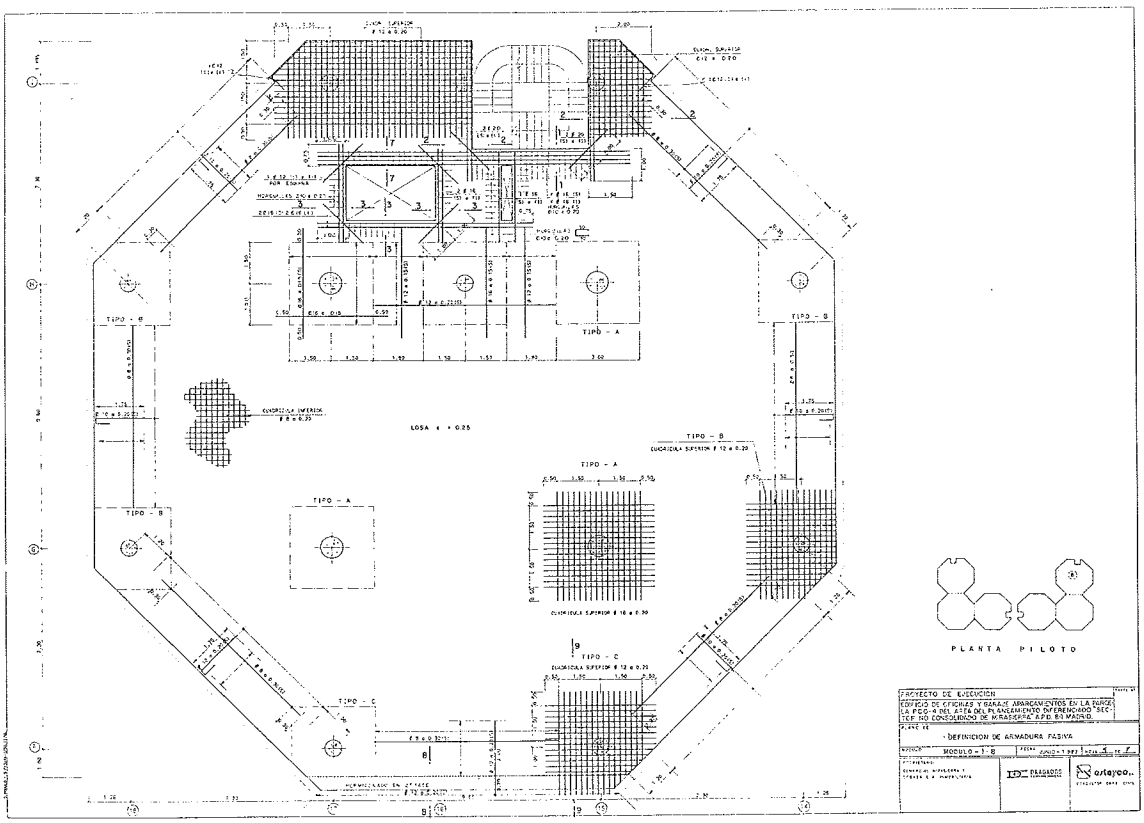


Fig. 5

estructura que nos ocupa, tal y como ya se ha indicado, no responde a estas premisas, presentando una geometría complicada en algunas zonas. A pesar de ello, el proceso de dimensionamiento y, por consiguiente, el de construcción, ha demostrado una enorme versatilidad, pues a partir de una planta tipo y por medio de correcciones muy puntuales, ha sido relativamente sencillo definir los casi veinte módulos diferentes. Desde este punto de vista, el Edificio de Mirasierra puede ser tomado como ejemplo de que una geometría complicada en planta no puede ser un obstáculo para el empleo de losas postensadas con cables no adherentes.

La disposición de cables en la losa (Fig. 4) se resolvía por tres tipos de cables:

—Dos familias de cables agrupados de dos en dos y dispuestos ortogonalmente sobre los pilares.

—Una familia de cables perimetrales, también agrupados de dos en dos.

—Una familia de cables repartidos y dispuestos ortogonalmente, en la zona entre pilares.

La disposición adoptada presenta algunas ventajas desde el punto de vista de la resistencia a punzonamiento. Sin embargo, la puesta en obra presenta ciertos inconvenientes, por la existencia de puntos de entrelazado de cables que, tal y como se indica posteriormente, fueron resueltos, en la práctica, con una adecuada planificación.

El motivo principal que llevó a adoptar esta disposición, frente a la otra posibilidad consistente en concentrar los cables en una dirección y repartir en la otra, fue la necesidad de que la solución tipo fuese lo más flexible posible, con objeto de resolver fácilmente las variaciones geométricas que se planteaban, muy frecuentemente, entre las diferentes plantas.

La armadura pasiva consistía en un mallazo inferior extendido a toda la superficie, y una armadura de refuerzo superior en la zona de pilares. Las zonas de huecos, voladizos, etc., se resolvían de forma análoga a la utilizada en otros forjados (Fig. 5).

3. DIMENSIONAMIENTO

En general, el cálculo de losas postensadas con cables no adherentes, no entraña, desde un punto de vista teórico, dificultades mayores que las planteadas por un forjado tradicional.

—Por una parte, se plantea el cálculo de esfuerzos en un conjunto de secciones críticas. Para ello, en geometrías sencillas, se utiliza frecuentemente el método de los pórticos equivalentes.

—Por otro lado, es necesario la comprobación de la seguridad de la estructura en estado límite último y, en ocasiones y según la Normativa aplicada, en estado límite de servicio.

La primera de las comprobaciones tiene como fin la evaluación de los esfuerzos máximos susceptibles de ser resistidos por las secciones y su comparación con los esfuerzos mayorados solicitantes.

La segunda de las comprobaciones tiene por objeto el cálculo del estado tensional en un conjunto de secciones, como paso previo para la evaluación del ancho de fisura. Algunas Normas permiten obviar este cálculo, casi siempre complejo y dificultoso, y en su lugar se establecen unas cuantías mínimas de armadura pasiva que garantizan la seguridad de la estructura frente a la fisuración.

3.1. Cálculo de esfuerzos

Con relación al cálculo de esfuerzos, cabe afirmar la poca conveniencia del método de los pórticos equivalentes para una geometría difícil y poco regular como la que nos ocupa. Por ello, se procedió a la discretización de la losa por medio de elementos finitos tipo "laja", de 4 nodos por elemento, y de lòs pilares por elementos tipo viga. Cada nodo tiene seis grados de libertad que permiten simular el comportamiento de la losa:

—Como placa sometida a esfuerzos perpendiculares a su plano, debidos a las cargas gravitatorias y a las fuerzas de desviación verticales del pretensado.

—Como membrana, trabajando en su plano, debido a los esfuerzos de compresión del pretensado.

La discretización adoptada es la que se muestra en la figura 6 que se ha revelado como suficientemente tupida para los fines perseguidos.

Las cargas consideradas en el cálculo fueron:

—Carga permanente:

- Uniforme
  Peso propio ..... 625 kp/m²
  Carga muerta ..... 75 kp/m²
  700 kp/m²

- Perimetral
  Cerramiento ..... 1000 kp/m

—Sobrecarga:

- Uniforme
  De uso ..... 400 kp/m²

Para la sobrecarga se han admitido seis hipótesis de carga, tal y como muestra la figura 7.

El efecto del pretensado se evalúa a partir de un conjunto de cargas puntuales, calculadas según los criterios que se indican a continuación.

3.2. Definición del pretensado

Como resulta obvio, una de las mayores difi-

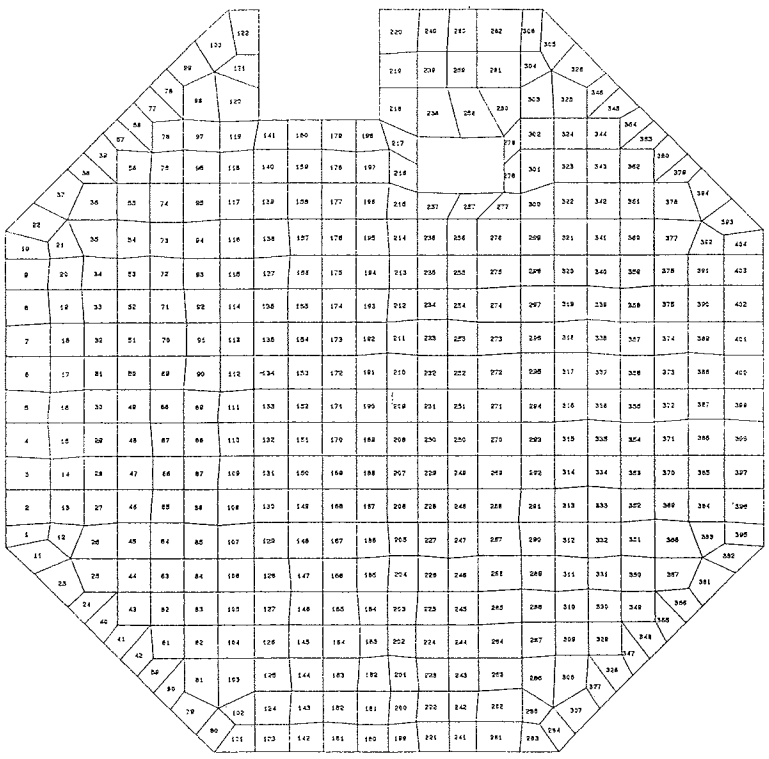


Fig. 6

cultades surgidas durante el proyecto y posterior seguimiento de la obra, era la correcta definición del pretensado en sus diversas parcelas:

—Evaluación de la fuerza de pretensado en cada sección del cable, teniendo en cuenta las pérdidas en el mismo.

y modificaciones. Se ha dado gran importancia a los módulos gráficos, que proporcionan una gran ayuda al usuario.

—Una vez definido el número de secciones en que se considera dividido cada uno de los cables, el programa proporciona, para cada sección, los siguientes datos:

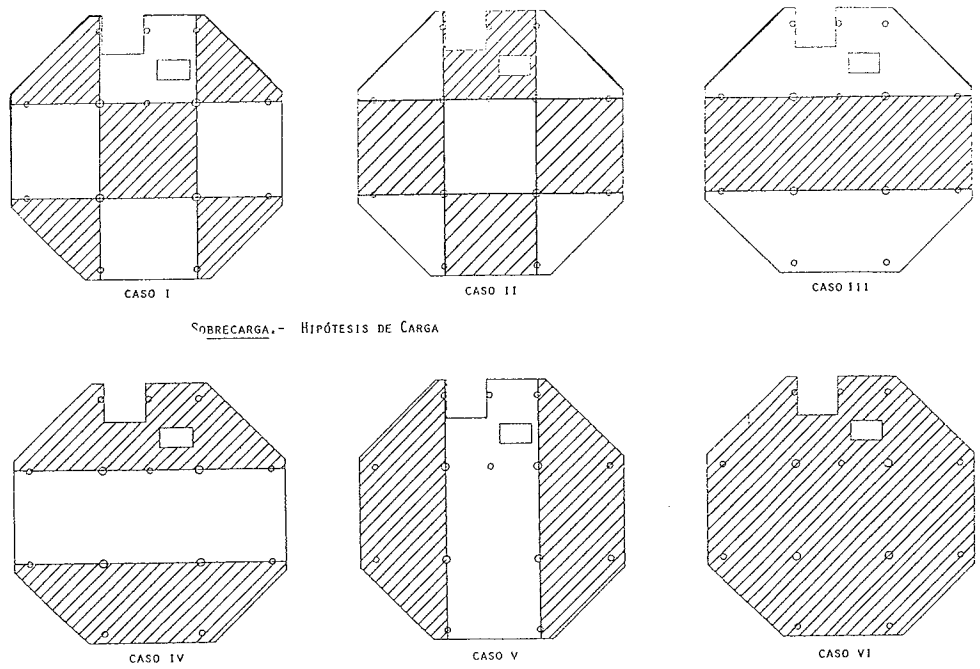


Fig. 7

—Incorporación del pretensado en forma de cargas exteriores equivalentes.

—Definición de la geometría de los cables y su representación en planos de detalle.

Para cumplir estas tres funciones nos apoyamos fundamentalmente en dos herramientas:

- Un potente programa de diseño asistido por ordenador (MEDUSA).
- Un programa de cálculo desarrollado en ESTEYCO, exclusivamente para este proyecto (PRETEN).

—Con relación al programa de CAD, su utilización en estrecha relación con el programa de cálculo, ha permitido la elaboración de un gran número de planos para la definición de los cables en planta y alzado, posicionamiento de las silletas de apoyo, orden de colocación de cables, definición de la armadura pasiva...

En cuanto al programa PRETEN de definición de pretensado, a continuación se hace una completa descripción del mismo.

3.2.1. Definición de la geometría de los cables

El programa tiene una entrada de datos ágil y sencilla, permitiendo todo tipo de correcciones

- Replanteo del cable (x, y, z) con relación a los ejes generales.
- Tangente con relación al plano medio.
- Curvaturas.

—Además de definir el replanteo del cable, el programa proporciona la posición y el tipo de silleta de apoyo para cada cable. El usuario define un catálogo de silletas, en el que cada una de ellas viene definida por una letra y una altura en centímetros. Una vez se indica la distancia mínima y máxima entre ellas, que en nuestro caso fue 60 y 120 centímetros, el programa proporciona el tipo y distancia relativa entre silletas. En la obra, además, se identificó cada altura con un color. Dada la semejanza entre los diferentes módulos, se pintaron marcas en los encofrados, que sirvieron para todas las plantas. Como resultado final, el procedimiento resultó muy operativo, facilitando enormemente la colocación de los cables. (Fig. 8).

—Dada la forma octogonal de la losa, se hizo preciso la inclusión de cables perimetrales, concentrándose en algunos pilares hasta tres capas de pretensado. Además, el trazado obligaba a que en muchos puntos fuese preciso entrelazarlos formando una superficie análoga a una tela. Para la correcta puesta en obra, se ideó un procedimiento que consistió en elaborar unos pla-

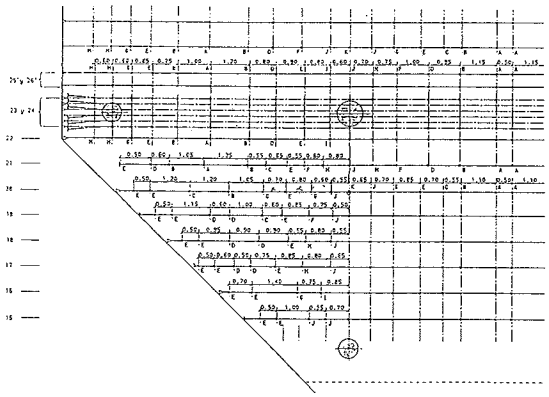


Fig. 8

nos en los que se reproducía el orden de colocación de los cables de forma que, siguiendo ese orden, éstos quedaban entrelazados por sí solos. La representación era muy atractiva pues, a modo de viñetas (Fig. 9), se iban mostrando las sucesivas fases. En cada una de ellas se representaban los cables ya dispuestos (negro) y los exclusivos de la fase (rojo) con flechas indicadoras. El programa de cálculo conectado con el CAD, permitía fácilmente componer el plano.

3.2.2. Evaluación de pérdidas

La estructura fue dimensionada con cordones de 0,6", sujetos a las especificaciones incluidas en la Norma ASTM A416/80:

—Sección nominal	1,4 cm^2
—Fuerza de rotura	26,6 t
—Límite elástico	17.100 kp/cm^2
—Tensión de rotura	19.000 kp/cm^2

En un principio, la fuerza inicial de tesado prevista en cada cable era de 20 t, lo que suponía una tensión de tesado del 75% de la de rotura. Durante el transcurso de la obra se detectó, a partir de los alargamientos en los cables, que los parámetros para la determinación de las pérdidas habían sido algo infravalorados. Como consecuencia de ello se modificó la fuerza de tesado hasta un valor de 21 t, que implica una tensión inicial del 80% de la de rotura.

A continuación se exponen brevemente los criterios y valores obtenidos en la evaluación de las pérdidas.

—Pérdidas por rozamiento:

Son calculadas por el programa PRETEN, a partir de la formulación presentada en la Norma EP-80:

$$Fpi = Po\ [1 - e^{-(\mu\alpha + k\,x)}]$$

donde:

μ = Coeficiente de rozamiento en curva.

α = Suma de los valores absolutos de las variaciones angulares, medidas en radianes.

k = Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal.

x = Distancia, en metros, entre la sección considerada y el anclaje activo.

Po = Fuerza inicial de tesado.

Fpi = Fuerza de pretensado en una sección dada.

En las diferentes publicaciones, relativas a

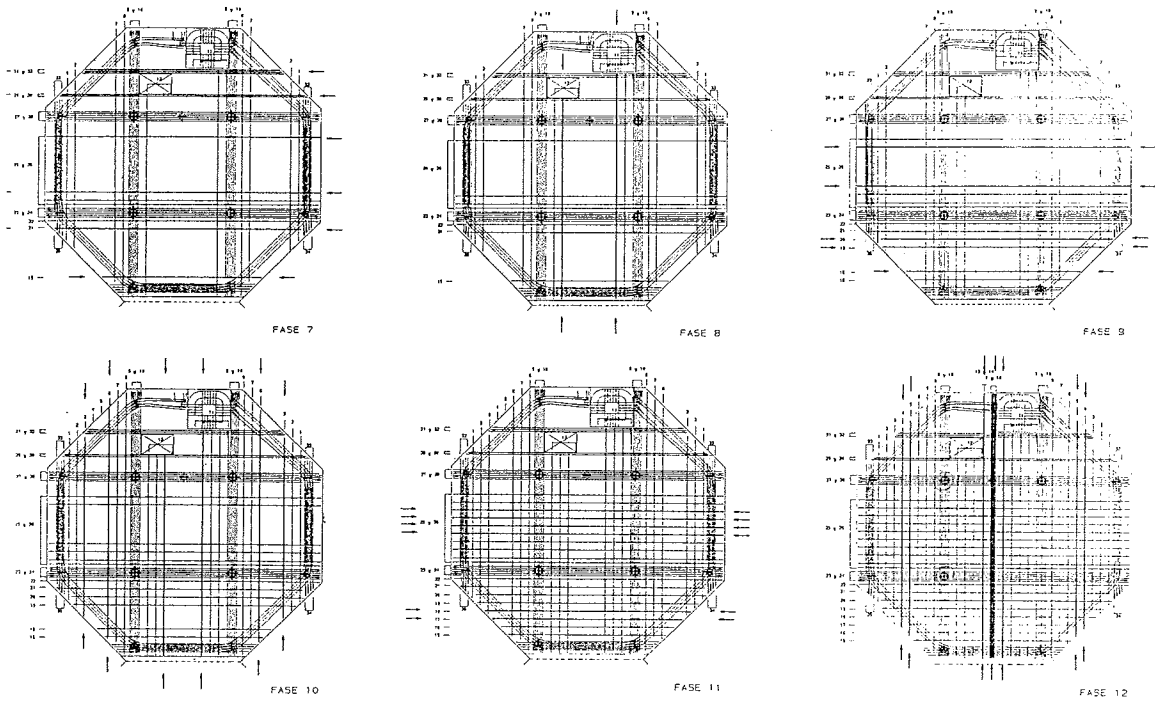


Fig. 9

cables no adherentes, no existe unanimidad en la adopción de los parámetros μ y k para el cálculo de las pérdidas por rozamiento. Así, tenemos que:

—En la publicación "Unbonded tendons in post-tensioned construction" de Arthur E. Andrew, basada en las normas inglesas, se recomienda para μ y k los siguientes valores:

$$\mu \equiv 0{,}05 \text{ a } 0{,}12$$
$$k \equiv 0{,}03 \text{ m}^{-1}$$

—En la publicación "Dalles Precontraints" editada por VSL INTERNATIONAL, S.A., se propone para μ y k:

$$\mu \equiv 0{,}06$$
$$k \equiv 0{,}0005 \text{ m}^{-1}$$

—En la publicación "Post-tensioning Manual" editada por el organismo PTI (Post-tensioning Institute), en su cuarta edición, porpone para μ y k, el siguiente rango de valores:

$$\mu \equiv 0{,}05 - 0{,}15$$
$$k \equiv 0{,}0015 - 0{,}0050$$

Recomendando para los cálculos:

$$\mu \equiv 0{,}07$$
$$k \equiv 0{,}0030$$

En los cálculos del Proyecto se consideraron los siguientes parámetros:

—Coeficiente de rozamiento en curva: $\mu = 0{,}06$.

—Coeficiente de rozamiento parásito, por metro lineal: k = 0,0005.

Como ya ha quedado dicho, durante la puesta en obra se detectó, a partir de los alargamientos de los cables, que los parámetros considerados eran inferiores a los realmente existentes, lo que trajo como consecuencia la necesidad de aumentar la fuerza inicial de tesado, con objeto de mantener la disposición de armado prevista inicialmente.

—Penetración de cuña:

La pérdida se obtiene a partir del diagrama de fuerza de pretensado a lo largo del tendón, reduciendo la fuerza en el extremo del anclaje hasta un valor tal que el acortamiento del tendón, teniendo en cuenta el rozamiento, sea igual a la penetración de cuña. (Fig. 10).

Se ha considerado, para la penetración de cuña, un valor de 5 mm.

—Pérdidas por acortamiento elástico del hormigón, retracción, fluencia y relajación del acero:

Para el cálculo de estas pérdidas conviene hacer una importante salvedad, pues los planteamientos y formulaciones empleadas en la técnica de pretensado con cables adherentes no pueden ser utilizados en su totalidad. Debido a la no adherencia entre el hormigón y el acero,

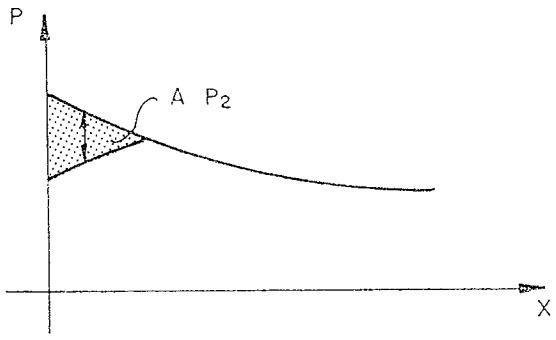


Fig. 10

no se puede plantear la compatibilidad entre ambos materiales a nivel de sección, siendo obligado considerar una compatibilidad global, identificando los desplazamientos en los extremos de los anclajes. Dicho de otra manera, las pérdidas de tensión en el cable están asociadas a la deformación media que sufre el hormigón a lo largo de la longitud del cable y no a la deformación de la fibra de ubicación del mismo.

Un esquema muy simplificado relativo a esta cuestión, es el que se muestra en la figura 11:

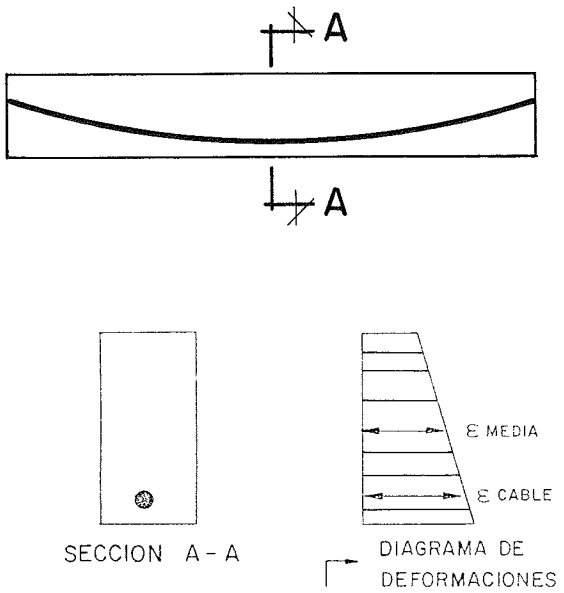


Fig. 11

Un planteamiento riguroso del cálculo de pérdidas por acortamiento elástico, retracción, fluencia y relajación del acero, nos llevaría a estudiar, con independencia, el comportamiento deformacional del elemento de hormigón y el del cable en su totalidad. Imponiendo

la compatibilización de deformaciones en los puntos de contacto, se evaluarían las correspondientes variables que determinan el hiperestatismo interno de la estructura.

En la práctica, todos los códigos proponen fórmulas alternativas que aproximan el fenómeno con suficiente exactitud. En nuestro caso, se consideró un valor medio del 9%, que se puede justificar de la siguiente manera:

—Acortamiento elástico del hormigón:

$$\Delta \varepsilon \text{ inicial} \simeq \frac{15 \text{ kp/cm}^2}{300.000 \text{ kp/cm}^2} = 5 \times 10^{-5}$$

$$\Delta \sigma \text{ acort.} = \Delta \varepsilon \text{ inicial} \times E = 5 \times 10^{-5} \times 2 \times 10^6 = 100 \text{ k}_p/\text{cm}^2$$

—Retracción:

$$\Delta \varepsilon \simeq 25 \times 10^{-5}$$

$$\Delta \sigma \text{ retrac.} = 25 \times 10^{-5} \times 2 \times 10^6 = 500 \text{ kp/cm}^2$$

—Fluencia:

$$\Delta \sigma \text{ fluen.} = \psi_\infty \frac{\sigma}{Ec} E = 2{,}5 \times \frac{15}{3 \times 10^5} \times 2 \times 10^6 =$$

$$= 250 \text{ kp/cm}^2$$

—Relajación:

$$\Delta \sigma \text{ relaj.} = \rho_\infty \times$$
$$\times [\sigma \text{ inicial} - 2 (\Delta \sigma \text{ retrac.} + \Delta \sigma \text{ fluencia})]$$

Teniendo en cuenta que la tensión de tesado fue $\sigma_0 = 0{,}8 \times 19.000 = 15.200$ kp/cm^2 y admitiendo unas pérdidas iniciales medias por rozamiento, acortamiento elástico y penetración de cuña del 8%, resulta:

$$\sigma \text{ inicial} = 0{,}92 \times 15.200 = 14.000 \text{ kp/cm}^2$$

Se admitió un valor final de la relajación, ρ_∞, del 4%.

$$\Delta \sigma \text{ relaj.} = 0{,}04 \times (14.000 - 2 (500 + 250) = 500 \text{ kp/cm}^2$$

En resumen:

	(kp/cm^2)	% con relación a la tensión inicial
Acortamiento elástico del hormigón	100	0,7
Retracción	500	3,3
Fluencia	250	1,6
Relajación	500	3,3
TOTAL	1.350	≈ 9%

Así pues, como resultado final, el programa de cálculo permitía identificar la fuerza en el cable para cualquier sección del mismo, proporcionando la salida gráfica que se muestra en la figura 12.

3.2.3. Cargas equivalentes al pretensado

Como es bien sabido, las fuerzas de desvío debidas a la acción del pretensado surgen del contacto del hormigón con el cable, proporcionalmente al radio de curvatura de éste.

En nuestro caso, el cable de pretensado se asimila a una poligonal, elegida de forma que se puede despreciar la curvatura en el interior de cada uno de los segmentos del cable resultante. (Fig. 13).

Supongamos una zona de la placa como la representada en la figura 14 y que es atravesada por un cable de pretensado. Este cable se supone dividido en un conjunto de segmentos, cada uno de los cuales está limitado por los vértices F, G, H, I, J...

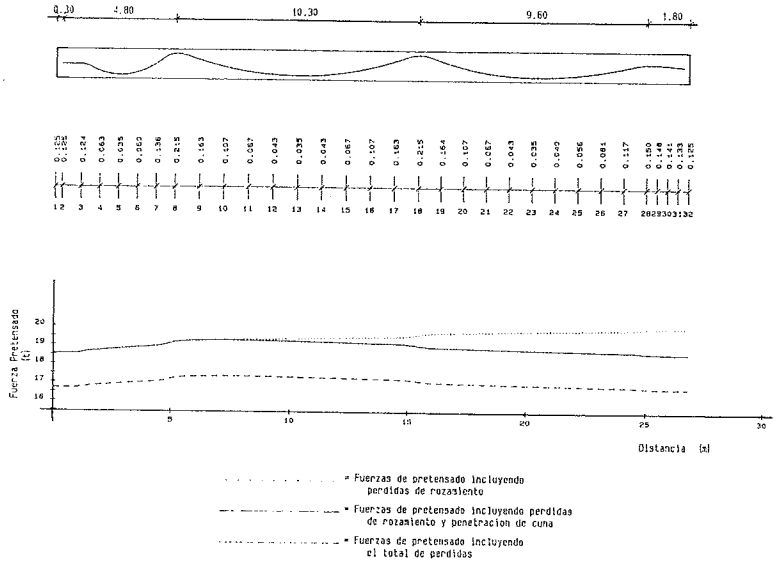


Fig. 12

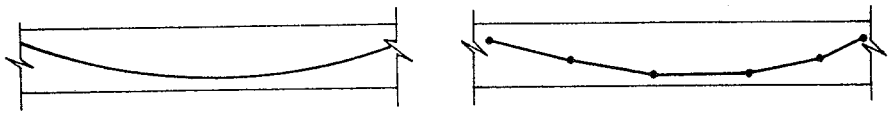


Fig. 13

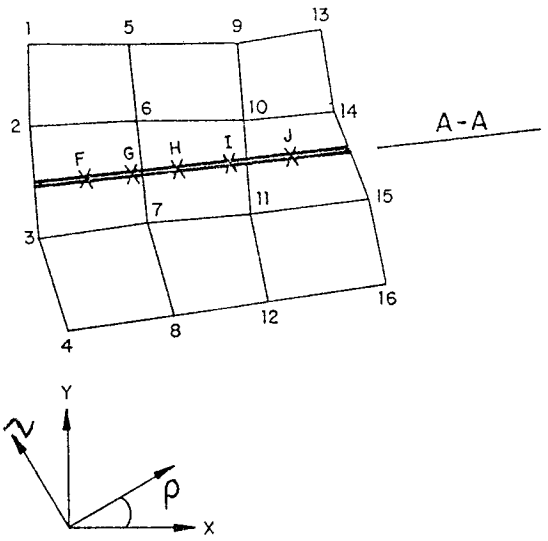


Fig. 14

Sean (x, y, z) los ejes generales de la estructura, estando incluidos los dos primeros en el plano medio de la placa. Sean (ρ, z) los ejes locales que definen la posición del cable en planta.

Si cortamos por un plano perpendicular al plano de la placa y que contenga a los ejes ρ y z, se obtiene la sección que se indica en la figura 15:

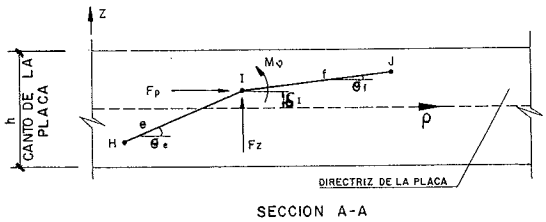


Fig. 15

Según la nomenclatura representada en la figura 15, podemos escribir, para el nudo I que limita los segmentos de cable e y f, el sistema de fuerzas exteriores siguiente:

$$F_\rho = P_e \cos \theta_e - P_f \cos \theta_f$$

$$F_z = P_e \operatorname{sen} \theta_e - P_f \operatorname{sen} \theta_f$$

$$M_\nu = (P_e \cos \theta_e - P_f \cos \theta_f) \cdot \delta_f$$

En la expresión anterior, las variables indicadas se refieren a los siguientes conceptos:

P_e y P_f ≡ Fuerzas de pretensado medias, en los segmentos de cable e y f, una vez descontadas las pérdidas.

θ_e y θ_f ≡ Angulos que forman los segmentos e y f con el plano medio de la placa.

δ_f ≡ Cota del cable en el nudo I, con relación al plano medio de la placa.

La bondad de la aproximación del sistema de fuerzas equivalentes $\{F_\rho, F_z, M_\nu\}$ está relacionada directamente con el número de segmentos en que se divide el cable.

A partir de {Fρ, Fz, Mν}, podemos pasar a los esfuerzos referidos a los ejes generales de cálculo, según las siguientes expresiones:

$$F_x = F_\rho \cos \alpha$$
$$F_y = F_\rho \operatorname{sen} \alpha$$
$$F_z = F_z$$
$$M_x = M_\nu \operatorname{sen} \alpha$$
$$M_y = M_\nu \cos \alpha$$

En lo visto hasta ahora, se ha supuesto el tramo de cable, recto en planta. En caso de que esto no fuera así, como efectivamente ocurre en nuestro caso, las expresiones anteriores son fácilmente generalizables, resultando finalmente, en cada punto del plano medio de la placa, el conjunto de fuerzas (F_x, F_y, F_z, M_x, M_y, M_z).

3.2.4. Cargas nodales debidas al pretensado

El cálculo de esfuerzos en una placa por el método de los elementos finitos se reduce, finalmente, a resolver la ecuación:

$$\{P\} = \| K \| \{d\}$$

siendo:

{p} ≡ Vector de fuerzas nodales.
‖K‖≡ Matriz de rigidez de la placa.
{d} ≡ Vector de desplazamientos.

En el párrafo anterior se ha indicado el procedimiento operativo que permite pasar, de la fuerza en cada punto del cable {Fpi}, a un conjunto de fuerzas puntuales {F} en puntos discretos del cable. Siguiendo con el proceso, es preciso pasar de dicho sistema {F} de fueras, a las correspondientes cargas nodales {P}. Para ello, conviene recordar la definición de cargas nodales:

$$\{P_i\} = \int_V \|N\|^T \{F\}\, dV$$

La integral anterior, para el caso que nos ocupa, en que el recinto de integración es un punto, se reduce a calcular la expresión:

$$\{P\} = \|N_p\|^T \{F\}$$

siendo:

$\|N_p\|$ ≡ Matriz de las funciones de forma, particularizada al punto P.

$\{F\}$ ≡ Vector de fuerzas actuantes en el punto P.

Para el elemento de 4 nodos utilizado en el modelo, la expresión de las funciones de forma es la que se indica a continuación (Fig. 16):

Sea:

$$x = \sum_{i=1}^{4} Ni\,(\xi, \eta)\,.\,Xi$$

$$Y = \sum_{i=1}^{4} Ni\,(\xi, \eta)\,.\,Yi \qquad (1)$$

siendo:

(X, Y) ≡ Coordenadas de un punto genérico, P, con relación al sistema de coordenadas (I).

(ξ, η) ≡ Coordenadas de un punto genérico, P, con relación al sistema de coordenadas (II).

(Xi, Yi) ≡ Coordenadas de los vértices del cuadrilátero.

$Ni\,(\xi, \eta)$ ≡ Funciones de forma de la transformación, siendo:

$$N1\,(\xi, \eta) = 1/4\,(1 - \xi)\,(1 - \eta)$$
$$N2\,(\xi, \eta) = 1/4\,(1 + \xi)\,(1 - \eta)$$
$$N3\,(\xi, \eta) = 1/4\,(1 - \xi)\,(1 + \eta)$$
$$N4\,(\xi, \eta) = 1/4\,(1 + \xi)\,(1 + \eta)$$

Este conjunto de funciones transforma el cuadrilátero de vértices IJKL en el cuadrado $\hat{I}\hat{J}\hat{K}\hat{L}$ de lados unidad. De igual forma, el punto P de coordenadas (x, y) se transforma en el punto P de coordenadas (ξ, η).

Una vez conocidas las coordenadas (Xi, Yi) de los vértices del cuadrilátero y las coordenadas (X, Y) del punto P, se plantea el sistema de ecuaciones [1] que permite calcular Ni (ξ_p, η_p) y, por tanto, el vector de fuerzas nodales, que toma la expresión:

$$\{Pi\} = \|Ni\,(\xi_p, \eta_p)\|\,\{F\}$$

Así pues, hemos visto cómo pasar de las fuerzas de desviación {F} en un punto, debidas a la acción del pretensado, a las correspondientes fuerzas nodales en el elemento al que pertenece el punto. El proceso se debe extender a todas las secciones en que se ha dividido cada cable y a todos los cables existentes en la losa. El procedimiento, aunque largo, es muy sencillo.

Como resumen del apartado 3.2 "Definición del pretensado", nos vamos a referir a los diferentes pasos que han permitido la integración del pretensado en el modelo de cálculo:

—*Definición de la geometría de los cables*, permite conocer, en cualquier punto del mismo, sus coordenadas (X, Y, Z), tangentes y curvaturas.

—*Evaluación de las pérdidas*, se conoce la fuerza de pretensado, {Fpi}, en un punto cualquiera del cable.

—*Evaluación de las cargas equivalentes al pretensado*, se calculan los esfuerzos de desviación generalizados debidos al pretensado, {F} = {Fx, Fy, Fz, Mx, My, Mz}, en el conjunto de puntos en que se considera dividido cada cable.

—*Evaluación de las cargas nodales debidas a la acción del pretensado*. Para cada punto del cable en que se conoce el vector de cargas equivalentes {F}, se realiza el cálculo de las correspondientes cargas nodales {Pi}, relativas a los nodos del elemento que contiene a dicho punto. Como resultado final y una vez extendido el proceso de cálculo a la totalidad de los nodos de

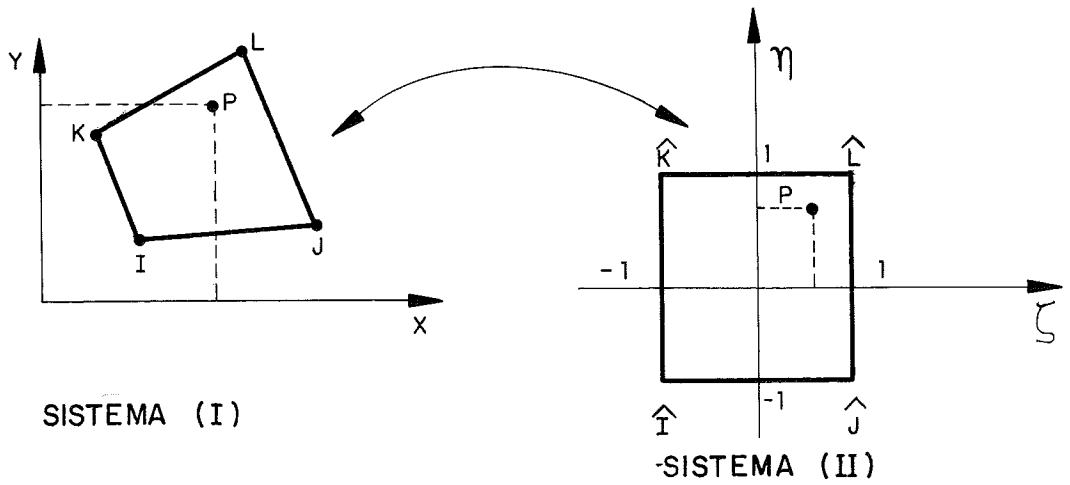


Fig. 16

la malla, se obtiene el vector de cargas nodales {P}.

3.3. Comprobación de las secciones

Como resultado del cálculo de la malla de elementos finitos mostrada en páginas anteriores, se obtienen los esfuerzos en los nodos de la malla. Estos esfuerzos son de flexión con relación al plano medio de la placa y de compresión contenidos en dicho plano.

A efectos del cálculo de esfuerzos y, por tanto, de tensiones, se hace necesario saber el valor de éstos en puntos no siempre coincidentes con los nodos de la malla.

En algunos programas comerciales en que el usuario solicita la ley de esfuerzos a lo largo de una línea (Fig. 17), el programa se limita a calcular los esfuerzos en los puntos límites de los elementos y a interpolar linealmente entre éstos.

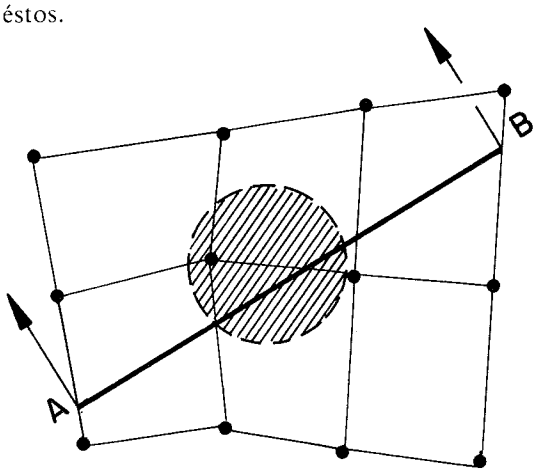


Fig. 17

En la figura 18 se representa la ley de esfuerzos a lo largo de AB.

En nuestro caso, se ha desarrollado una aplicación que permite ganar precisión y ofrecer unos resultados mejores.

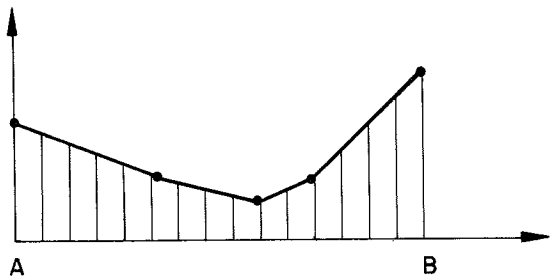


Fig. 18

Supongamos que queremos conocer la ley de tensiones o esfuerzos a lo largo de la sección AB. Consideremos un conjunto de puntos equidistantes incluidos en dicha línea.

Dado un punto P cualquiera, queremos evaluar los esfuerzos generalizados en dicho punto. Para ello se recurre al siguiente artificio:

—Se averigua en qué elemento está incluido el punto P.

—A partir de las coordenadas (X, Y) del punto P y de las coordenadas (Xi, Yi) de los vértices del elemento, se evalúan las coordenadas naturales (ξ_p, η_p) del punto P.

—Se utilizan las funciones de forma Ni, como funciones de interpolación, calculando los esfuerzos generalizados en el punto P, según la expresión:

$$\{F_p\} = ||Ni||^T \{Fi\}$$

siendo:

$\{F_p\}$ ≡ Vector de esfuerzos generalizados en el punto P.

$||Ni||$ ≡ Matriz de las funciones de forma, particularizadas en el punto P, de coordenadas (ξ_p, η_p).

$\{Fi\}$ ≡ Vector de esfuerzos generalizados, en los nodos del elemento.

Este método de cálculo es de especial interés para el caso en que se utilicen elementos con un número mayor de nodos y, por tanto, las funciones de forma Ni son funciones cuadráticas o cúbicas. En este caso se hace necesario, para calcular (ξ_p, η_p), resolver un sistema de ecuaciones no lineal.

El método ha proporcionado muy buenos resultados con el elemento isoporamétrico de 8 nodos.

Como resultado del cálculo desarrollado, se obtienen las leyes que, integradas, permiten obtener los esfuerzos totales que solicitan a la sección.

3.3.1. Cálculo de tensiones

Para la evaluación de tensiones, se han escogido las secciones más características, tal y como refleja la figura 19.

En cada sección se ha considerado un ancho de 2 m, calculando la tensión media en dicha sección.

A continuación se presenta un resumen de los resultados más importantes:

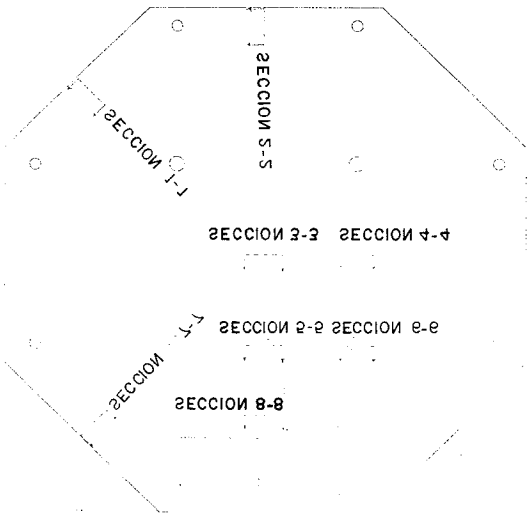


Fig. 19

Tensiones mínimas (Kp/cm²)					
Sección	Carga perman.	Preten. a t → ∞	Sobrecarga		Total
			Hipót.	Tensión	
1-1	—31	35	I	—14	—10
2-2	—41	42	II	—22	—21
3-3	—26	51	III	—21	4
4-4	—30	45	III	—22	—7
5-5	—79	103	IV	—48	—24
6-6	—96	105	III	—58	—49
7-7	—35	30	IV	—15	—20
8-8	—23	62	IV	—12	27

Con relación a estos valores, hay que indicar que, en el caso de las secciones de empotramiento con los pilares, la discretización adoptada no es del todo satisfactoria pues, en la realidad, las leyes de esfuerzos no presentan valores punta tan elevados. Por otro lado, en estas secciones se ha dispuesto suficiente armadura pasiva, capaz de garantizar la seguridad frente a la fisuración.

3.3.2. Cálculo en rotura a flexión:

Tal y como se comentó en la evaluación de las pérdidas de pretensado por acortamiento elástico del hormigón, retracción, fluencia y relajación del acero, la no adherencia entre el hormigón y el acero obliga a la necesidad de plantear una compatibilidad general, a nivel estructura, y no a nivel sección, identificando los desplazamientos en los extremos de los anclajes. En el proyecto se optó por una formulación incluida en la Norma suiza.

—Tensión en el acero activo:

Del análisis de las pérdidas en los cables, se puede admitir, en las secciones de máximos esfuerzos, una fuerza final en cada cable, de aproximadamente 17 t.

$$\sigma_\infty = \frac{17.000}{1,4} = 12.100 \text{ kp/cm}^2$$

$$\Delta\sigma p = \frac{0,075 \times dp}{L} \times Ep = \frac{0,075 \times 20 \times 1,95 \times 10^6}{2.700} =$$

$$= 1.100 \text{ kp/cm}^2$$

$$\sigma = 12.100 + 1.100 = 13.200 \text{ kp/cm}^2$$

$$F \text{ rotura} = (12.100 + 1.100) \times 1,4 \times 10^{-3} = 18,5 \text{ t}$$

(1 torón de 0,6")

—Tensión en el acero pasivo:

$$\sigma = \frac{4.100}{1,15} = 3.560 \text{ kp/cm}^2$$

Con estas hipótesis y a partir de la armadura dispuesta, se calculan los esfuerzos últimos en las secciones más características (Fig. 21), tal y como reflejan los gráficos adjuntos (Fig. 20).

3.3.3. Cálculo en rotura a punzonamiento

En otra comunicación presentada, ya nos referimos a las ventajas que proporciona el pretensado frente al punzonamiento:

—La carga exterior compensada por los cables, no produce esfuerzos en la losa y no debe tenerse en cuenta, siempre que el punto de inflexión de los cables esté en la zona de influencia del pilar.

—La compresión en la losa provocada por el postensado, aumenta la capacidad portante del hormigón. En este apartado, también existe cierta heterogeneidad entre las diferentes Normas. En nuestro caso, se utilizó la Norma suiza.

3.4. Comprobación de flechas

A partir de las flechas en los nodos de la malla, se evalúan las líneas de nivel correspondientes a la deformada de la placa, para las diferentes hipótesis planteadas. El Módulo de Elasticidad considerado es el correspondiente a acciones instantáneas $E = 19.000 \sqrt{300} = 330.000$ kp/cm².

En la figura 22 se muestran algunas de las salidas gráficas:

La flecha máxima se produce en el punto señalado en la figura 23 y tiene por valor:

—Flecha instantánea:

$$fi = 10 - 4,5 \times 1,1 + 4,5 = \underline{10 \text{ mm}}$$

—Flecha final:

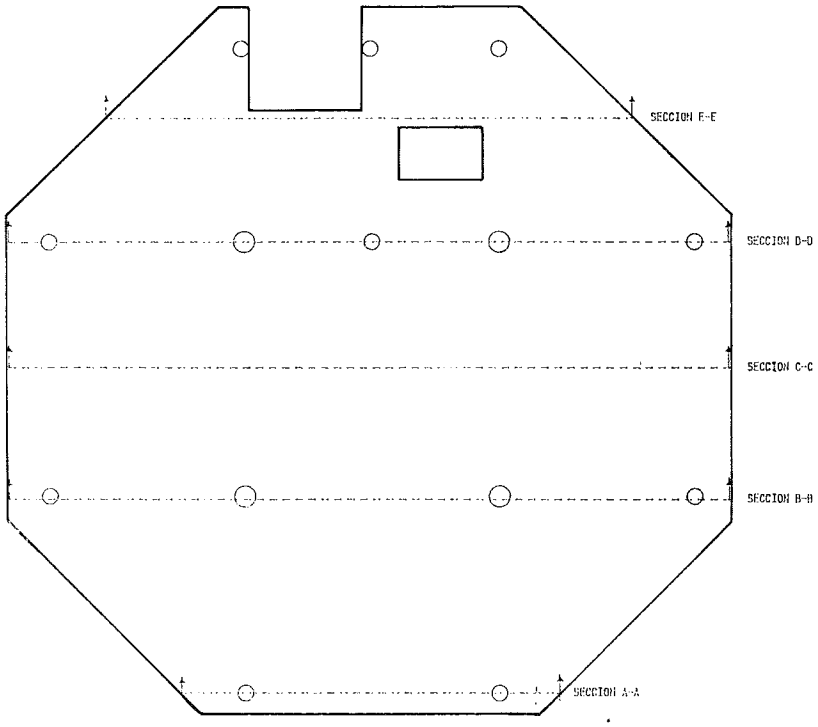
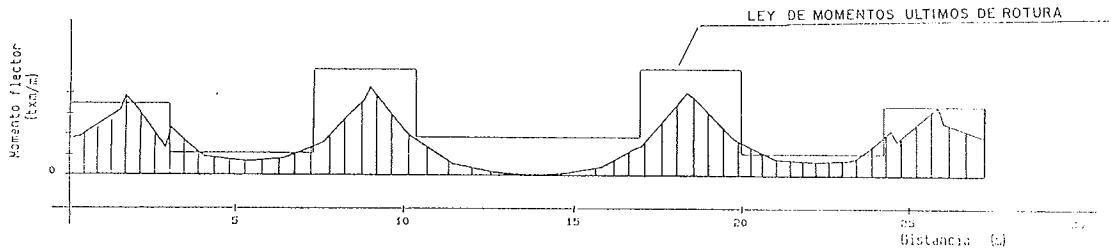
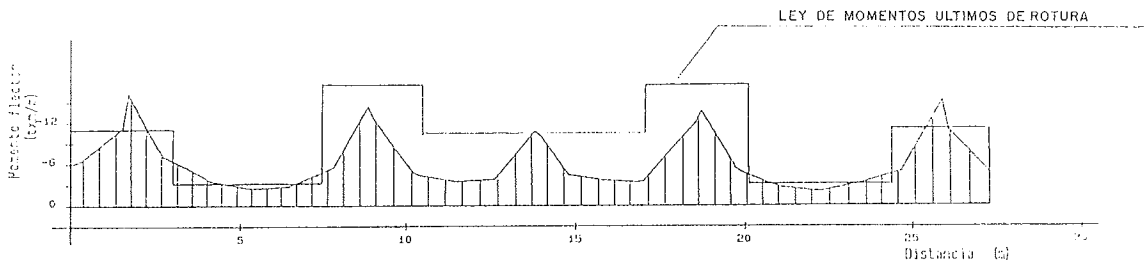


Fig. 20



SECCION B-B



SECCION D-D

Fig. 21

$$f\infty = (10 - 4{,}5) \times 3 + 4{,}5 = \underline{21 \text{ mm}}$$

$$\frac{L}{f\infty} = \frac{10.600}{21} > \underline{500}$$

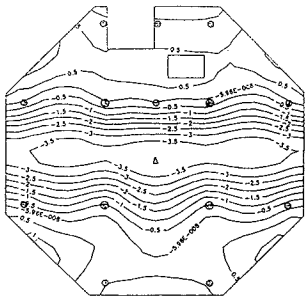
$$\frac{L}{fi} = \frac{10.600}{10} > \underline{1000}$$

4. REFERENCIAS BIBLIOGRAFICAS

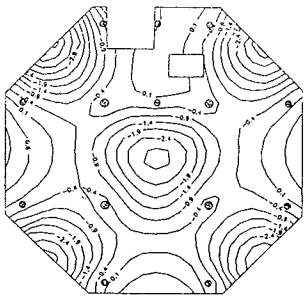
—J. Rui-Wamba "El uso del postensado en estructuras de edificación". Comunicación pretensada en la XII Asamblea de la Asociación Técnica Española del Pretensado en Granada. Octubre, 1987.

—G.L. Freyermuth y otros "Recomendations for Concrete Members Prestressed with Unbonded Tendons". ACI Structural Journal. Mayo-Junio 1989.

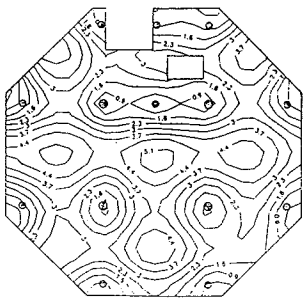
—B.O. Aalami "Design of Post-Tensioned Floor Slabs". Concrete International. Junio 1989.



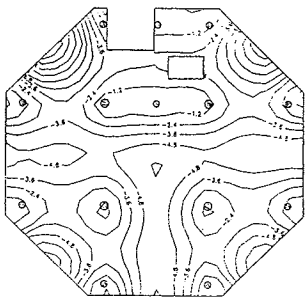
SOBRECARGA CASO III



SOBRECARGA CASO I



PRETENSADO A t=00



CARGAS PERMANENTES

Fig. 22

—B.O. Aalami "ADAPT Post-Tensioning Software System".

5. RESUMEN

La construcción de este importante edificio para oficinas, en Madrid, supone una de las primeras aplicaciones en la utilización de la técnica de las losas postensadas con cables no adherentes en nuestro país y será una referencia que contribuirá, previsiblemente, a la difusión de su uso.

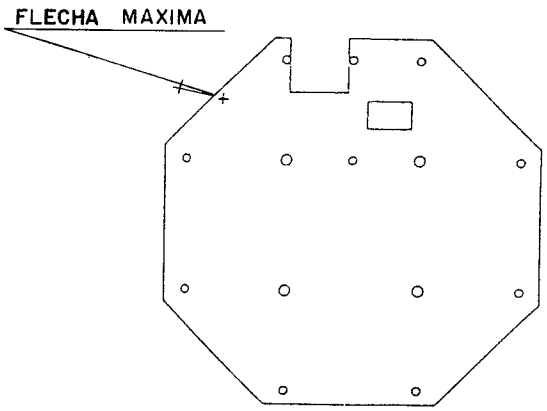


Fig. 23

Se ha proyectado y construido una superficie, del orden de 20.000 m^2, de losas de 0,25 metros de espesor, que permiten salvar luces de 10,0 metros. El módulo tipo es un octógono de treinta metros, aproximadamente, de diámetro exterior, a partir del cual han resultado unos veinte tipos diferentes de geometría en planta de las losas, debido a huecos para instalaciones, comunicaciones verticales y ajustes funcionales en diferentes plantas.

En la comunicación se presenta el proceso de desarrollo del dimensionamiento estructural, la aplicación de programas de elementos finitos para evaluar el comportamiento de la losa, el método de incorporación del postensado en forma de cargas exteriores equivalentes, el programa de diseño asistido por ordenador para la definición de la estructura, para la definición de la geometría de los cables, y para su preciso posicionamiento en obra.

SUMMARY

The construction of this important building for offices in Madrid is one of the first applications of the postensioned slabs technique with unbonded tendons in our country. It will be a reference that probably will contribute to its diffusion.

The surface designed and constructed has been around 20,000 m^2. The thikness of the slab is 0,25 m to span 10 m. The typical shape is a polygon of eight sides, wich diameter is 30 m aproximatively. Taking this shape as a basis, the result were twenty different layouts due to instalations holes, vertical communications and functional adjustments in different levels.

The paper sumarizes the process of the structural calculations, the use of programmes of finite elements to evaluate the slab behaviour, the incorporation of the postensioning forces as equivalent exterior forces and the CAD programme used for the structure definition and to facilitate the set in place of the tendons.

Losas postensadas con cables no adherentes en estructuras de edificación (*)

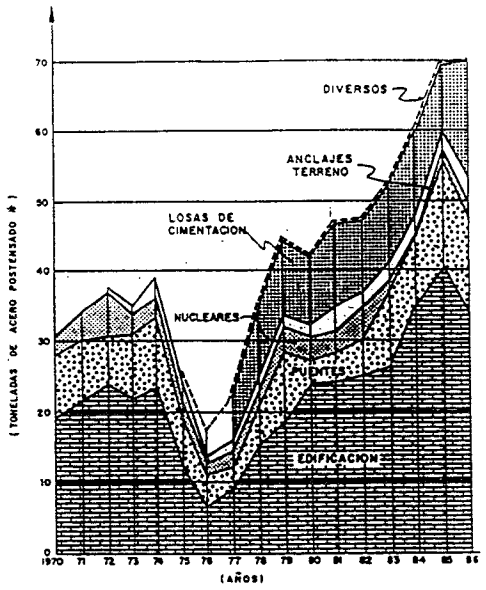
Javier Rui-Wamba Martija
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Esteyco, S.A.

1. INTRODUCCION

La utilización de losas de hormigón, postensadas con cables no adherentes, ha tenido un importantísimo desarrollo en Estados Unidos en las últimas décadas y está siendo crecientemente utilizado en numerosos países europeos. Concretamente, en Estados Unidos se construyen anualmente del orden de 10 millones de metros cuadrados de losas postensadas, a las que se destinan más del 70% del acero para postensado consumido en aquel país. Como contraste, el consumo de acero para postensado en puentes es cinco veces menor. En las Figuras 1 y 2 se muestran datos estadísticos sobre consumos anuales y acumulados de acero para postensar en U.S.A. Se puede observar, entre otras cosas, cómo se manifiesta la crisis del petróleo en la profunda sima del gráfico de consumos anuales, en el entorno del año 1976.

A la vista de los datos anteriores, parece evidente que en una sociedad tan competitiva como la americana, el postensado ha justificado su interés.

Por otra parte y desde una perspectiva más técnica, en lugar de tratar de responder a la pregunta que aparentemente nos debíamos formular ¿qué interés tiene la utilización del postensado en las estructuras de edificación?



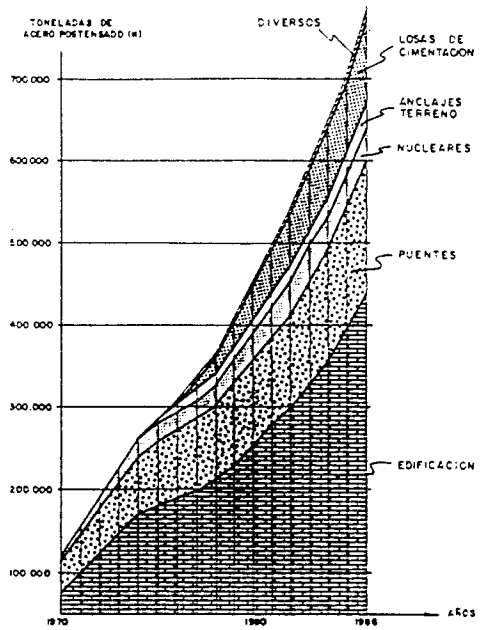
CONSUMO ANUAL DE ACERO POSTENSADO EN U.S.A.
(*) Toneladas equivalentes en torones de 0,5 pulgadas. Calidad 270 k.

Fig. 1.

nos deberíamos preguntar ¿por qué no hacer beneficiar a las estructuras de edificación de las ventajas y posibilidades que, como es bien sabido, ofrece el hormigón postensado?

Existen razones que han impedido, hasta ahora, el desarrollo de esta técnica. Dada la alta hiperestaticidad de las estructuras de edificación, la complejidad frecuente de su geometría y las coacciones impuestas a las deformaciones

* Texto basado fundamentalmente en el contenido de la Conferencia pronunciada, en el Instituto Eduardo Torroja, el 30 de enero de 1989, que fue patrocinada por la Asociación Técnica Española del Pretensado (A.T.E.P.).



CONSUMO ACUMULADO DE ACERO POSTENSADO EN U.S.A.

(*) Toneladas equivalentes en torones de 0,5 pulgadas. Calidad 270 k.

Fig. 2.

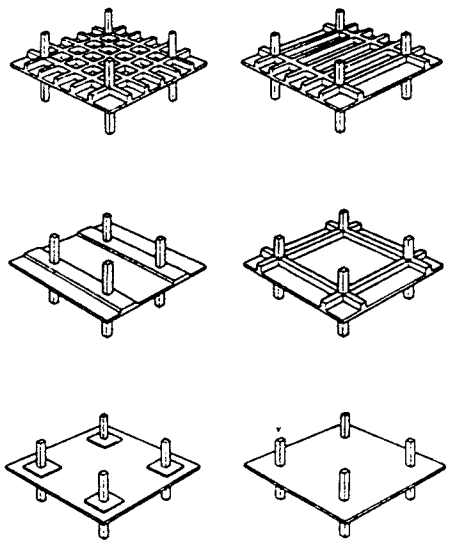
por pilares y nucleos verticales, el pensar, como se ha venido haciendo hasta tiempos recientes, en términos de pretensado total con ausencia teórica de tracciones en condiciones de servicio, hacían prácticamente inviable el análisis de este tipo de estructuras y, por consiguiente, su utilización. Por otra parte, la ausencia de normativa adecuada ha supuesto también un freno a su desarrollo. Dada la naturaleza de las estructuras de edificación, con losas de pequeño espesor, no era posible utilizar tampoco los medios tecnológicos empleados en puentes y estructuras de mayor envergadura.

Esta situación ha ido progresivamente cambiando. Se ha adoptado la tecnología que ahora ofrece conos, cables engrasados, gatos fácilmente manejables. Existe una amplia y satisfactoria experiencia, probablemente con más de 200 millones de metros cuadrados de losas en edificios. Se han redactado Normas específicas y se han completado otras Normas para dar cabida a esta tipología estructural. Existe una profusa documentación técnica a disposición de proyectistas y constructores, y ya en España se han llevado a cabo importantes realizaciones y se están llevando a cabo trabajos de investigación sobre la cuestión.

Se está produciendo, por tanto, un brote significativo de interés por este tipo de estructuras, a cuyo impulso quiere, siquiera mínimamente, contribuir este texto.

2. TIPOLOGIAS DE LOSAS POSTENSADAS

En la Figura 3 se muestran soluciones típicas de losas macizas o nervadas, en las que el postensado con cables no adherentes suele utilizarse. Entre estos diferentes tipos, el más frecuente, por su facilidad de ejecución, corresponde a las losas macizas, con las que normalmente se pueden salvar luces de hasta 15 metros, con cantos de 35 centímetros. A partir de los 12 metros puede ser conveniente la utilización de losas nervadas, como las representadas en la figura.



TIPOLOGIAS DE LOSAS POSTENSADAS

Fig. 3.

La utilización del postensado, que actúa como una carga ascensional aplicada a las losas, compensa parcial o totalmente el peso propio de la estructura. Además, al comprimir la losa se produce un retraso en el comienzo de la fisuración, consiguientemente una mayor rigidez de la losa en condiciones de servicio y, en definitiva, una reducción apreciable de flechas en relación con una losa de hormigón armado. Ello permite alcanzar esbelteces muy importantes. Cuando la sobrecarga es inferior a las cargas permanentes, la práctica americana permite alcanzar los siguientes valores de esbelteces:

Tipología estructural	Relación canto/luz
Losas en una dirección	1/48
Losas en dos direcciones	1/45
Losas con capiteles (capitel > L/6)	1/50
Losas en dos direcciones con dos vigas por cada pilar uniendo pilares	1/55
Losas aligeradas con casetones	1/35
Vigas de canto (ancho aprox.: canto/3)	1/20
Vigas planas (ancho aprox.: 3 x canto)	1/30

3. EL CONCEPTO DEL POSTENSADO

Como preámbulo de la exposición que sigue y que pretende informar sobre las características más destacadas de las losas postensadas, es necesario recordar muy brevemente la idea del postensado. Para ello, en la Figura 4 se ha representado una viga isostática de hormigón, con un cable de trazado parabólico. Para que una estructura esté en equilibrio, todas y cada una de sus partes deben estarlo también. El cable estará en equilibrio por la acción de la fuerza F a que ha sido tensado y de la reacción p, proporcional a su radio de curvatura, que nace en el contacto del hormigón con el cable.

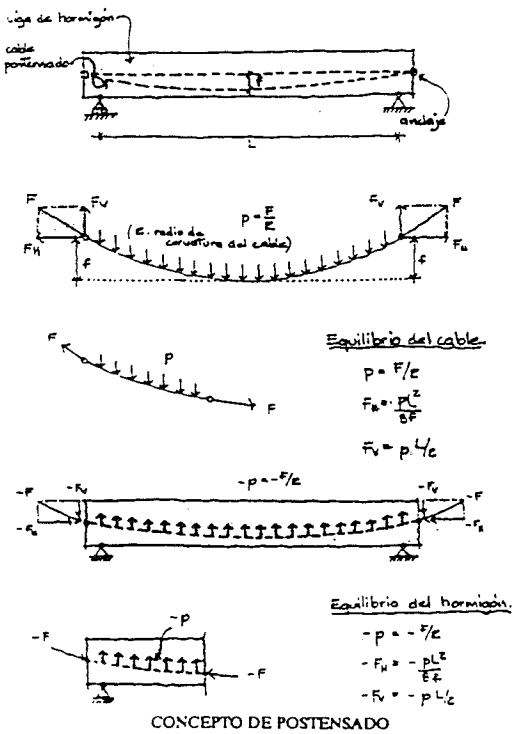


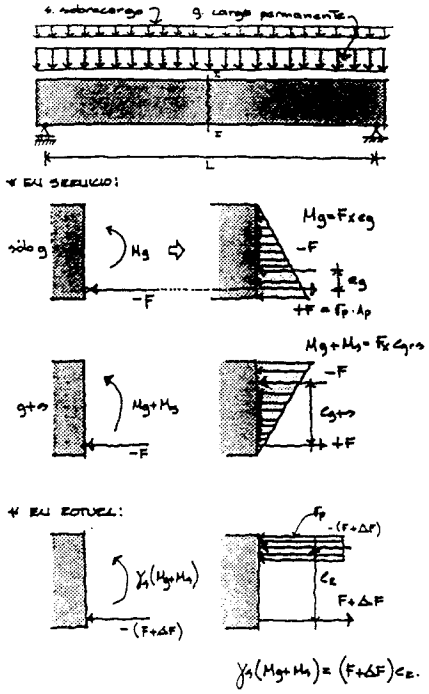
Fig. 4.

En la viga, el efecto del cable, produce unas cargas iguales y contrarias, esto es, el cable produce un empuje ascensional sobre la viga, de valor p, así como unas fuerzas puntuales F que se sitúan lógicamente en la posición de los anclajes y que son tangentes al trazado del cable en sus extremos. Como es natural, la componente vertical de F es $\frac{pL}{2}$. Su componente horizontal, como es lógico también, se relaciona con la flecha f del cable y con la carga indicada p mediante la expresión:

$$F_h \times f = \frac{p L^2}{8}$$

Es conveniente también recordar la evolución del estado tensional en la sección central de la viga para diferentes estados de carga. En la Figura 5 se ha representado el estado tensional que correspondería a una situación específica, con tracciones nulas en el hormigón, en condiciones de servicio y el estado tensional en condiciones de rotura. Cuando actúa exclusivamente la carga permanente, las tensiones de compresión en la sección de hormigón tendrán una resultante que, en este caso concreto, coincidirá con el borde inferior del nucleo central, situado a una distancia e_g de la posición del cable en la sección, de tal manera que el momento debido a la carga permanente en la sección considerada cumplirá la condición:

$$M_g = F \times e_g$$



EVOLUCION DEL ESTADO TENSIONAL

Fig. 5.

Si, en una segunda etapa, aplicamos sobre la viga la sobrecarga, el estado tensional en la sección de hormigón habrá cambiado. Su resultante se habrá desplazado de manera que su distancia al cable habrá pasado a ser e_{g+s}. En relación con el momento M_{g+s} que actúa en la sección en estudio, se verificará:

$$M_{g+s} = F \times e_{g+s}$$

La fuerza de postensado, F, será prácticamente la misma que en el caso anterior.

Si continuamos cargando la viga hasta alcanzar su carga de rotura γ_s (q + s) las tensiones en la sección de hormigón se habrán concentrado en su parte superior y habrán alcanzado su valor de plastificación, rp, dicho esto de una forma muy esquemática. La resultante de las tensiones en el hormigón se habrán desplazado nuevamente y su distancia al cable habrá aumentado hasta e_R. Se deberá cumplir la relación:

$$\gamma_s (M_g + M_s) = (F + \Delta F) \times e_R$$

La fuerza en el cable habrá sufrido un incremento ΔF, como consecuencia del sensible alargamiento que se habrá producido tras la fisuración del hormigón, en los casos de cables inyectados que aseguren una perfecta adherencia entre el hormigón y el acero del cable. En caso de cables no adherentes, dicho alargamiento puede ser considerablemente menor, y será consecuencia del incremento de longitud del cable entre anclajes, cuando se producen grandes deformaciones en la estructura en las proximidades de situaciones límites de rotura.

Se ve por tanto y, como resumen, que en cada fase del proceso descrito de carga, la resultante de las tensiones en el hormigón es igual y de signo contrario a la fuerza en el cable y que dicho par de fuerzas, iguales y contrarias, están separadas por el brazo requerido para equilibrar el momento generado en la sección por las cargas que actúan sobre la viga. Durante el proceso de carga, dicho brazo va incrementándose mientras que la fuerza del cable prácticamente se mantiene constante hasta que, en estados avanzados de carga, también se produce un incremento en la fuerza del cable como consecuencia de alargamientos significativos. Esta es quizás la forma más frecuente con que estamos habituados a concebir los efectos del postensado.

En estructuras de edificación, como en general en estructuras de geometría compleja, suele ser más útil considerar el postensado como una carga exterior. Es lo que se ha hecho en la Figura 6, en donde el cable de pretensado se ha sustituido por su efecto sobre la viga de hormigón: una carga ascensional, p, y fuerzas concentradas F_H y F_V en los extremos de la viga. Como es lógico, el pretensado, siendo la viga isostática, no afecta al valor de las reacciones de apoyo, que son consecuencia exclusivamente de las cargas exteriores g y s. Sin embargo, los momentos flectores son los que corresponden a dichas cargas exteriores una vez restado el efecto de la carga equivalente de pretensado p, por lo que los valores finales de los momentos flectores se pueden ver muy reducidos y lo mismo ocurriría con las leyes de esfuerzos cortantes, que no se han representado. Por otra

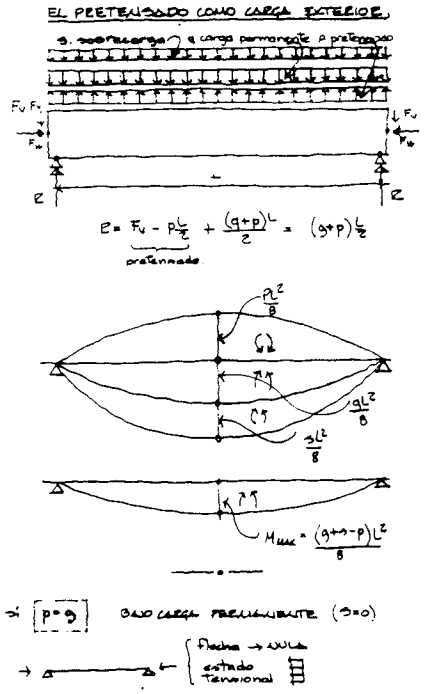


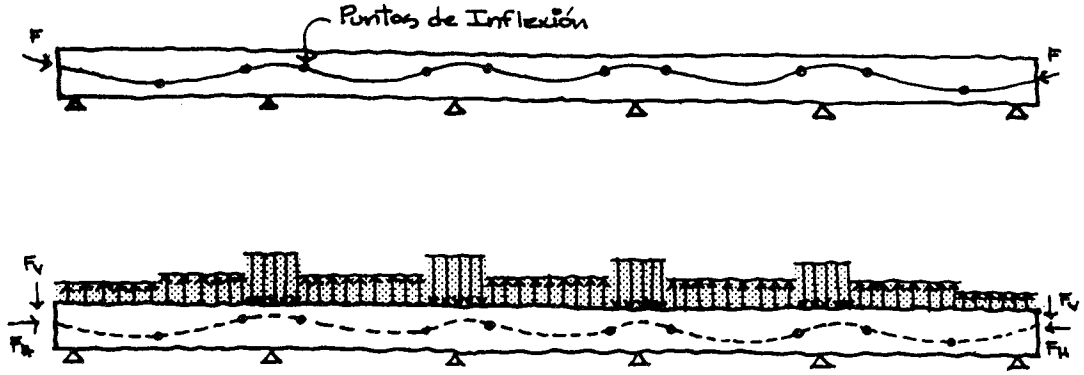
Fig. 6.

parte, si la carga equivalente de pretensado coincidiese con el valor de la carga permanente, en tanto no actuase la sobrecarga, las leyes de esfuerzos, momentos y cortantes, serían nulos a lo largo de la viga y no se producirían deformaciones, de manera que la viga se mantendría perfectamente recta y, consiguientemente, la ley de tensiones sería uniforme en toda su longitud, siendo su valor el correspondiente a la componente horizontal de la fuerza F_H de pretensado dividido por el área del hormigón de la viga.

En el caso de una viga continua, como la representada en la Figura 7, el trazado del cable está constituido por diferentes parábolas que se unen en sus puntos de inflexión. En vanos, según la curvatura de cada tramo parabólico, la carga equivalente ascensional será diferente. En apoyos, inevitablemente, la curvatura del cable cambia de signo y se producen cargas equivalentes dirigidas hacia abajo. En los extremos de la viga, donde se han situado los anclajes, tendremos las fuerzas concentradas de componentes F_H y F_V. Este conjunto de cargas equivalentes al pretensado, se añaden a las cargas exteriores aplicadas a la viga y permite su análisis por los métodos clásicos del cálculo de estructuras.

4. EVALUACION DE LAS CARGAS EQUIVALENTES

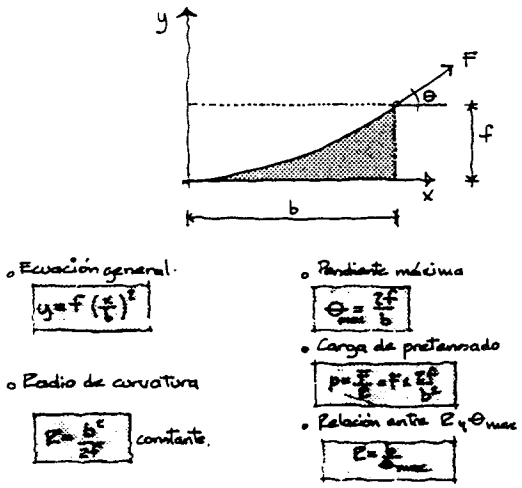
Como ya se ha dicho, el cable produce una carga equivalente que es inversamente propor-



CARGAS EQUIVALENTES DE PRETENSADOS EN VIGAS CONTINUAS

Fig. 7.

cional a su radio de curvatura. En el caso frecuente de un cable con trazado parabólico, se pueden deducir las sencillas y prácticas expresiones de la Figura 8, que relacionan la geometría del cable (b y f), con la fuerza de pretensado F, con la carga equivalente, p, con el radio de curvatura y con la pendiente del cable.

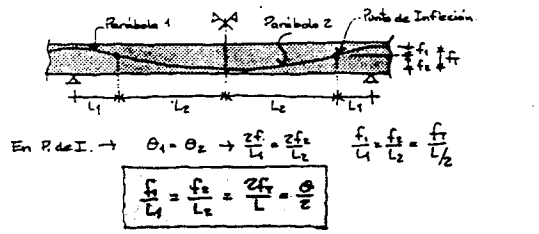


EVALUACION DE CARGAS EQUIVALENTES
(Trazado Parabólico)

Fig. 8.

Es interesante también (Figura 9) analizar el caso característico de un tramo intermedio de una viga continua, con la geometría del cable formada por dos tramos parabólicos. Se pueden hacer las siguientes constataciones de interés práctico:

—La pendiente en el punto de inflexión del cable es constante, con independencia de su posición y depende exclusivamente de f_T, dis-



TRAMO INTERMEDIO DE UNA VIGA CONTINUA
(Trazados parabólicos)

Fig. 9.

tancia entre el punto más alto y más bajo del trazado en la longitud del tramo.

—Como corolario resulta que la variación angular total del cable en el tramo es constante e igual a $16\frac{f_T}{L}$. La variación angular media del cable es $\frac{16\ f_T}{L^2}$, lo que facilita la evaluación de las pérdidas de tensión de los cables durante el proceso de tesado. Por otra parte, tal como se muestra en la Figura 10, resulta también que la relación entre las cargas equivalentes p_1 y p_2 correspondientes a cada tramo de parábola, es inversamente proporcional a la longitud de cada uno de los tramos. Asimismo, se cumple, como era indispensable por condición de equilibrio, que la resultante $p_2\ L_2$ de las cargas ascensionales es igual a $p_1\ L_1$, resultante de las cargas que con signo contrario se distribuyen en la zona de curvatura contraria sobre apoyos. Ello significa, en un sentido físico, que el postensado permite transferir a los apoyos la carga actuando a lo largo de la viga, por medio de la tracción del cable, con un mecanismo análogo al de una estructura colgada.

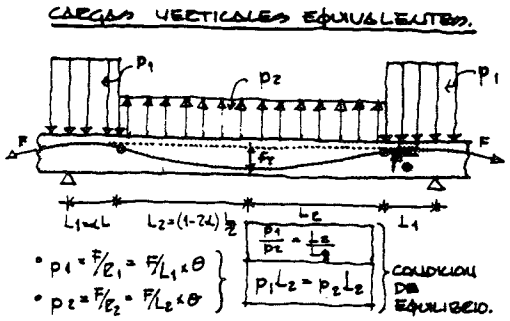


Fig. 10.

5. INFLUENCIA DE LA POSICION DEL PUNTO DE INFLEXION

Siendo el funcionamiento del cable el que de diversos modos se ha descrito, parecería una situación ideal si el cambio de curvatura de un cable se concentrase en un punto, sobre el apoyo, tal como se muestra en la Figura 11. Realmente ello no es posible debido a la rigidez del cable, que exige un radio de curvatura mínimo. En cualquier caso, es interesante analizar de qué manera influye la posición de los puntos de inflexión en los que se producen los cambios de curvatura de los cables. En la misma Figura 11 se calcula la relación entre las cargas hacia abajo en apoyos, $p_{1\alpha}$, y la carga ascensional, $p_{2\alpha}$, en vano. Cuando α es cero, dicha relación es infinita y va disminuyendo a medida que aumenta dicho valor.

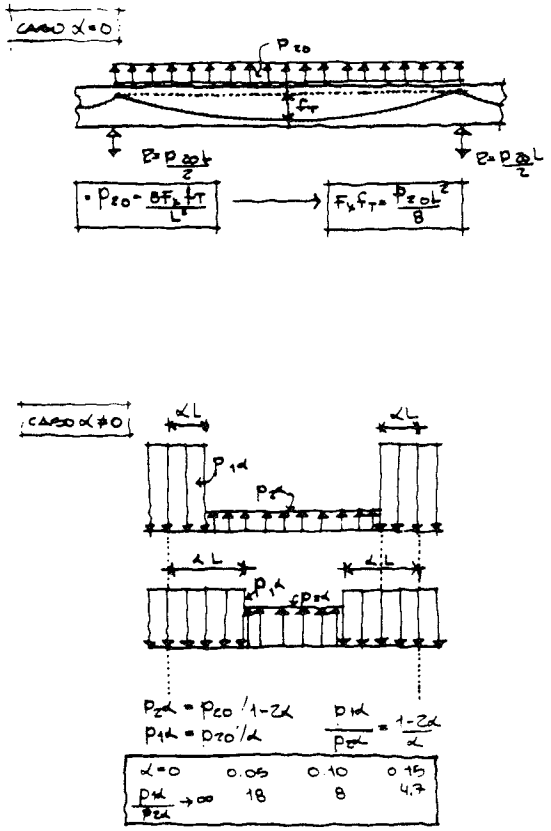
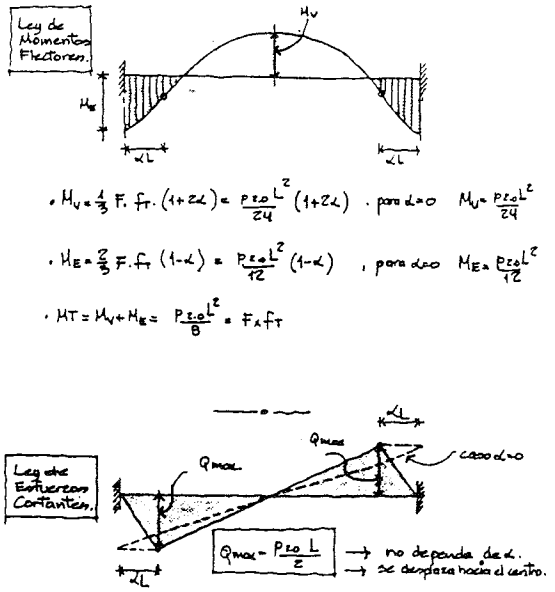


Fig. 11.

A partir de estos valores, en la Figura 12 se resumen las leyes de momentos flectores y de esfuerzos cortantes, en el caso de una viga biempotrada. A la vista de estos resultados, se puede concluir:

a) El valor de α no influye en el momento total (suma del momento en el vano y del momento en el empotramiento) que sólo depende de F y f_T, pero sí influye en la relación entre ambos momentos. Al aumentar α aumenta el valor del momento en vano y se reduce, consiguientemente, el momento en el empotramiento. Por otra parte, se produce un redondeo en la ley de momentos junto al apoyo. (Si el valor de α hubiese sido cero, la ley de momentos sería igual y de signo contrario al de una carga uniforme aplicada a todo lo largo de la viga).

b) El valor del cortante máximo producido por el pretensado, no depende tampoco de α, pero su posición se desplaza, hacia el centro del vano, una longitud α L. Recordando que la ley de cortantes coincide con la derivada de la ley de momentos, resulta que la ley de flectores



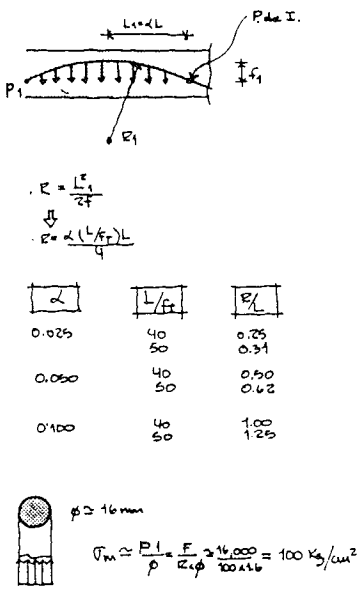
INFLUENCIA DE α EN LOS ESFUERZOS DE UNA VIGA BIEMPOTRADA

Fig. 12.

cambia también de curvatura a la distancia α L, esto es en el punto de inflexión de los cables.

En consecuencia, se puede afirmar que no existe ningún interés en aumentar el valor de α. No es ventajosa la reducción del momento sobre apoyos y es desventajosa para el cortante en vigas o el punzonamiento en losas, el desplazamiento, hacia el vano, del punto de cortante máximo. El límite que debemos poner a α dependerá por tanto del radio mínimo a que se pueden curvar los cables sobre apoyos.

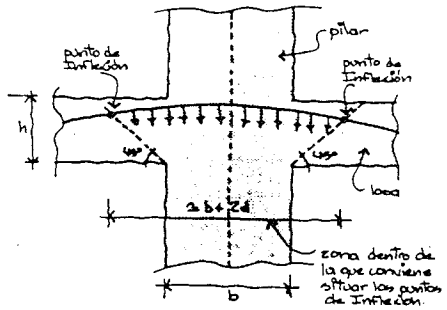
A este respecto, en la Figura 13 se muestran las relaciones características entre el radio de curvatura, R, el valor de α, la flecha total del cable f_T y la longitud del vano en cuestión. Para algunos valores habituales de la relación L/f_T, como son 40 y 50, y para tres posibles valores de α, de 0,025, 0,050 y 0,100, se ha calculado la relación que resulta entre el radio de curvatura R y el vano L. Si, por ejemplo, tuviésemos una luz de 10 metros y una relación L/f_T de 40, tendremos un radio de curvatura de 5 metros, para un valor de α de 0,050, esto es, para un punto de inflexión situado a 0,50 metros del apoyo. El valor calculado está muy alejado del radio mínimo con que se pueden curvar los torones de 0,5 y 0,6 pulgadas, que son los que se utilizan en la práctica. Por otra parte, y tal como también se muestra en la figura, la tensión localizada que se produce en el hormigón, en el caso excepcional de disponer de un radio de curvatura de 1,0 metro, en un torón de 0,6 pulgadas, es del orden de 100 kg/cm^2; lo que significa que la limitación del radio de curvatura, en cuanto al hipotético riesgo de aplastamiento del hormigón, es irrelevante.



RADIO DE CURVATURA MINIMA

Fig. 13.

A la vista de todo lo anterior, resulta evidente que la posición del punto de inflexión se puede situar muy próximo al eje de apoyo. Es evidente también que no hay interés en forzar exageradamente el radio de curvatura de los cables. En realidad, un condicionante, el más importante, que nos señala la zona en la que se deben situar los puntos de inflexión es el que tiene por causa el cortante, o el punzonamiento en el caso de losas. Es recomendable que las cargas hacia abajo, en la zona de apoyos, se conduzcan directamente hacia éstos, sin provocar esfuerzos locales añadidos. Para ello, tal como se ve en la Figura 14, conviene situar los puntos de inflexión dentro de la zona enmarcada por el ancho del pilar y las líneas que arrancan del contacto inferior con la losa y se difunden a 45 grados, esto es, dentro de una distancia de b + 2d, aproximadamente, siendo d el canto útil de la losa. En estas condiciones, el valor de α no suele pasar generalmente de 0,050 y el radio de curvatura del cable en apoyos no suele bajar, en la práctica, de los 4,0 metros, lo que es perfectamente admisible.



POSICION DE LOS PUNTOS DE INFLEXION

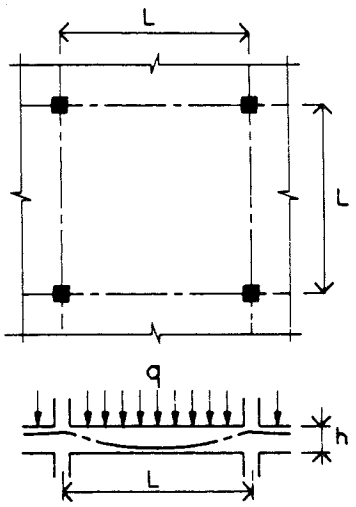
Fig. 14.

6. LOSAS SOBRE APOYOS PUNTUALES

Una vez recordados los conceptos fundamentales, vamos a aplicarlos al caso de una losa maciza, sobre apoyos puntuales, que es una de las más frecuentes aplicaciones de la técnica de los cables no adherentes.

Nos referimos a la estructura de una losa (Figura 15) de canto total h, con pilares según una malla cuadrada de lado L, solicitada por una carga q y en la que se va a disponer una malla de cables no adherentes, con trazado parabólico. Tratemos de analizar el comportamiento de esta losa y de determinar el número y posición de los cables de postensado.

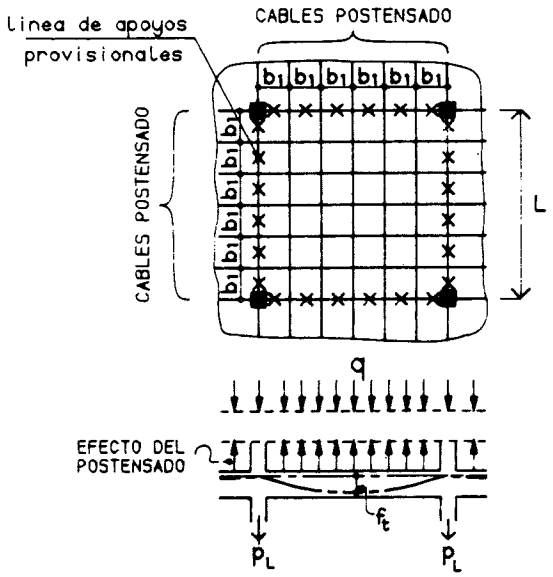
Imaginemos, en primer lugar, de acuerdo con el esquema de la Figura 16, que se han dispuesto líneas de apoyo provisionales (que físicamente se podrían materializar con puntales, por ejemplo) situados en las líneas que unen los



LOSAS SOBRE APOYOS PUNTUALES

Fig. 15.

pilares. Supongamos, además, que hemos dispuesto una malla cuadrada de unos cables determinados, que tesaremos de manera que podamos contar con la fuerza F prácticamente constante en todo el vano. Supongamos también que α es nulo y que el cambio de curvatura de los cables se concreta sobre la línea de apoyos.



POSICION DE CABLES: ESQUEMA 1

Fig. 16.

Si deseamos que el empuje ascensional, p, de los cables equilibre la carga, q, aplicada a la losa, sabemos, teniendo en cuenta que se trata de una malla en dos direcciones, que cada cable debe ser capaz de provocar un empuje ascensional tal que:

$$p = \frac{q \cdot b_1}{2}$$

siendo b_1 la separación entre cables.

Entonces, tendremos:

$$F \times f_1 = \frac{pL^2}{8}$$

y,

$$p = \frac{8 F \times f_1}{L^2}$$

o lo que es lo mismo

$$\frac{qb_1}{2} = \frac{8 F \times f_1}{L^2}$$

Por tanto, la distancia b_1 entre cables de fuerza F dispuestos en una malla cuadrada, que son necesarios para compensar la carga q aplicada sobre la losa, valdrá:

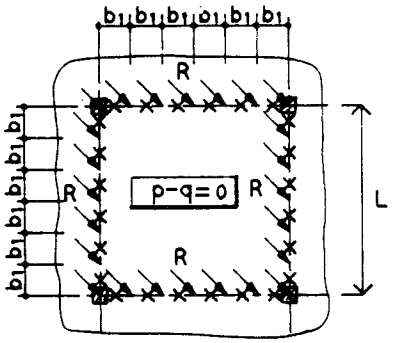
$$b_1 = \frac{16 F \times f_t}{q L^2}$$

En consecuencia, el número de cables necesario en cada dirección será:

$$n = \frac{L}{b_1} = \frac{q L^3}{16 F \times f_t}$$

Cada uno de los cables nos habrá transferido una carga, a la línea de apoyos provisionales, de valor R = pL. Estas reacciones son, por tanto, las que soportan los apoyos provisionales. En estas condiciones, la losa se mantendrá perfectamente plana, al ser la fuerza ascensional del postensado idéntica a la carga aplicada en la losa.

Si ahora eliminásemos los apoyos provisionales, nos encontraríamos con la losa solicitada exclusivamente por cargas puntuales de valor pL, separadas b_1 y situadas en la posición que antes ocupaban los apoyos provisionales. El esquema correspondiente se muestra en la Figura 17. Para transmitir estas cargas (que por unidad de longitud valdrían pL/b_1) a los soportes de la losa, habría que disponer nuevos cables



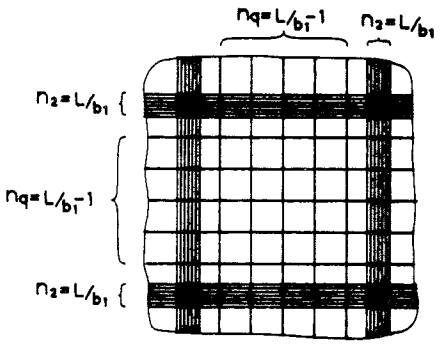
CARGAS EQUIVALENTES A LAS REACCIONES DE LOS APOYOS

Fig. 17.

bajo las cargas. Surge la necesidad de dos nuevas familias de cables, que se concentrarían en las alineaciones de los soportes. Su trazado será idéntico al de los cables de la primera familia. Su número será el necesario para provocar un empuje ascensional pL/b_1 idéntico al de la carga que actúa en esta segunda fase. Como cada cable provoca un empuje ascensional, p, necesitaríamos por tanto concentrar L/b_1 cables en cada dirección, alineados con los pilares.

La distribución final de las dos familias de cables será la representada en la Figura 18. El número total de cables será 4 L/b_1, siendo b_1 el valor antes calculado. De este número total de cables, el 50% corresponde a la primera familia y se reparten por igual en toda la anchura de la losa, en ambas direcciones. El 50% restante se concentra en las líneas de apoyo. En estas condiciones, la deformación final de la losa sometida a la carga q, será nula. El estado tensional, por tanto, será de tensiones de compresión constante en todo el espesor de la losa. No existirán flectores, no existirán tampoco tensiones tangenciales. El valor de la tensión de compresión en la losa será:

$$\sigma = \frac{F \times \frac{2\,L}{b_1}}{L \times h} = \frac{2\,F}{b_1\,h}$$



DISTRIBUCION FINAL DE CABLES PARA ESQUEMA I

Fig. 18.

Si, como ejemplo, consideramos una losa con luces de 10,0 metros y espesor de 0,25 metros, y queremos compensar su peso propio utilizando cables de 0,6 pulgadas, con acero de calidad 270, que producirán una fuerza, F, del orden de 16 toneladas, siendo la flecha total del cable del orden de 0,18 metros, tendremos:

$$b_1 = \frac{16 \times 16 \times 0{,}18}{0{,}25 \times 2{,}5 \times \overline{10}^2} = 0{,}73 \text{ metros}$$

$$\text{TOTAL} = 4 \times \frac{10}{0{,}73} 56 \text{ cables}$$

Tendríamos que disponer una cuadrícula de 14 cables en el vano, en cada dirección, y bandas con 14 cables, alineados con los pilares.

La tensión en el hormigón sería:

$$\sigma = \frac{2 \times 16}{0{,}73 \times 0{,}25} = 175 \text{ t/m}^2 \quad 17{,}50 \text{ kg/cm}^2$$

Veamos ahora qué ocurre si los apoyos provisionales imaginarios los situamos, exclusivamente, en dos alineaciones paralelas de pilares, según se han representado en la Figura 19. Tendremos que disponer una malla de cables paralelos, perpendiculares a las líneas de apoyos provisionales, a una separación b_2 de manera que el empuje ascensional compense la carga q actuante sobre la losa. En este caso tendremos:

$$p = q \cdot b_2$$

Además,

$$F \times f_1 = \frac{p\,L^2}{8}$$

y

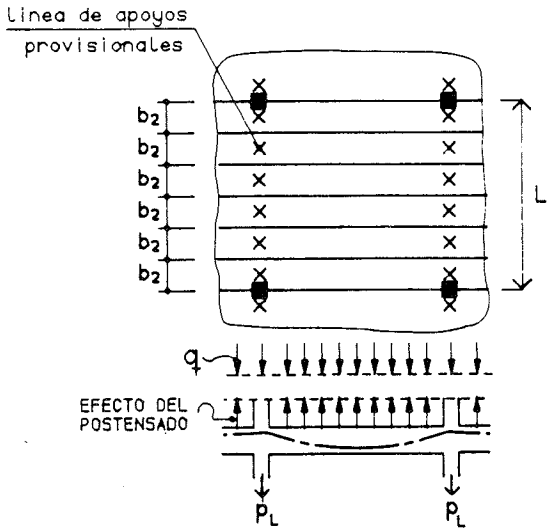
$$p = \frac{8\,F \times f_1}{L^2}$$

o lo que es lo mismo,

$$q\,b_2 = \frac{8\,F \times f_1}{L^2}$$

La separación transversal de los cables, deberá ser:

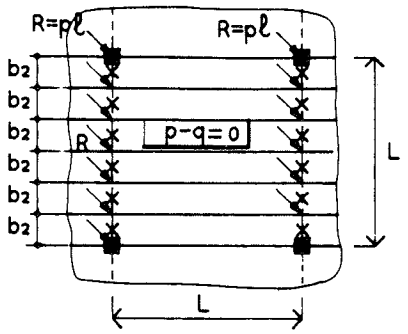
$$b_2 = \frac{8\,F \times f_1}{q\,L^2}$$



POSICION DE LOS CABLES. ESQUEMA II

Fig. 19.

Como se ve, la separación de cables en este caso es la mitad que según el esquema de cables I, pero solamente hay cables, en el vano, en una dirección; por tanto, el número total necesario para transferir la carga en las líneas de apoyos, será el mismo que en el caso anterior. Como antes, la losa quedará perfectamente horizontal y los apoyos provisionales soportarán cargas puntuales, de valor pL, separadas b_2, esto es, aproximadamente una carga de pL/b_2 por unidad de longitud.



CARGAS EQUIVALENTES A LAS REACCIONES DE LOS APOYOS

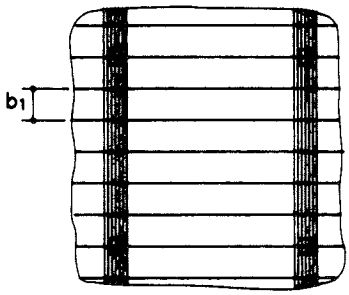
Fig. 20.

Si suponemos ahora que eliminamos los puntales, nos encontramos con una losa cargada exclusivamente por estas cargas puntuales, tal como muestra la Figura 20. Para transferir estas cargas a los soportes, debemos disponer L/b_2 cables en cada alineación de pilares, de manera que en conjunto nos produzca el empuje ascensional pL/b_2, idéntico a las cargas actuantes. El número total de cables por módulo de 10 x 10, será por tanto de 2 pL/b_2 y como $b_2 = (1/2)\, b_1$, resulta, en total, el mismo número de cables para los dos esquemas que hemos analizado. En este segundo esquema, el 50% de los cables se sitúa en una dirección y el 50% restante en la otra, concentrados en bandas en la alineación de los soportes, según se puede ver en la Figura 21. También en este caso la losa, bajo la carga q, quedará perfectamente horizontal. No existirán momentos flectores ni cortantes en la losa. El estado de tensiones será de compresión uniforme en toda la losa. El valor de la tensión de compresión será, en cada dirección:

$$\sigma = \frac{F \times L/b_2}{L \times h} = \frac{F}{b_2 \times h} = \frac{2\,F}{b_1 \times h}$$

es decir, exactamente la misma tensión que según el esquema I.

Retomando el ejemplo que hemos utilizado anteriormente, resultarían con este esquema, 28 cables transversales por módulo, separados 0,36 metros y un conjunto de 28 cables, concentrados en bandas sobre apoyos en dirección perpendicular a los anteriores. La tensión de compresión en el hormigón sería también de 17,5 kg/cm^2, uniforme en toda la losa.

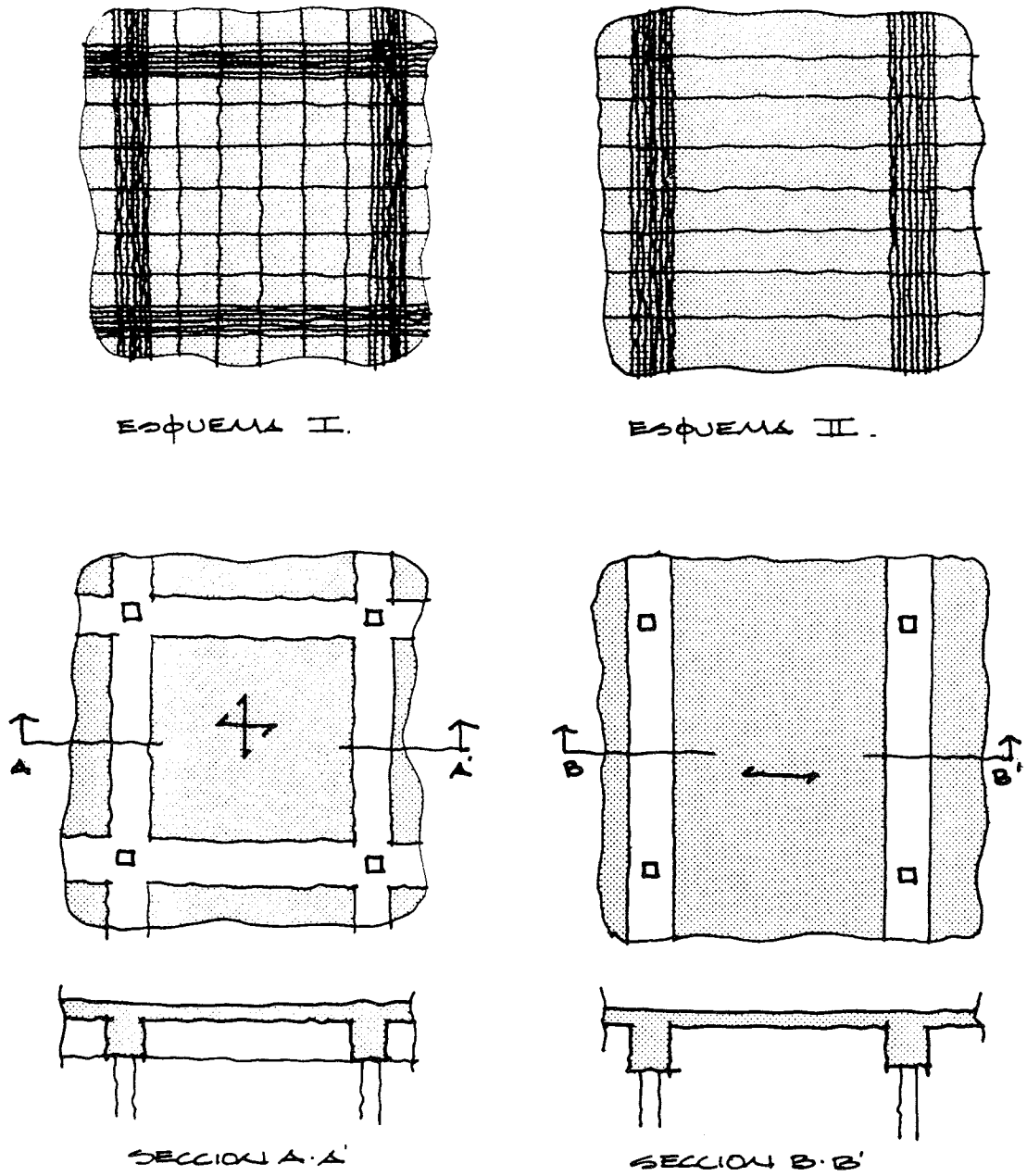


DISTRIBUCION DE CABLES PARA ESQUEMA II

Fig. 21.

Todo lo dicho anteriormente ha servido para poner de manifiesto las posibilidades y flexibilidad de las soluciones postensadas. Dos soluciones muy diferentes de cables conducen a idénticos resultados. La metodología utilizada para esbozar el comportamiento de la losa, con la disposición imaginaria de puntales provisionales, puede servir, también, en casos de geometría compleja, con pilares no alineados, huecos, etc., para comprender mejor el funcionamiento de una losa y para facilitar la disposición de los cables en esos casos complejos. Es interesante, asimismo, notar que la concentración de cables en una banda es, en cierto modo, equivalente a disponer vigas de canto en una estructura tradicional. Por ello, los dos posibles esquemas de cables recuerdan las dos posibles soluciones estructurales con vigas de canto. En la primera, tendremos una cuadrícula de vigas de canto, tal como se muestra en la Figura 22, uniendo los pilares. La losa entre vigas flectará en dos direcciones. En el segundo esquema, la equivalencia con las bandas concentradas de cables serán dos alineaciones paralelas de vigas de canto uniendo los pilares. La losa trabajará solamente en una dirección. Como ya hemos dicho, reflexiones de este tipo pueden ayudar notablemente en la definición de familias de cables en estructuras complejas.

Es interesante observar también, en la Figura 23, la situación final de la losa solicitada por la carga q que es contrarrestada por el postensado. La losa se mantendrá perfectamente plana y, además de la carga q y las correspondientes reacciones de apoyo $R = q\,L^2$, las únicas fuerzas actuantes sobre un módulo individualizado, serán las de compresión provocadas por el postensado. Si, además, aislamos una zona en el entorno del pilar coincidiendo con la posición de los puntos de inflexión de los cables, se ve cómo la componente vertical de los cables coincide con la reacción $R = q\,L^2$, como no podía ser de otra forma y ello tanto en el esquema I como en el esquema II de disposición de cables. De esta manera se confirma también que todo pasa como si la red de cables constituyese una estructura colgante que recogería la carga q



EQUIVALENCIA ENTRE BANDAS DE CABLES Y VIGAS DE CANTO

Fig. 22.

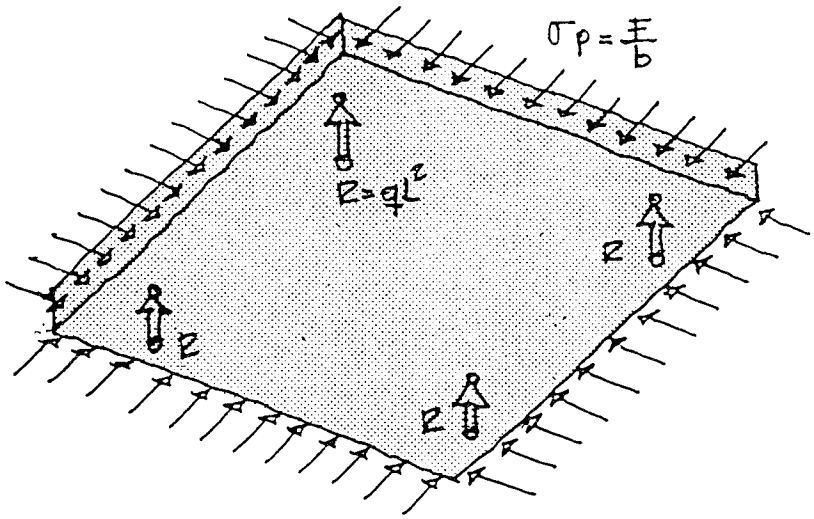
para transmitirla, por un mecanismo de suspensión, a los pilares. Dicho mecanismo requiere solamente la puesta en tracción de los cables. No se producen esfuerzos de flexión o cortantes en la losa.

7. ALGUNOS CRITERIOS QUE INFLUYEN EN LA DETERMINACION DEL POSTENSADO NECESARIO EN LOSAS

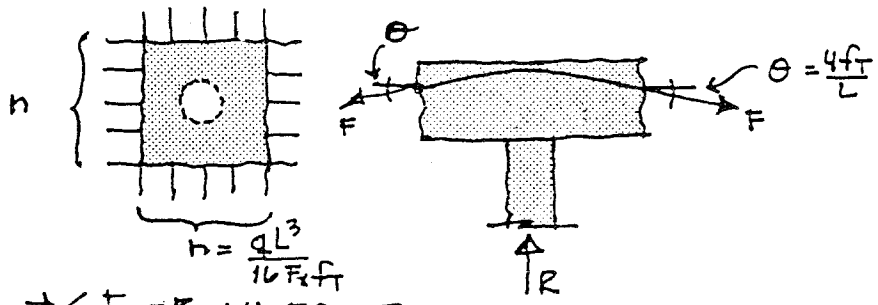
Llegados a este punto, podemos preguntarnos si el esfuerzo de postensado que se debe aplicar a las losas, disponiendo el adecuado número de cables, debe ser el que compensa exactamente el peso propio, si en realidad basta con que compense solamente una parte de peso propio o si es imprescindible que, además del peso propio, compense una parte de la sobrecarga aplicada a la losa.

Estas cuestiones no tienen una respuesta determinista y, por ello, es conveniente aportar algunos datos que orienten ingenierilmente la respuesta.

Analicemos, en tal sentido, cuál es la fuerza, F, necesaria para compensar estrictamente el peso propio, g, de la losa. Ya sabemos que, para el ancho del módulo L, dicha fuerza es:



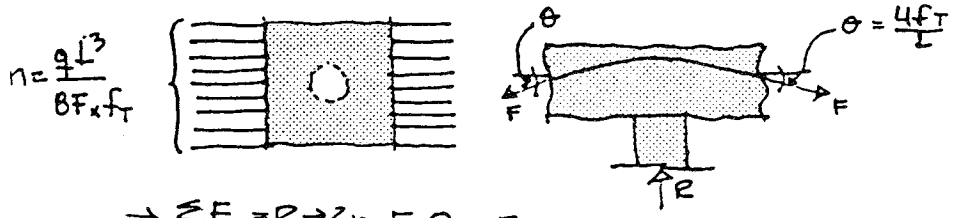
CONDICION DE EQUILIBRIO EN TORNO AL PILAR (ESQUEMA I)



$\rightarrow \Sigma F_V = R \rightarrow 4nF\theta = R$

$\rightarrow \left[R = 4 \cdot \frac{qL^3}{16F_x f_T} \cdot F \cdot \frac{4f_T}{L} = qL^2 \right]$ O.K.

CONDICION DE EQUILIBRIO EN TORNO AL PILAR (ESQUEMA II)



$\rightarrow \Sigma F_V = R \rightarrow 2n \cdot F \cdot \theta = R$

$\rightarrow \left[R = 2 \cdot \frac{qL^3}{8F_x f_T} \cdot F_x \frac{4f_T}{L} = qL^2 \right]$ O.K.

SITUACION FINAL DE LA LOSA

Fig. 23.

$$F = \frac{g \cdot L^2}{8\ f_T} \times L$$

La tensión de compresión en la losa valdrá:

$$\sigma p = \frac{F}{L \times h} = \frac{g\ L^2}{8\ f_T \times h}$$

Tomando, aproximadamente, como densidad del hormigón, 2,4 t/m³ (g 2,4 h), poniendo L y f_t en metros, resulta que el valor de σp, en kp/cm², responde a la expresión siguiente:

$$\sigma p = \frac{3\ L^2}{f_T}$$

Si por otro lado tomamos un valor medio de 12.000 kp/cm² como tensión en servicio del acero de postensar (calidad 270 K) y recordando que la fuerza F debe aplicarse en ambas direcciones, resultan, aproximadamente, las siguientes cuantías de acero postensado por metro cuadrado de superficie de losa:

$$r\left(\frac{\text{kgrs. de acero para postensado}}{\text{m}^2 \text{ de losa}}\right) \simeq 0{,}785 \text{ x}$$

$$\text{x}\frac{F}{12{,}0} \text{ x } 2 = 0{,}13 \text{ F}$$

o bien

$$r = 1{,}30\ \sigma p\ .\ h$$

con σ p en kp/cm², h en metros y r en kgr/m².

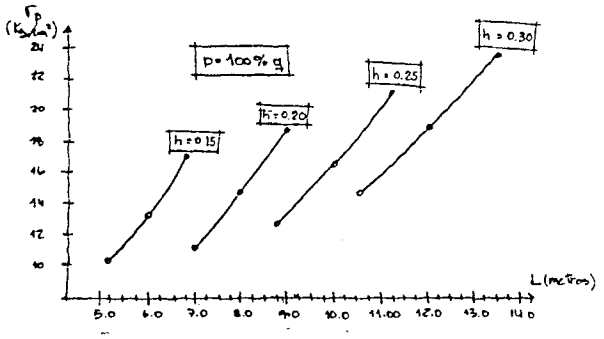
En la Figura 24 se han determinado los valores de σp y r para algunos casos típicos de losas. Dichos valores corresponden al caso de que el postensado compense el peso propio en losas de geometría regular y con vanos laterales compensados.

Valores característicos de la tensión en el hormigón y de cuantías de armadura de postensado

h (m)	f_T (m)	L/h	L (m)	σp (kg/cm²)	Cuantías, r, en kg/m² (Acero 270K)
0,15	0,08	35	5,25	10,3	2,0
		40	6,00	13,5	2,6
		45	6,75	1,71	3,3
0,20	0,13	35	7,00	11,3	2,9
		40	8,00	14,8	3,8
		45	9,00	18,7	4,8
0,25	0,18	35	8,75	12,7	4,1
		40	10,00	16,6	5,3
		45	11,25	21,1	6,8
0,30	0,23	35	10,50	14,7	5,7
		40	12,00	18,8	7,3
		45	13,50	23,8	9,2

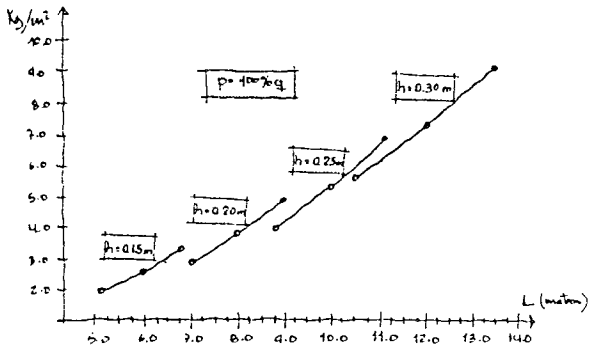
Fig. 24.

En las Figuras 25 y 26 se han representado gráficamente los valores del cuadro anterior. Es interesante notar el reducido valor de la tensión correspondiente al postensado en este tipo de estructuras en relación con los que resultan en puentes. También puede ser útil en la práctica el gráfico de la Figura 26 para tener rápidamente un orden de magnitud de las cuantías del acero para postensar y, consiguientemente, del número de cables necesarios.



REACCION σ p - L - h

Fig. 25.



CUANTIAS DE ACERO PRETENSADO

Fig. 26.

Evaluemos ahora el comportamiento de la losa cuando el postensado no coincida con el peso propio.

Sea:

g, el peso de la losa

s, la sobrecarga adicional

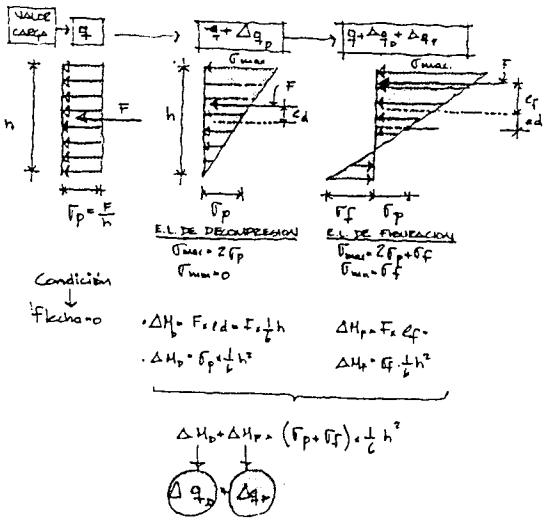
q = p, la parte de la carga total compensada por el postensado

Se cumplirá que:

$$q + \Delta q = g + s$$

siendo Δq la parte de la carga total no compensada por el postensado y que, por tanto, es la que produce esfuerzos de flexión en la losa.

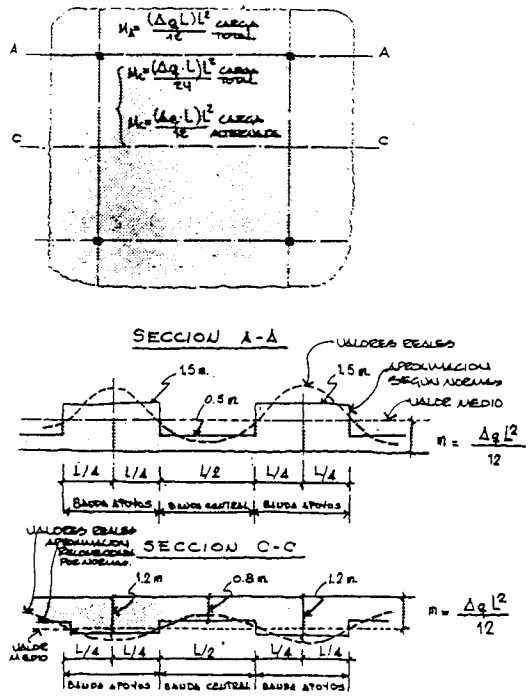
En la Figura 27 se muestra la evolución del estado tensional de la losa para el valor de la carga q compensado por el postensado, cuando se incrementa la carga en Δq_D hasta alcanzar el estado de decompresión en la losa y cuando se incrementa aún la carga en Δq_F hasta alcanzar su tensión de fisuración. Se pueden determinar fácilmente los correspondientes valores de los momentos que actúan en la losa y, a partir de ellos, para una estructura determinada, se pueden determinar los valores de Δq_D y Δq_F que producen sucesivamente su descompresión y fisuración.



EVALUACION DE LOS MOMENTOS DE COMPRESION Y FISURACION EN UNA CARA

Fig. 27.

En la Figura 28 se representan los momentos flectores que se producen en la línea de apoyos y de centro de vano de una losa, por la carga Δq no compensada por el postensado. Se muestra, con línea de puntos, la forma real de distribución transversal de momentos, y con línea continua, la aproximación que suelen recomendar las normas, distinguiendo dos escalones diferentes según se trate de bandas de apoyos o de bandas centrales.



MOMENTOS FLECTORES EN LOSA

Fig. 28.

Con objeto de llegar a algunas conclusiones prácticas, vamos a plantearnos el caso concreto especificado en la Figura 29, y vamos a estudiar tres casos diferentes, en los que el postensado compensase el 100%, el 80% o el 60% del peso propio. En la figura se determinan los valores de ΔM_D, para producir la descompresión en la losa, y de ΔM_F que produce su fisuración. Se establecen también las expresiones que nos permiten determinar los valores de las cargas correspondientes, Δq_D y Δq_F. A efectos del análisis de la sección correspondiente al vano de la losa, se ha considerado el caso de carga total o el caso de carga alternada en los vanos contiguos.

En la Figura 30 se superponen, para la sección sobre apoyos, los momentos que solicitan la sección, con los momentos ΔM_D y ΔM_F que producen la descompresión y fisuración, respectivamente, de la viga. Se puede observar cómo en todos los casos, incluso con el postensado equivalente al 60% del peso propio, no se produce fisuración en la zona de la banda central, incluso cuando se aplica la totalidad de la sobrecarga sobre la losa. En cambio, en la banda de apoyos, los momentos flectores superan al valor de $\Delta M_D + \Delta M_F$ y, por tanto, se producirá fisuración en la zona situada sobre apoyos, incluso cuando el postensado haya compensado el 100% del peso propio. En realidad, en este caso, cuando no actúa la sobrecarga no se habrán alcanzado las condiciones de fisuración. Dicha condición no se alcanzará hasta que el valor de Δq sea tal que:

$$1{,}5 \times \frac{\Delta q \times \overline{8{,}0}^2}{12} = 0{,}99 + 1{,}33 = 2{,}32$$

luego,

$$q = 0{,}29 \text{ t/m}^2$$

es decir,

$$q + \Delta q = 500 + 290 = 790 \text{ kg/m}^2$$

Cuando p = 80% g, el correspondiente valor resulta:

$$1{,}5 \times \frac{\Delta q \times \overline{8{,}0}^2}{12} = 0{,}79 + 1{,}33 = 2{,}12$$

luego,

$$q = 0{,}265 \text{ t/m}^2$$

es decir,

$$q + \Delta q = 400 + 265 = 665 \text{ kg/m}^2$$

Cuando p = 60% g, tendremos:

$$1{,}5 \times \frac{\Delta q \times \overline{8{,}0}^2}{12} = 0{,}59 + 1{,}33 = 1{,}92$$

luego,

$$q = 0{,}24 \text{ t/m}^2$$

EJEMPLO:

- LOSA: h = 0'20 m / L = 8.00 mts.
- HORMIGON: H-300 ; $\sigma_f \simeq 20$ Kg/cm²
- CARGAS: peso propio: 500 Kg/m² (g)
  paramento: 100 Kg/m² } s = 400 Kg/m²
  sobrecarga: 300 Kg/m² }

CASOS A ESTUDIAR:

p = 100 % g ; p = 80% g ; p = 60% g.

p	q	Δq	σ_p	σ_f	ΔM_D	ΔM_F	ΔM_T
100% g	500	400	14.8	20.0	0,99	1,33	2,32
80% g	400	500	11,8	20.0	0,79	1,33	2,12
60% g	300	600	8,9	20.0	0,59	1,33	1,92

Δq_D Δq_F $\Delta q_D + \Delta q_i$

SECCION AA
- Banda de apoyos: $\Delta M_D = 1.5 \cdot \frac{\Delta q L}{12}$ ∴ $\Delta q_D = 8 \cdot \frac{\Delta M_D}{L^2}$
- Banda central: $\Delta M_D = 0{,}5 \frac{\Delta q L^2}{12}$ ∴ $\Delta q_D = 24 \frac{\Delta M_D}{L^2}$

SECCION CC (CARGA ALTERNADA)
- Banda de apoyos: $\Delta M_D = 1{,}2 \frac{\Delta q L^2}{12}$ ∴ $\Delta q_D = 10 \frac{\Delta M_D}{L^2}$
- Banda central: $\Delta M_D = 0{,}8 \frac{\Delta q L^2}{12}$ ∴ $\Delta q_D = 15 \frac{\Delta M_D}{L^2}$

SECCION CC (CARGA TOTAL)
- Banda de apoyos: $\Delta M_D = 1{,}2 \frac{\Delta q L^2}{24}$ ∴ $\Delta q_D = 20 \frac{\Delta M_D}{L^2}$
- Banda central: $\Delta M_D = 0{,}8 \frac{\Delta q L^2}{24}$ ∴ $\Delta q_D = 30 \frac{\Delta M_D}{L^2}$

$$\Delta q_f = \Delta q_D \cdot \frac{\sigma_f}{\sigma_p} \qquad \Delta q_T = \Delta q_D + \Delta q_f = \Delta q_D \left(1 + \frac{\sigma_f}{\sigma_p}\right)$$

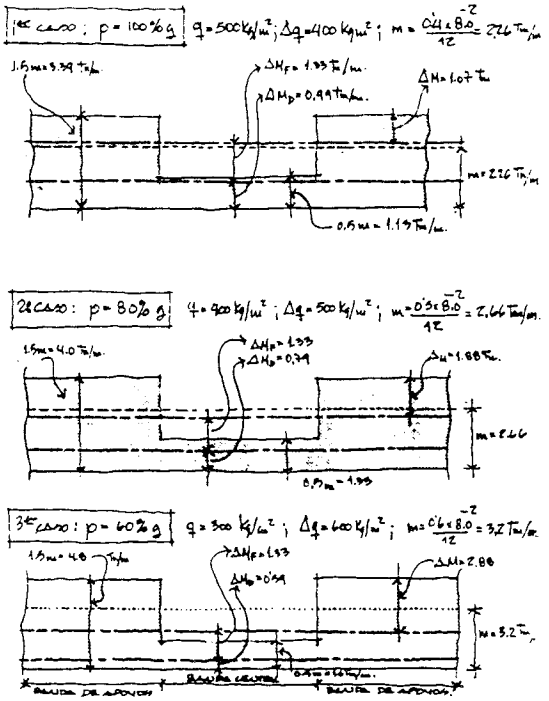
EJEMPLO DE APLICACION

Fig. 29.

es decir,

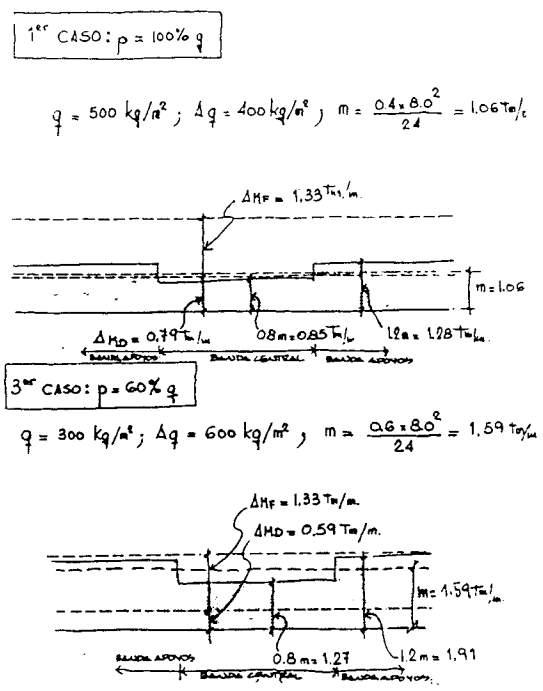
$$q + \Delta q = 300 + 240 = 540 \text{ kg/m}^2$$

En definitiva, según este planteamiento aproximado, cuando p = 100% g, la losa, además de su peso propio, puede ser cargada con 290 kg/m², esto es con el 72,5% de la carga adicional, antes de que se fisure sobre apoyos. Con p = 80% g, dicho valor se reduce a 165 kg/m² y el porcentaje baja al 41%. Finalmente, con p = 60% g, la losa se fisurará en apoyos cuando se carga con 40 kg/m², esto es con el 10% de su carga adicional. En los tres casos, como ya se ha dicho, no se producirá fisuración, en condiciones de servicio, en la banda central.



SECCION DE APOYOS (AA). DISTRIBUCION DE MOMENTOS

Fig. 30.



SECCION DE VANO (CC). DISTRIBUCION DE MOMENTOS CON CARGA EXTENDIDA A TODA LA SUPERFICIE

Fig. 31.

Si repetimos, como se hace en la Figura 31, con la carga Δq extendida a todos los vanos, el procedimiento anterior, vemos que cuando el postensado compensa el 100% del peso propio estamos en situaciones muy alejadas de las que produciría la fisuración de la losa en la zona de vanos, y que incluso cuando compensa solamente el 60% del peso propio, la totalidad de la carga no produciría la fisuración de la losa.

En el caso de cargas alternadas, que se muestra en la Figura 32, se observa que cuando p = 100%, la losa no se fisurará, pero con valores inferiores se manifiesta el riesgo de fisuración en las bandas de apoyo. En concreto, en el caso de p = 80%, la parte de sobrecarga con la que se podrá cargar la losa hasta alcanzar la fisuración será:

$$1{,}2 \times \left[\frac{0{,}2}{24} + \frac{\Delta s}{12} \right] \times \overline{8{,}0^2} = 0{,}79 + 1{,}33 = 2{,}12$$

luego,

$$s = 0{,}23 \text{ t/m}^2$$

lo que corresponde al 76% de la sobrecarga.

Análogamente, si p = 60% g, tendríamos:

$$1{,}2 \times \left[\frac{0{,}3}{24} + \frac{\Delta s}{12} \right] \times \overline{8{,}0^2} + 0{,}59 + 1{,}33 = 1{,}92$$

luego,

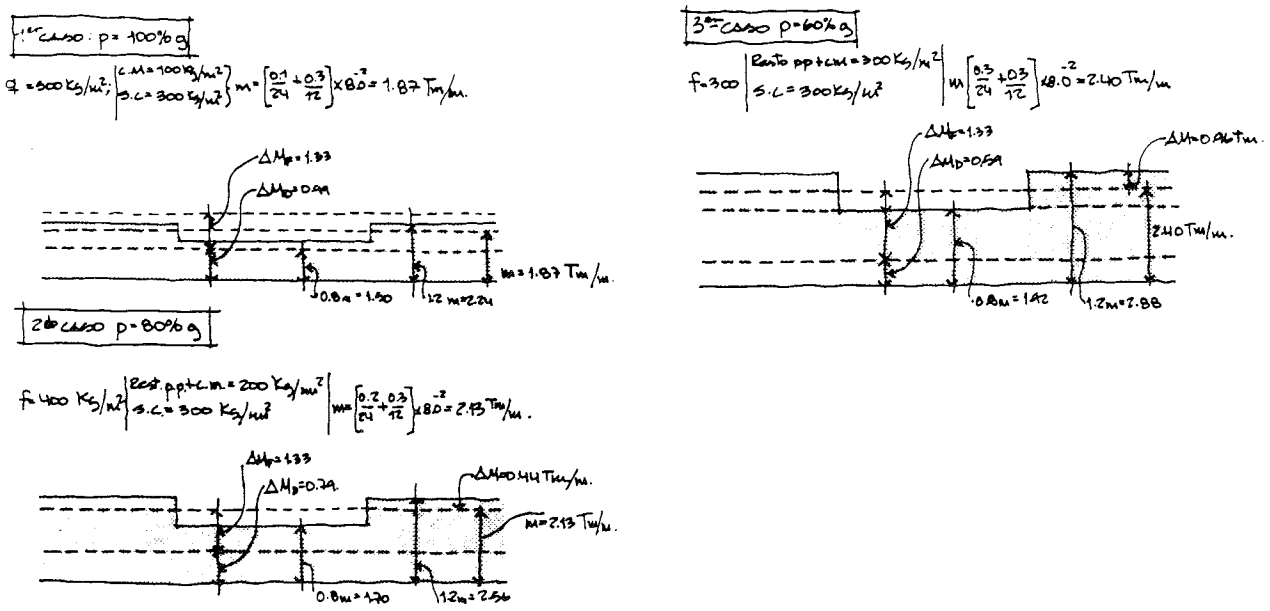
$$s = 0{,}15 \text{ t/m}^2$$

lo que corresponde al 50% de la sobrecarga.

Todo lo anterior pone de manifiesto el excelente comportamiento de este tipo de losas, con un riesgo muy reducido de fisuración en condiciones de servicio, que es lógicamente mayor en la zona sobre apoyos. En estas zonas, por otra parte, para alcanzar la seguridad necesaria en el estado límite último hay que disponer armaduras pasivas lo que, en todo caso, permite controlar la fisuración que eventualmente se pueda producir. También se ha puesto de manifiesto que no es imprescindible que el postensado compense la totalidad del peso propio. Sí puede ser un objetivo estratégico lógico que, bajo las cargas permanentes, no se alcance la tensión de fisuración en vanos y en las bandas centrales de las zonas de apoyo, pero ello se puede lograr con porcentajes de compensación relativamente bajos.

Hay que tener en cuenta, por otro lado, que un menor número de cables habría que compensarlo con una mayor armadura pasiva. Por ello, dentro de ciertos márgenes, la repercusión del coste del acero activo y pasivo se mantendrá aproximadamente constante y no es, por tanto, lógico empeñarse en reducir el postensado.

Otra evidente ventaja del postensado resulta de la reducción, en cualquier caso, del volumen de tracciones debido a la compresión permanente en la fibra neutra de la losa. Consiguientemente, el ancho de las fisuras se reduce, su



SECCION DE VANO (CC): DISTRIBUCION DE MOMENTOS CARGAS ALTERNADAS

Fig. 32.

distancia se acorta y los porcentajes de armadura mínima se reducen en relación con los que requieren las estructuras de hormigón armado.

La escasa probabilidad de fisuración en vanos en bandas centrales de zona de apoyo, justifican que en diversas normas extranjeras no se exija la colocación de armaduras pasivas en los módulos interiores de las losas postensadas, que se sitúan solamente en los vanos laterales y en las zonas situadas sobre apoyos, tema al que nos referiremos brevemente en apartados posteriores.

En definitiva, todo lo anterior explica el excelente comportamiento de las losas postensadas y destaca la flexibilidad de su utilización, tanto en lo que se refiere al número como a la disposición de los cables.

8. PROCESO DE COMPROBACION DE UNA LOSA POSTENSADA

En esencia, el proceso de comprobación de una losa postensada es análogo al que se sigue en otras estructuras convencionales de edificación.

Fundamentalmente, se debe comprobar la seguridad estructural en el estado límite último y, teóricamente, habría que realizar, asimismo, en condiciones de servicio, un control de deformaciones y un control de fisuración.

En general, como ocurre también con las losas de hormigón armado, la comprobación de la deformabilidad de la losa puede obviarse, siempre que su espesor en relación con la luz esté por encima de unos valores mínimos aceptados por la práctica y recogidos en las diferentes normativas que tratan de esta cuestión. Es necesario, además, verificar que el valor del pretensado medio en la losa no es inferior a un determinado valor que, en algunas normas, se establece en 10 kg/cm^2. Cuando sea necesario o conveniente realizar una comprobación de flechas, se introducirá el postensado como una carga exterior y, a partir de ahí, se realizarán los cálculos habituales.

Tampoco, en general, será necesario hacer una comprobación de las condiciones de fisuración, de la misma manera que tampoco es práctica habitual el llevar a cabo este control en el caso de losas de hormigón armado. En cualquier caso, si hubiera que realizar dicho control, se utilizaría el mismo procedimiento de sustitución del postensado por sus cargas equivalentes, de manera que los cálculos subsiguientes serían prácticamente idénticos a los empleados en estructuras de hormigón armado. Hay que tener en cuenta, por otra parte, que el control de fisuración no será necesario, en general, en la medida que se cumplen las condiciones de armadura mínima que se establecen en las normas. En normas americanas y en las Recomendaciones de la FIP se establece, además, la necesidad de limitar el valor de la tracción teórica en el hormigón.

Para la comprobación de la seguridad en el estado límite último de rotura, en la mayor parte de las normas disponibles (inglesa, suiza, alemana, FIP, etc.), se admite que los esfuerzos

que servirán para la comprobación se basen en un cálculo elástico, siguiendo el método de los pórticos equivalentes. En general, se suele admitir una cierta redistribución en los momentos así calculados. En algunas normas, como la suiza, por ejemplo, se aceptan también métodos plásticos para la determinación de los esfuerzos que hay que considerar en la comprobación de la seguridad de la losa en el estado límite último. En la práctica americana, recogida en las normas correspondientes, se incorpora el momento hiperestático de pretensado a los momentos debidos a las cargas exteriores actuantes sobre la estructura. Es discutible el interés y rigor de este planteamiento que, además de complicar los cálculos, obliga a plantearse el concepto del momento hiperestático en el caso de losas postensadas con cables no adherentes cuando, entre otras cosas, la resultante de tensiones en la zona de losa geométricamente asignable a un cable, no coincide con la fuerza de dicho cable. Por otra parte, la norma americana admite una redistribución de los momentos determinados por el procedimiento apuntado.

La determinación de la capacidad resistente de la losa plantea, en el caso de cables no adherentes, el valor de la tensión que se debe considerar en el acero postensado en el estado límite último. La ausencia de adherencia entre el hormigón y el acero conlleva que la sobretensión en los cables sea consecuencia, exclusivamente, del alargamiento del cable con referencia a su longitud inicial que, lógicamente, es la distancia que separa los anclajes en las extremidades del cable. Ello lleva consigo que la solución dependa, tanto de la geometría del cable, como de las características de la estructura, de su mecanismo de rotura, y de la deformación que se considere, a estos efectos, para la losa en el estado límite último. De ahí las dificultades para establecer unos valores con carácter general y la heterogeneidad de planteamientos que se establecen en las normas. Así, por ejemplo, en la Norma ACI de 1963 se admitía sistemáticamente una sobretensión de 1.000 kg/cm^2. En la edición de 1983, la sobretensión se deducía mediante la expresión:

$$\Delta\sigma = 700 + \frac{fc}{100\,\rho_p}$$

siendo fc, la resistencia característica del hormigón y ρ_p el porcentaje de la armadura postensada. El valor resultante, en cualquier caso, no debía superar los 4.140 kg/cm^2. En la actualidad, se considera que dicha expresión conduce a sobretensiones excesivas, y en las nuevas ediciones de la Norma se utilizará una nueva expresión:

$$\Delta\sigma = 700 + \frac{f'c}{300\,\rho_p}$$

que conduce a valores sensiblemente menores.

En las normas suizas, alemanas o en las recomendaciones de la FIP, se incluyen expresiones diferentes para la determinación de la sobretensión, que dependen, fundamentalmente, de la geometría de los cables y de la estructura. Según las normas inglesas, la sobretensión dependería de la cuantía mecánica del acero postensado, y significaría, en la práctica, sobretensiones del orden del 20% de la tensión del acero en condiciones de servicio.

9. COMPROBACION DE LA SEGURIDAD FRENTE AL PUNZONAMIENTO

En losas postensadas, dado su reducido canto, se debe prestar especial atención a la comprobación de la seguridad frente al punzonamiento de la losa.

El postensado presenta dos ventajas a este respecto. Por un lado, la parte de la carga exterior compensada por los cables, no produce esfuerzos en la losa que, como ya se ha visto, se mantiene, hasta ese valor de la carga, perfectamente horizontal. Por tanto, el valor de la solicitación que habría que considerar en la comprobación del punzonamiento sería:

$$S = \gamma_s\,(G + S) - P$$

Si llamamos Q, a la parte de la carga compensada con el postensado, podemos poner:

$$G + S = Q + \Delta Q$$

y, por lo tanto,

$$S = \gamma_s\,(Q + \Delta Q) - Q$$

En consecuencia, la reducción de la solicitación por efecto del postensado, en relación con una solución en hormigón armado, será:

$$r = \frac{\gamma_s\,(Q + \Delta Q) - Q}{\gamma_s\,(Q + \Delta Q)} = 1 - \frac{Q}{\gamma_s\,(Q + \Delta Q)}$$

Si, como ejemplo, consideramos que Q es el 60% de la carga total y tomamos $\gamma_s = 1{,}6$, resulta r = 0,625, es decir, que el postensado, a estos efectos, equivale a una reducción del 37,5% en el valor de la solicitación que hay que considerar en la verificación de la seguridad frente al punzonamiento.

Por otro lado, el efecto de la compresión en la losa provocada por el postensado, mejora el comportamiento de la losa, aumentando su capacidad resistente. La Norma americana considera, por ejemplo, un incremento de tensión tangencial en el hormigón, equivalente al 30% de la tensión media de postensado. Ello, en la práctica, equivale a un aumento de la citada tensión en el hormigón, del 30% al 40%. Añadiendo este efecto al anteriormente citado, resulta una reducción aparente de la carga en

las losas postensadas, del orden del 50%, cuando se trata de evaluar el punzonamiento de la losa.

En general, las normas que tratan de estas cuestiones, consideran ambos efectos, al formular la comprobación frente al punzonamiento, aunque es notoria la heterogeneidad de los planteamientos en cada una de las normas y la ausencia de un consenso sobre la cuestión. Ello no debe atribuirse a las peculiaridades de las losas postensadas, por cuanto tal situación es también, claramente observable al tratar del punzonamiento en losas de hormigón armado. Es la propia complejidad del mecanismo del punzonamiento y la variedad de casos que se plantean en la práctica, lo que justifica la dispersión de los enfoques normativos y lo que exige una especial atención al armado y colocación de cables en la zona de apoyos.

10. ALGUNOS DATOS DE INTERES PRACTICO

10.1. Estimación de las pérdidas de pretensado

Como es bien sabido, la expresión que permite determinar la fuerza de pretensado F_x, a una distancia x del anclaje en el que se ha tesado el cable con una fuerza inicial F_o, es:

$$F_x = F_o \cdot e^{-k\,(x + \frac{\mu}{k}\alpha)} \simeq F_o \cdot \left[1 - k\,(x + \frac{\mu}{k}\alpha)\right]$$

Siendo:

k, el coeficiente de rozamiento
μ, el coeficiente de desviación angular
α, el valor de la desviación angular del cable.

Habitualmente, para los cables engrasados, se suelen considerar los siguientes valores:

$$k = 0{,}0030$$

$$\mu = 0{,}06$$

$$\frac{\mu}{k} = 20$$

Recordando, por otra parte, que la desviación angular media vale:

$$\theta = \frac{16\, f_T}{L^2}$$

y dados los valores habituales de la relación $\frac{f_T}{L}$, tendremos:

$$\alpha \simeq 0{,}03 \cdot x$$

En consecuencia:

$$F_x \simeq F_o \cdot [1 - 0{,}003\,(x + 20 \cdot 0{,}03\,x)]$$

$$F_x \simeq F_o \cdot (1 - 0{,}0048\,x)$$

Esto significa que las pérdidas por rozamiento suponen, aproximadamente, el 0,48% de la fuerza inicial, por cada metro de longitud.

A partir de este dato, podemos determinar, también aproximadamente, la influencia de la penetración de cuña, estimada en 5 mm, lo que ha quedado recogido en la Figura 33. Se comprueba que la penetración de cuña hace sentir su influencia hasta una distancia de aproximadamente 11,7 metros, que la tensión en el anclaje tras el acuñado es un 11% menor que la tensión inicial y que la tensión máxima del cable, en el punto en que se deja sentir la influencia de la cuña, es el 95% de la tensión inicial.

En consecuencia, es evidente que cuando los cables tengan una longitud menor de $2 \times 11{,}7 = 24$ metros, se debe tesar por un solo extremo, alternando, siempre que sea posible, la posición del extremo por el que se produce el tesado.

A la vista de los resultados anteriores, podemos establecer los siguientes órdenes de magnitud para las pérdidas totales de tensión en los cables:

—Pérdidas instantáneas:

—Acortamiento elástico 1%

$$(\varepsilon_i \simeq \frac{15\ kg/cm^2}{300.000} = 50 \times 10^{-6})$$

—Rozamiento y penetración de cuña 6%

TOTAL PERDIDAS INSTANTANEAS ..... 7% al 11%

—Pérdidas diferidas:

—Fluencia 2%

$$\varepsilon_\infty \simeq 2 \times 50 \times 10^{-6} = 100 \times 10^{-6}$$

—Retracción 5%

$$\varepsilon_r \simeq 250 \times 10^{-6}$$

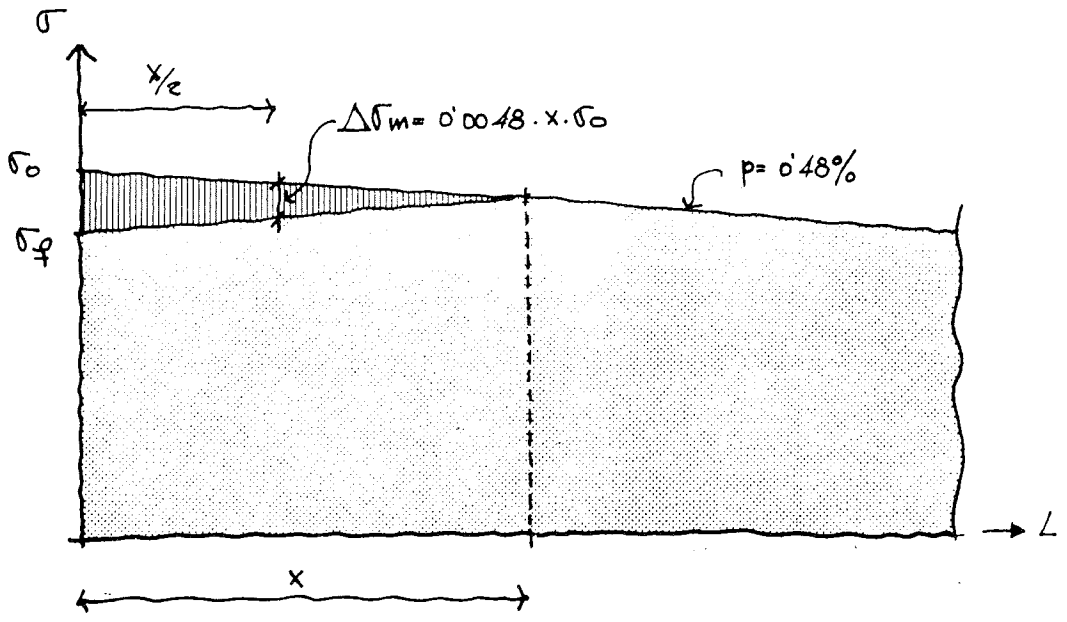
—Relajación del acero superestabilizado 3%

TOTAL PERDIDAS DIFERIDAD 10%

La pérdida total media variará, por tanto, entre el 17% y el 21%, en los casos habituales.

Si el tesado inicial alcanza el 80% de la tensión de rotura del cable $f_{máx.\,k}$, la tensión máxima del cable será por tanto:

$$f_s \simeq 0{,}83 \times 0{,}80\ f_{máx.\,k} = 0{,}66\ f_{máx.\,k}$$



- $\frac{\Delta\sigma_m}{E_a} \cdot x = a \longrightarrow \frac{0'0048 \cdot x \cdot \sigma_o \cdot x}{E_a} = a$

$$x = \sqrt{\frac{E_a \cdot a}{0'0048\,\sigma_o}}$$

- $\sigma_o \simeq 0'80 \times 19000\ kp/cm^2 \rightarrow x \simeq \sqrt{\frac{2\times10^6 \times 5\times10^{-3}}{0{,}0048 \times 0'80 \times 19000}} = 11{,}7\ m.$

$$x \simeq 11{,}7\ metros$$

- $\sigma_f = \sigma_o - 2 \times 0'0048 \cdot 11{,}7 \cdot \sigma_o = 0'89\,\sigma_o$

$$\sigma_f \simeq 0'89\,\sigma_o$$

INFLUENCIA DE LA PENETRACION DE CUÑA

Fig. 33.

La falta de adherencia de los cables no hace temer importantes incrementos por encima de este valor, razón por la que se justifican tensiones iniciales más elevadas en estos casos que en los de cables adherentes.

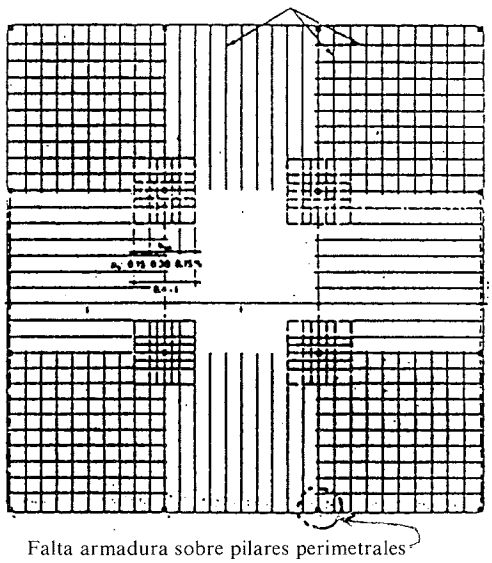
10.2. Armaduras pasivas en losas postensadas

En las losas postensadas, las misiones fundamentales para las que se deben disponer armaduras pasivas son las de controlar la fisuración y completar la capacidad resistente de las secciones que lo necesiten.

Ya hemos visto anteriormente que en los vanos de los módulos centrales de las losas, es muy improbable el riesgo de aparición de fisuras y que así ocurre también en las bandas centrales de las zonas de apoyo. Por el contrario, es significativo el riesgo de fisuras, para cargas de servicio, en las zonas sobre apoyos. En los módulos laterales y de borde puede existir también, por diversos motivos, un riesgo de fisuración en vanos. Entre los efectos que pueden influir en ello, se encuentra el hecho de que puedan existir zonas poco comprimidas, debido a la concentración de cables en bandas y a que la difusión de las correspondientes fuerzas

desde los anclajes no alcanzarán necesariamente las zonas próximas a los bordes de las losas.

Todo ello justifica el principio de disposición de armaduras pasivas que está admitido en numerosos reglamentos y que se ha representado en la Figura 34. Concretamente, se ha dibujado el criterio de armado establecido en la norma suiza. Faltan por dibujar las armaduras sobre pilares de borde y esquina, así como la armadura complementaria de perímetro.



DISPOSICION DE ARMADURAS PASIVAS

Fig. 34.

Las normas establecen los criterios de armaduras mínimas y la disposición de armado en la zona de capiteles. Con respecto a las armaduras mínimas, hay que recordar que el efecto de las compresiones en la losa reducen los valores que se establecen en las losas de hormigón armado. Según la norma suiza, las cuantías mínimas de armaduras pasivas en las zonas de vano, se establecen mediante la relación:

$$\rho_s \geq 0{,}15 - 0{,}50\,\rho_p$$

con un límite inferior $\rho_s = 0{,}05\%$.

En la expresión anterior ρ_p es la cuantía geométrica de la armadura de pretensado:

$$\rho_p = \frac{A_p}{b \cdot h} \times 100$$

valor que se relaciona, aproximadamente, con la tensión de compresión, σ_p, a nivel de la fibra neutra, debida al pretensado, mediante la expresión:

$$\rho_p = \frac{\sigma_p}{12.000} \times 100$$

Por tanto, los valores habituales de ρ_p se sitúan entre el 0,1% y el 0,15%, y los valores de las cuantías mínimas se situarán entre el 0,10% y el 0,075%.

En la zona de apoyos, los porcentajes de armadura mínima aumentan y la armadura se concentra en las proximidades del soporte.

Con independencia de todo lo anterior, hay que llamar la atención sobre las necesidades de armaduras en las zonas de huecos y bordes de las losas. Hay que subrayar también que, disponer una ligera armadura pasiva en zonas donde teóricamente no serían imprescindibles, suele significar un incremento de coste muy pequeño en el conjunto de la estructura. Como contrapartida, dicha armadura puede evitar algunas sorpresas.

10.3. Recubrimiento de cables

El recubrimiento de los cables deberá asegurar una adecuada protección contra el riesgo de corrosión y, al tiempo, una adecuada resistencia al fuego.

En relación con la protección frente a la corrosión, los recubrimientos de los cables no adherentes serán los que establecen las Normas para las estructuras de hormigón armado.

Desde el punto de vista de la resistencia al fuego, el comportamiento de las losas postensadas es similar al de sus homólogas de hormigón armado. El recubrimiento de los cables no adherentes es función de la resistencia al fuego especificada para la losa. A este respecto, suele haber discrepancias en los valores de los recubrimientos fijados en diferentes Normas. Por ello, incluimos a continuación la tabla con los recubrimientos sugeridos por el "ACI-ASCE Committee 423" que ha publicado en 1989 unas "Recomendaciones para elementos de hormigón pretensado con cables no adherentes".

En la Norma ASTM E 119, se establecen criterios para clasificar una estructura como coaccionada o no coaccionada, esto es, con capacidad o no para manifestar, en estados próximos a la rotura, las reservas de seguridad debidas a su comportamiento tipo membrana. En general, se considera que las estructuras hormigonadas "in situ" están coaccionadas. Por otra parte, en las citadas Recomendaciones se consideran métodos racionales para la comprobación de las losas con cables no adherentes sometidos al fuego, teniendo en cuenta el comportamiento real de los materiales y de las estructuras.

10.4. Posición de juntas de dilatación

En el caso de las losas postensadas, a las deformaciones producidas por la retracción del

Losa	Tipo de árido	Recubrimiento en pulgadas para una resistencia al fuego de				
		1 h	1,5 h	2 h	3 h	4 h
No coaccionada	Calizo	3/4	1 1/16	1 3/8	1 7/8	—
No coaccionada	Silíceo	3/4	1 1/4	1 1/2	2 1/8	—
No coaccionada	Ligero	3/4	1	1 1/4	1 5/8	—
Coaccionada	Calizo	3/4	3/4	3/4	1	1 1/4
Coaccionada	Silíceo	3/4	3/4	3/4	1	1 1/4
Coaccionada	Ligero	3/4	3/4	3/4	3/4	1

hormigón y las variaciones de temperatura, se añade el acortamiento producido por la compresión en la losa. Si la losa está efectivamente comprimida, tiene inevitablemente que acortarse. De otra forma, si la losa tiene impedido su acortamiento, no podrá estar comprimida. En este caso límite, el pretensado se manifestará, exclusivamente, por el efecto de las fuerzas ascensionales equivalentes, pero no se producirá la compresión de la losa. La posibilidad práctica de acortamiento de la losa es un aspecto, por tanto esencial, que tiene, a su vez, varias facetas diferenciadas. Por un lado, se trata de saber en qué medida la compresión, introducida a través de los anclajes, se transmite efectivamente a la losa. Por otro lado, las fuerzas de pretensado que no se transfieren a la losa, se transferirán a los elementos (pilares, pantallas o muros), que son responsables de la coacción de la losa, provocando unos esfuerzos que se añaden a los que provocan la coacción de las deformaciones por retracción y temperatura. Por último, si el grado de coacción no es total, una parte de las fuerzas de pretensado pasará a la losa produciendo su acortamiento y, dicho acortamiento, producirá deformaciones en los pilares, pantallas y muros que sostienen la losa. Estas deformaciones, y sus efectos correspondientes, habrán de ser acumuladas a las de retracción y temperatura.

En términos genéricos, por lo tanto, resulta evidente que las dificultades e incertidumbres que conlleva la evaluación de los efectos de retracción y temperatura en las estructuras de hormigón armado, se ven aumentadas como consecuencia del postensado. Conviene, sin embargo, a estos efectos, conocer algunos órdenes de magnitud de la influencia del postensado en las losas.

Recordando que las tensiones medias debidas al postensado se sitúan, en la práctica, en el entorno de los 16 kp/cm^2 y considerando, por ejemplo, una losa típica de 0,25 metros de espesor y situada sobre pilares organizados según una cuadrícula de 10 x 10 metros, resulta que la fuerza total de pretensado en una dirección, para un módulo de 10 metros, será:

$F_T = 160$ t/m^2 x 0,25 m x 10 m = 400 toneladas.

Si consideramos que la losa en cuestión tiene juntas cada 60 metros y las dimensiones de los pilares son, también como ejemplo, de 0,60 x 0,60 metros y la altura de la planta baja es de 4,0 metros, es sencillo determinar que la "parte" de pretensado que pasa a los pilares no supera el 3% de la fuerza total. El momento máximo correspondiente en el pilar extremo es del orden de 12 t x metro. Estos resultados se pueden generalizar diciendo que, normalmente, la coacción de los pilares supone una reducción prácticamente intrascendente de la fuerza de compresión en la losa y que los esfuerzos en los pilares suelen influir muy limitadamente en su dimensionamiento. Naturalmente, la reflexión anterior pone de manifiesto, también, la importancia de concebir sensatamente la losa, evitando elementos rígidos en sus extremos.

Por otra parte, el acortamiento instantáneo de los extremos de la losa considerada, será del orden de:

$$\Delta_\ell \simeq \frac{16 \text{ kp/cm}^2}{300.000 \text{ kp/cm}^2} \times 30.000 \text{ mm} = 1{,}6 \text{ mm}$$

El acortamiento a tiempo infinito no superará los 4,8 mm. El acortamiento unitario instantáneo será del orden de 50 x 10^{-6}. El acortamiento unitario a tiempo infinito será inferior a 150 x 10^{-6}.

Los valores anteriores hay que añadirlos a los que tienen por origen la retracción y la temperatura, a los que corresponderá una deformación unitaria del orden de 450 x 10^{-6}, aproximadamente. En la losa postensada, deformaciones impuestas y esfuerzos concomitantes podrían ser del orden del 30% superiores a los que se producen en una losa de hormigón armado. ¿Es significativa esta diferencia? ¿Qué consecuencias trae consigo? La respuesta rigurosa a estas cuestiones exigiría una seria reflexión sobre la influencia de las deformaciones impuestas sobre las estructuras, que trasciende al ámbito de este texto y que, en cualquier caso, es muy conveniente realizar porque no podemos continuar aceptando reglas trasnochadas que permiten, cualquiera que sea la estructura, olvidarnos completamente de los efectos de retracción y temperatura, disponiendo juntas de dilatación

cada 40 metros, juntas que con frecuencia provocan más problemas que los que resuelven. Es opinión extendida y seriamente fundada, que para los estados límites últimos, los efectos de la retracción, fluencia y temperatura, son generalmente irrelevantes. En el estado límite de servicio deberíamos controlar las eventuales fisuras. En las losas, lógicamente, el efecto del postensado mejora mucho la situación en relación con las losas de hormigón armado. Nos quedaría entonces la preocupación por la fisuración en los pilares extremos de la planta baja de nuestras edificaciones, que se encuentran también fuertemente comprimidos. No parece, ciertamente, una preocupación mayor y es, en cualquier caso, fácil de solventar.

Todo lo anterior justifica que numerosísimas estructuras de losas postensadas con juntas a distancias muy superiores a las que son habituales en nuestro país, se hayan comportado correctamente. En concreto, en Estados Unidos se considera que no hace falta tomar precauciones especiales en losas postensadas con juntas de dilatación situadas hasta 75 metros, si no existen coacciones singulares a la deformabilidad de la estructura. En definitiva, los efectos debidos al postensado, no obligan a distinguir, desde el punto de vista de las deformaciones diferidas, entre losas de hormigón armado y losas postensadas. El problema planteado es idéntico en términos cualitativos, y similar en términos cuantitativos para ambos tipos de losa.

10.5. Ideas sobre costes comparados de losas postensadas

En una losa maciza, la evaluación del coste del hormigón y del conjunto cimbra-encofrado, es muy sencillo. Conviene recordar a este último respecto, que el descimbrado de las losas se realiza inmediatamente después de realizado el tesado, entre tres y siete días después del hormigonado. Hay que recordar también que el hormigón de las losas debe tener una resistencia característica de 250 kg/cm^2, para lo que normalmente bastaría con fabricarlo correctamente.

Ya se han indicado anteriormente órdenes de magnitud para las cuantías del acero para postensar.

El coste del acero para postensar tiene tres componentes fundamentales que pueden normalmente variar entre los límites siguientes:

—Coste del cable envainado y engrasado	100 a 150 pts/kg
—Coste anclajes (función de la longitud del cable)....	75 a 125 pts/kg
—Manipulación, colocación y tesado de los cables.....	75 a 125 pts/kg
TOTAL	250 a 400 pts/kg

Dicho coste es unas tres veces superior al coste del kilogramo de la armadura pasiva, pero, al tiempo, la capacidad mecánica del acero activo no adherente es también del orden de tres veces más elevado. Desde este punto de vista, por tanto, los dos tipos de acero serían sustitutorios. Sin embargo, las losas aligeradas de hormigón armado (no así las losas macizas), tienen mayor canto, para el mismo peso propio, que las losas postensadas y, por ello, las armaduras necesarias se reducen, y el coste por este concepto es mayor en el caso de losas macizas postensadas. En éstas hay que ponderar las ventajas del menor canto, que en muchos casos puede ser determinante, y la mayor sencillez del encofrado.

En muchos países, se ha demostrado que, en la práctica, puede ser una solución competitiva. Como es natural, la falta de experiencia se suele manifestar en una conservadora estimación de rendimientos y costes, y es natural, también, la tendencia de los constructores a repetir las soluciones con las que están familiarizados. Es lo que ocurre en nuestro país. De todas formas, dentro de unos años, se realizarán muchas losas postensadas en España y será conveniente adquirir cuanto antes la experiencia necesaria.

10.6. Breve información sobre medios tecnológicos

Trenzas y Cables de Acero, S.A. fabrica y suministra cables engrasados y envainados que son conformes con normativas internacionales.

Tanto CTT como Freyssinet, disponen de los anclajes y equipos necesarios para la realización de obras de este tipo.

Unos y otros disponen de catálogos con la necesaria información técnica.

11. CONCLUSION

Las ventajas de aplicar la técnica del postensado a las estructuras de edificación y el hecho de su utilización creciente en este tipo de estructuras, obedece a las mismas razones que impulsaron, en su día, el uso de esta técnica en la construcción de puentes y otras importantes estructuras de hormigón. En edificación, la escasa atención que con frecuencia se presta a las estructuras, su complejidad y alta hiperestaticidad espacial y la reducida tecnificación del sector, han sido causas, entre otras, que han frenado la implantación de esta nueva tipología estructural. No ocurrirá así en el futuro. La experiencia de otros países parece, a este respecto, concluyente y las losas postensadas formarán parte del bagaje de posibles soluciones para las estructuras de nuestros edificios.

12. BIBLIOGRAFIA

—Aalami, Bijan O., Barth, Florian G., *"Restraint cracks and their mitigation in unbonded postensioned building structures"*. Post-Tensioning Institute.

—Aalami, Bijan, *"Design of Post-Tensioned floor slabs"*. Concrete International. June 1989.

—ACI-ASCE Committee 423, *"Recommendations for concrete members prestressed with unbonded tendons"*. Reported by ACI-ASCE Committee 423, February, 1989.

—Andrew, Arthur E., *"Unbonded tendons in postensioned construction"*. Thomas Telford. London.

—Arnous, J-P., Chaussin, R., Lacroix, C., Fargeot, B., Schor, H., Boutonnet, L., Fuentes, A., *"Utilisation de le Précontrainte dans le batiment. Possibilités et développements"*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n. 463, Mars-Avril 1988.

—Barth, Florian G., Aalami, Bijan O., *"Controlled demolition of an unbonded post-tensioned concrete slab"*. Post-Tensioning Institute.

—Clark, Brian E., Thorpe, Walter, *"Design with Unbonded Tendons. FIP recommendations for the design of Post-Tensioned flat slabs"*. SP 59-20. FIP.

—Concrete Society Technical Report Nº 17. *"Flat slabs in post-tensioned concrete with particular regard to the use of unbonded tendons-design recommendations"*. The Concrete Society, 1979, London.

—Dilger, Walter H., *"Practical shear reinforcement for concrete flat slabs"*.

—Falconer, Daniel W, Wilson, Philip W., *"Inspection of Unbonded tendons"*. Concrete International, February 1988.

—FIP, *"Recommendations for the design of the slabs in post-tensioned concrete (using unbonded and bonded tendons)"*. Fédération Internationale de la Précontrainte. FIP/2/5. May 1980.

—Freyermuth, Clifford L., Shoolbred, Robert A., *"Posttensioned, Prestressed Concrete"*. Portland Cement Association 1967.

—Freyermuth, Clifford L., *"Structural Integrity of Buildings Constructed with Unbonded Tendons"*. Concrete International, March 1989.

—Fuentes, Albert, *"Calcul pratique d'un plancher précontraint par armatures non-adhérentes"*. Annales de l'Institut Technique du Bâtiment et des Travaux Publics, n. 465, Juin 1988.

—Lin, T.Y., Burns, Nedh H., *"Design of prestressed concrete structures"*. John Wiley & Sons.

—Marti, Antonio R., *"Lloses posteses de formigó pretensat amb tendons no adherents per a forjats: Una alternativa de futur"*. Seminari "Nous Materials". Setembre 1989.

—Martí, P., Ritz, P., Thürlimann, B. *"Prestressed Concrete Flat Slabs"*. S-1/77. International Association for Bridge and Structural Engineering (IABSE).

—Naaman, Antoine E., *"Prestressed Concrete Analysis and Design. Fundamentals"*. McGraw-Hill Book Company.

—Nawy, Edward G., *"Prestressed concrete. A Fundamental Approach"*. Prentice Hall.

—Park, R., Gamble, W.L., *"Reinforced concrete slabs"*. John Wiley & Sons.

—Post-Tensioning Institute, Ad-hoc Committee for Unbonded Single Strand Tendons, *"Specification for Unbonded Single Strands Tendons"*, PCI Journal, Prestressed Concrete Institute.

—Pti, *"Post-Tensioned commercial and industrial floors"*. Post-Tensioning Institute.

—Pti *"Field procedures manual for unbonded single strand tendons"*. Post-Tensioning Institute.

—Pti, *"Post-Tensioning Manual"*. Post-Tensioning Institute.

—Ritz P, Matt P., Tellenbach Ch., Schlub P., Aeberhard H.U., *"Le Béton Précontraint dans le Bâtiment-Dalles Précontraintes"*. Janvier 1981. VSL INTERNATIONAL, S.A., Berne/Suisse.

—Rui-Wamba, Javier, *"El uso del postensado en estructuras de edificación"*. Hormigón y Acero, nº 170, 1er trimestre 1989.

—Schpack, Morris, *"Unbonded performance"*. Civil Engineering. October 1989.

RESUMEN

El texto recuerda los conceptos fundamentales del postensado, subrayando las ventajas de esta técnica y sus posibilidades de aplicación en las estructuras de edificación. Se facilitan datos estadísticos relativos al uso del postensado en la edificación de los Estados Unidos. Se exponen los aspectos más característicos que hay que tomar en consideración para diseñar este tipo de estructuras, y se facilitan datos sobre diversos criterios de cálculo, recogidos en normativas de diferentes países, así como sobre diversos aspectos de interés práctico.

SUMMARY

This report reiterates the basic concepts of postensioning and points up the advantages of this technique and its posibilities in building structures. Statistical data related to the use of postensioning in buildings in the United States are given. The most significant aspects that are necesary to take into account are highlighted. Finally, data about different calculation criteria from several countries standards, and some practical issues are discussed.

La adherencia de aceros lisos y corrugados revestidos con resina epoxi aplicada manualmente

B. Pereperez,
E. Barbera,
J. Benlloch,
G. González,
y J. M. Fran.
Departamento de Construcciones Arquitectónicas.
Escuela Técnica Superior de Arquitectura.
Universidad Politécnica de Valencia.

INTRODUCCION

Del fenómeno de la adherencia acero-hormigón depende el anclaje de las armaduras y la anchura y separación de las fisuras (1) (2); la rigidez, las deformaciones y el comportamiento de los elementos estructurales bajo solicitaciones dinámicas, y el amortiguamiento tensional y la disipación de energía bajo cargas cíclicas (1).

El comportamiento en fatiga de la adherencia acero-hormigón depende de factores tales como el tipo de armadura; la geometría del hormigón circundante; la existencia de armadura de confinamiento y de compresiones o tracciones transversales; la historia de carga, y el valor de la máxima tensión aplicada, respecto de la tensión estática última (3).

Bajo ciertas cargas cíclicas (por ejemplo terremotos), se produce una considerable degradación de los mecanismos de transferencia de carga, tras la realización de unos pocos ciclos (4). La acumulación del deterioro adherente se supone causada por el progesivo desarrollo de microfisuras y por el aplastamiento del hormigón en el frente de las corrugas (5). Con los conocimientos actuales, puede concluirse que el deterioro adherente en fatiga es del tipo observado bajo solicitaciones de compresión o tracción axiales, y que parece idéntico el desarrollo cualitativo de las deformaciones (3).

El deslizamiento relativo acero-hormigón (d_t) es mayor cuanto más elevada es la tensión aplicada en los diversos ciclos, y también cuando crece el número de estos (5). Según Balazs (5), con una amplitud tensional constante se obtiene un diagrama d_t-n (donde «n» es el número de ciclos), que consta de tres zonas: la primera es cóncava, la segunda lineal y la tercera convexa. Esta última comienza cuando se alcanza un deslizamiento similar al correspondiente a la tensión última obtenida en ensayo estático (Figura 1) (5).

Durante los primeros ciclos de carga, la distribución tensional a lo largo del anclaje no siempre es la misma que la obtenida con el máximo nivel de carga en un ensayo estático (6). Sin embargo, tras ciclos sucesivos de carga se produce una redistribución de tensiones, (3, 6), debido a la fluencia impuesta al hormigón por la citada ciclicidad, que hace que la distribución tensional sí sea similar a la obtenida cerca del agotamiento en su ensayo estático.

El deslizamiento producido por el primer ciclo

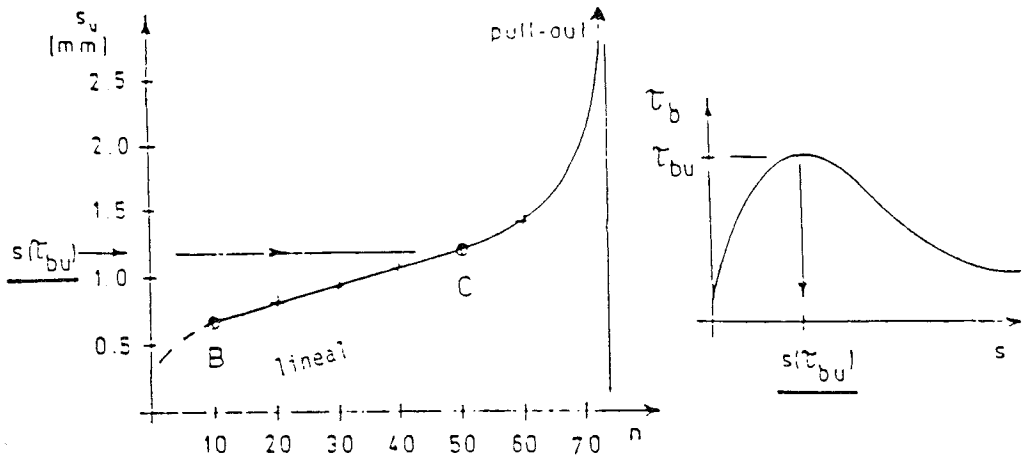


Fig. 1. Diagrama d_t - n(Balazs) (5).

de carga es, en buena medida, irrecuperable, lo que se explica por la microfisuración del hormigón (7). En ciclos sucesivos, las ramas de carga y descarga del diagrama τ-d son casi idénticas, sin lazos de histéresis significativos y casi verticales (7). De la curva τ-d (no considerando los deslizamientos acumulados en ciclos anteriores), se deduce que las cargas cíclicas tienen un efecto rigidizador, si bien sin incremento de la tensión última (7), la cual, aunque en cada ciclo se fuerce la total recuperación de la deformación remanente, sólo experimenta una ligera disminución (8).

ADHERENCIA, CORROSION DE LAS ARMADURAS Y REPARACION

Dado que los productos derivados de la corrosión de las armaduras son más voluminosos que el acero original, se generan presiones radiales (9) que, conceptualmente, plantean un problema tensional análogo al suscitado por las componentes radiales de las tensiones de adherencia. Por tanto, es frecuente que la corrosión se traduzca en una fisuración longitudinal de los recubrimientos, con lo que disminuye drásticamente la adherencia acero-hormigón (10). Ello, a su vez, facilita los fallos de anclaje que, esencialmente, suelen ser de naturaleza frágil (11).

Aunque en la actualidad no existe un acuerdo generalizado acerca del grado de corrosión que aconseja intervenir, cuando ésta se practica suele recomendarse una secuencia de actuaciones entre las cuales se aplica a las armaduras descubiertas o incorporadas un *«primer»* protector, generalmente de base epoxídica, máxime si el agente despasivante ha sido el ión cloro (12).

La norma ACI-318-86 (13) permite los revestimientos epoxídicos de las armaduras de los elementos estructurales, si bien previene a los calculistas acerca de su comportamiento adherente, en especial *«en condiciones en que estén sometidos a cargas cíclicas»*. A este respecto, existe una bibliografía limitada y con resultados, si no contradictorios, al menos discrepantes (14) (15) (16) (17) (18 (19). Además, buena parte de los datos disponibles se refieren sólo a armaduras revestidas electrostáticamente en taller con *«powder epoxy»* siendo así que, en la reparación de las estructuras de hormigón armado, es frecuente la aplicación de resinas *«in situ»* y por procedimientos manuales. Ello plantea dos cuestiones adicionales desde el punto de vista de la adherencia:

1.ª La conveniencia de verter el hormigón cuando la resina esté mordiente o cuando esté endurecida.

2.ª El análisis de la influencia sobre la adherencia, de la distribución no uniforme del revestimiento orgánico, en particular si se deja endurecer la resina antes del hormigonado.

PLAN DE TRABAJO

El presente estudio pretende profundizar en el conocimiento de la influencia de los revestimientos de resinas epoxi aplicadas manualmente, sobre la adherencia acero-hormigón. Para ello no basta realizar ensayos monótonamente crecientes y de corta duración (15).

El método de ensayo ha sido el de *«pull-out»*, dada su sencillez y el hecho de que resulta apropiado para estudiar y comparar efectos diferentes (7), aplicando la Recomendaciones RILEM-CEB-FIP (20). No obstante, las cargas cíclicas se han aplicado a una velocidad de 200 kp/seg.

Se han utilizado dos tipos de armaduras de 16 mm de diámetro nominal: unas de acero AEH-400N y las otras de acero AE-215L. La resistencia a compresión del hormigón, determinada sobre probetas cilíndricas de 15 × 30 cm, ha dado un valor medio de 474 kp/cm^2 a la edad de 28 días, con un coeficiente de variación entre amasadas, del 3,25 %; a 180 días, la resistencia media ha sido de 498 kp/cm^2, con un coeficiente de variación entre amasadas del 5,70 %.

Se han estudiado tres estados superficiales de los dos tipos de armaduras: sin tratamiento (acero recién laminado); epoxi mordiente, y epoxi endurecido. El epoxi empleado ha sido una combinación de resinas epoxi modificadas, de dos componentes, aplicadas con brocha sobre armaduras dispuestas horizontalmente. En el tratamiento denominado «epoxi endurecido», la resina se ha aplicado 7 días antes del hormigonado, curando en ambiente de laboratorio.

A 28 días se han realizado ensayos con cargas monótonamente crecientes, convencionales, y ensayos cíclicos, en los que la tensión aplicada ha variado, dentro de cada ciclo, entre 0 y τ_u, siendo τ_u la tensión última media alcanzada en los ensayos estáticos sobre aceros sin tratamiento. El número máximo de ciclos ha sido de 50, realizando a continuación un ensayo estático hasta rotura.

A 180 días se han realizado, exclusivamente, ensayos con cargas monótonamente crecientes. A las dos edades en estudio, cada resultado es la media de los obtenidos sobre tres probetas.

RESULTADOS Y DISCUSION

1. Acero AEH-400N

1.1. *Ensayos estáticos.* Los resultados obtenidos se han representado en las figuras 2 y 3, donde, en ordenadas, se han situado las tensiones de adherencia y en abscisas los deslizamientos.

Cualitativamente, los resultados a las edades de 28 y 180 días son similares. Se aprecia que, hasta tensiones del orden de dos tercios de τ_u, los ace-

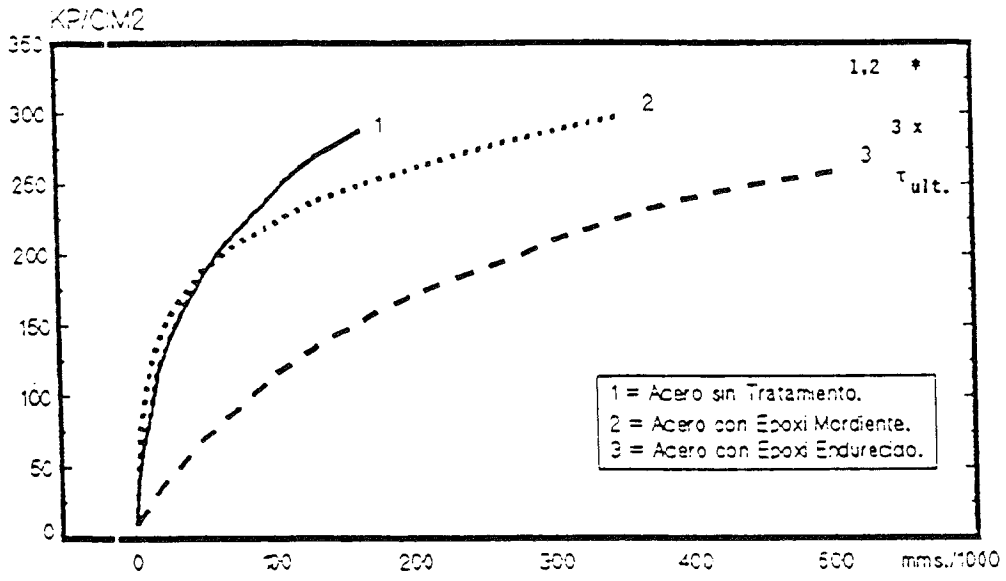


Fig. 2. Gráfica tensión-deslizamiento (28 días, carga monótona, Barras corrugadas).

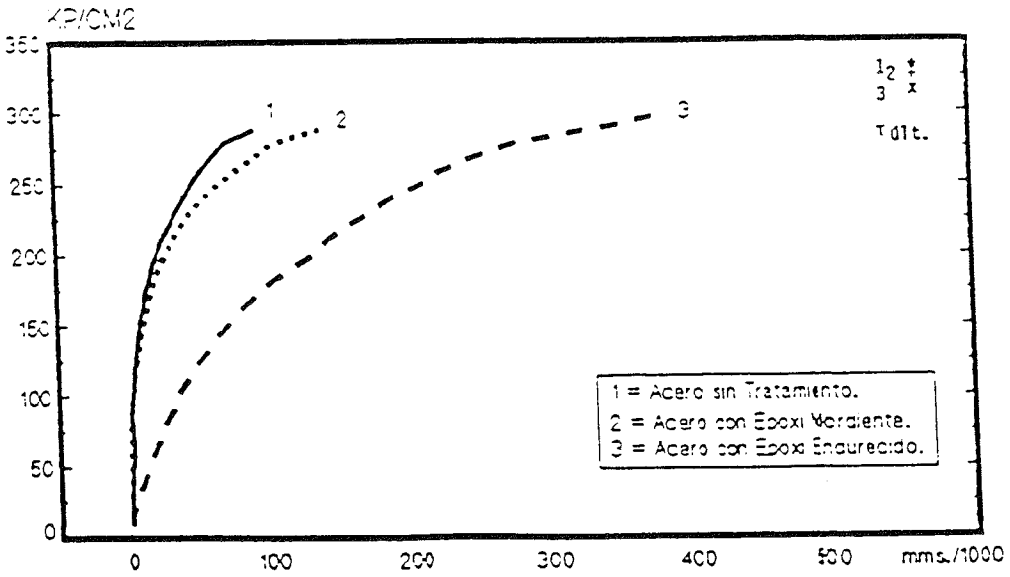


Fig. 3. Gráfica tensión-deslizamiento (180 días, carga monotona, Barras corrugadas).

ros sin tratamiento y con epoxi mordiente tienen comportamientos similares, siendo mayores los deslizamientos con el epoxi mordiente a partir del nivel tensional citado. La parcial coincidencia se debe a que el efecto de encdolado de la resina juega un papel similar al de la adhesión en el acero sin tratamiento. Para tensiones elevadas, en las que el comportamiento depende principalmente del acuñamiento en los frentes de corruga, es lógico que el epoxi mordiente dé mayores deslizamientos, a causa de la elevada deformabilidad de las resinas, la merma de rozamiento y la potencial modificación de la gometría del corrugado (18).

Ya en estos ensayos, la curva τ-d demuestra inequívocamente lo inadecuado del tratamiento «epoxi endurecido». Los mayores y diferenciales espesores de resina (con formación de «gotas»), la práctica ausencia de rozamiento acero-hormigón y la elevada deformabilidad del material de revestimiento, explican el comportamiento observado.

Es significativa la disminución de deslizamiento a 180 días, más evidente con los dos tratamientos de epoxi. En ellos, dada su mayor deformabilidad, las compresiones transversales generadas por la retracción del hormigón dan lugar a rigidizaciones relativas más acusadas.

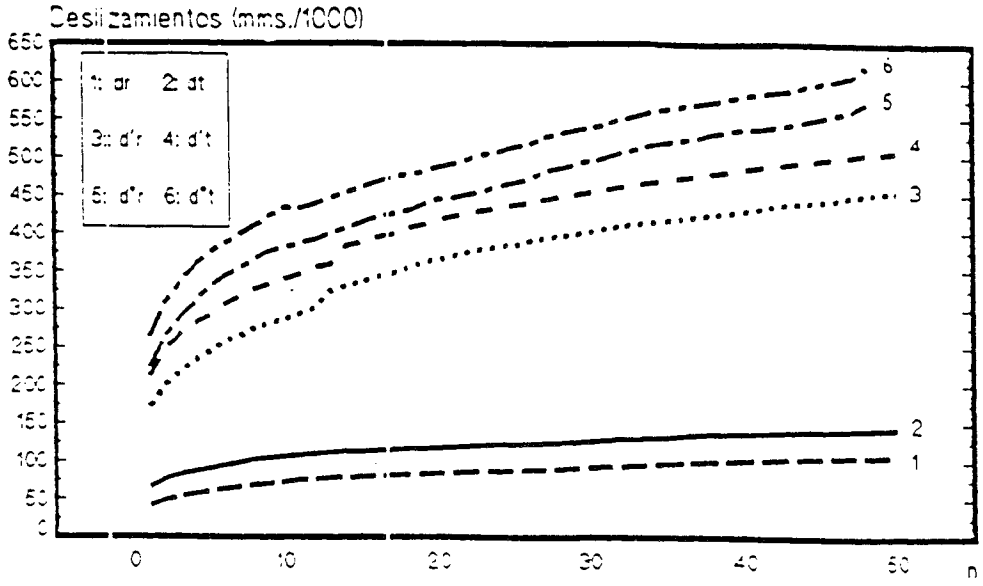


Fig. 4. Deslizamientos finales y remanentes después de cada ciclo (Barras Corrugadas).

Sólo a la edad de 28 días y con el epoxi endurecido, se ha observado una merma significativa de τ_u respecto del acero sin tratamiento (17%).

1.2. *Carga cíclica. Deslizamientos.* En la Figura 4 se han representado los deslizamientos totales, d_t, (para $\tau_b = 0{,}6\ \tau_u$), y los deslizamientos remanentes, d_r (para $\tau_b = 0$), en función del número de ciclos «n». Las curvas 1 y 2 se refieren al acero sin tratamiento, las 3 y 4 al mordiente y las 5 y 6 al endurecido; las curvas 2, 4 y 6 representan la evolución de d_t, y las 1, 3 y 5 la de d_r.

Se observa que los mayores incrementos de deslizamiento se dan en los primeros ciclos (4, 5). Posteriormente, la curva d_t-n del acero sin tratamiento es sensiblemente lineal, mientras que las de las armaduras con epoxi dan siempre pendientes mayores pero que no cesan de disminuir.

Las curvas d_r-n siguen trayectorias análogas a las de las curvas d_t-n, y ello es debido a que, dentro de cada tratamiento, la diferencia entre deslizamiento total y remanente es prácticamente una constante independiente del número de ciclos.

No obstante, cabe destacar:

a) La similitud de comportamiento de los dos revestimientos orgánicos, y el notable incremento de sus deslizamientos totales, de tal modo que, dentro de los quince primeros ciclos, el deslizamiento medio del epoxi mordiente y del epoxi endurecido ha sido 3,25 y 4,05 veces mayor, respectivamente, que el del acero sin tratamiento.

b) La mayor parte del deterioro adherente, en particular con epoxi, se ha producido ya en el primer ciclo, como se observa en la figura 5, en la que en ordenadas se ha situado el incremento de deslizamientos obtenidos en cada ciclo respecto del anterior y en abscisas el número de ciclos en escala logarítmica.

c) En el primer ciclo, los deslizamientos d_t obtenidos en el acero sin tratamiento y con epoxi endurecido son prácticamente idénticos a los registrados con ensayo estático para el mismo nivel de carga. En cambio, con epoxi mordiente, en el primer ciclo el deslizamento ha sido del orden de tres veces superior al obtenido en el ensayo estático, lo que parece deberse a una rotura brusca del efecto de encolado, como consecuencia de la mayor velocidad de carga y del nivel tensional alcanzado.

1.3. *Cargas cíclicas. Ciclo estático final.* En la figura 6 se han representado las curvas τ-d correspondiente al ensayo estático realizado tras cincuenta ciclos de carga-descarga, si bien prescindiendo de los muy distintos deslizamientos acumulados durante los ciclos previos. Se observa que, contrariamente a lo sucedido en los ensayos estáticos (figuras 2 y 3), el epoxi mordiente tiene un comportamiento algo más deficiente que el registrado en el acero sin tratamiento, lo cual, unido sobre todo a los grandes deslizamientos acumulados (figura 4), demuestra, por un lado, la insuficiencia ya mencionada de los ensayos estáticos para valorar la adherencia de las armaduras con revestimientos orgánicos (15) y, por otro, la dudosa eficacia de dichos revestimientos, desde el punto de vista adherente, al menos para rangos de carga tan elevados como los de la presente investigación. El comportamiento del acero con epoxi endurecido, ha sido muy deficiente: de las tres probetas ensayadas, una se agotó en el ciclo 19.º, otra en el ciclo 49.º y sólo la tercera soportó los cincuenta ciclos, agotándose con una carga un 15 % menor que la del acero sin tratamiento y ello además de los deslizamientos acumulados.

1.4. *Tipos de rotura.* Los tipos de agotamiento

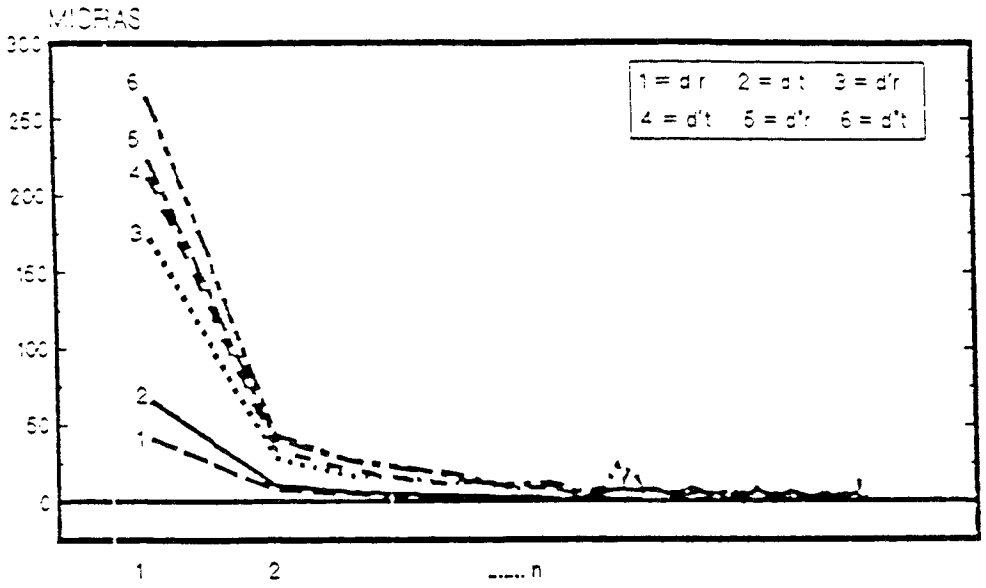
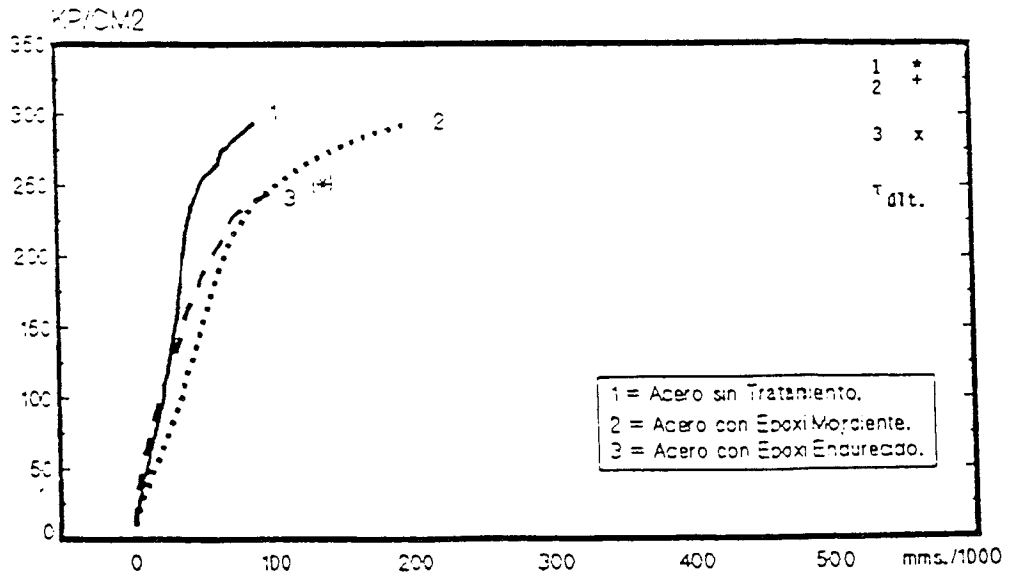


Fig. 5. Incremento de los deslizamientos finales y remanentes (Barras corrugadas).



* =Resultado de una única probeta

Fig. 6. Gráfica tensión-deslizamiento (28 días, último ciclo de carga, Barras corrugadas).

obtenidos se dan en la tabla I. Del análisis de la misma, y aunque conscientes de lo limitado de la información, parece deducirse una mayor tendencia al agotamiento con «*splitting*» cuando el revestimiento es de epoxi endurecido y, aunque en menor medida, también cuando lo es de epoxi mordiente. En cualquier caso, de ser así, se está en concordancia con la hipótesis de agotamiento formulada por Treece y Jirsa (18), según la cual los revestimientos epoxídicos disminuyen o anulan el rozamiento entre el hormigón y el frente oblícuo de las corrugas, favoreciéndose en consecuencia la expulsión hacia el exterior de las cuñas de hormigón plastificado y, por tanto, la tendencia al agotamiento con «*splitting*».

2. Acero AE 215L.

2.1. *Ensayos Estáticos.* Los resultados obtenidos se dan en las figuras 7 y 8 en forma de curvas τ-d.

Al igual que con el acero AEH-400N, los resultados a 28 y 180 días son cualitativamente similares. A ambas edades:

Tabla 1

Tipos de rotura de las probetas del «pull-out»

	TIPO DE TRATAMIENTO	HISTORIA DE CARGA		
		Carga monótona (28 días)	Carga monótona (180 días)	Carga cíclica (28 días)
Barras corrugadas	Sin tratamiento	«Splitting» Deslizamiento Deslizamiento	Rotura barra Rotura barra Deslizamiento	Rotura barra «Splitting» «Splitting»
	Epoxi mordiente	«Splitting» «Splitting» «Splitting»	«Splitting» Rotura barra Rotura barra	«Splitting» «Splitting» «Splitting»
	Epoxi endurecido	«Splitting» «Splitting» «Splitting»	«Splitting» «Splitting» «Splitting»	«Splitting» «Splitting» «Splitting»
Barras lisas	Todos	Deslizamiento		

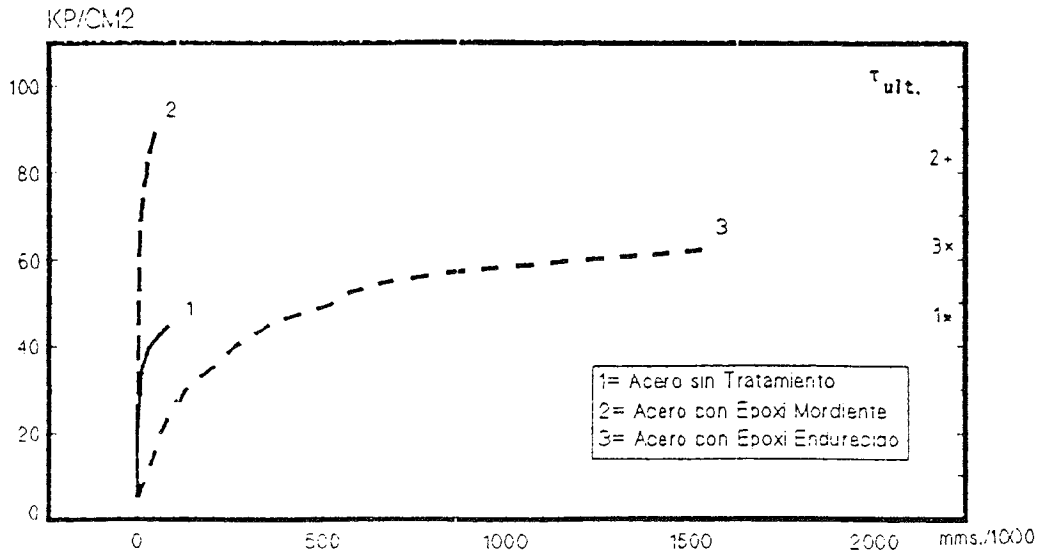


Fig. 7. Gráfica tensión-deslizamiento (28 días, carga monótona, Barras lisas).

a) Los aceros sin tratamiento y con epoxi mordiente tienen un comportamiento casi idéntico hasta tensiones de más de 50 % de τ_u sin tratamiento. En cambio, son muy importantes, desde el inicio de la aplicación de las cargas, los deslizamientos del acero con epoxi endurecido, por las mismas causas expuestas en 1.1.

b) Dado que el mecanismo adherente del acero liso sólo moviliza las componenetes de adhesión y rozamiento, el encolado (adhesión) provocado por el epoxi mordiente ha impedido prácticamente los deslizamientos hasta tensiones próximas a τ_u, incrementando notablemente dicho valor último.

c) El menor valor de τ_u se ha obtenido con el acero sin tratamiento; el siguiente, con el epoxi endurecido, y el tercero, con el epoxi mordiente, no obstante lo cual puede considerarse inadecuado el tratamiento con epoxi endurecido, por sus deslizamientos. Además, cabe matizar que la notable mejora mecánicas obtenida con el epoxi mordiente va acompañada de una importante y no deseable pérdida de ductilidad para tensiones elevadas.

2.2. *Carga Cíclica. Deslizamientos.* En la figura 9 se han representado los deslizamientos totales, d_t, y los deslizamientos remanentes, d_r, de cada ciclo de carga, de modo análogo al utilizado en la figura 4 (apartado 1.2).

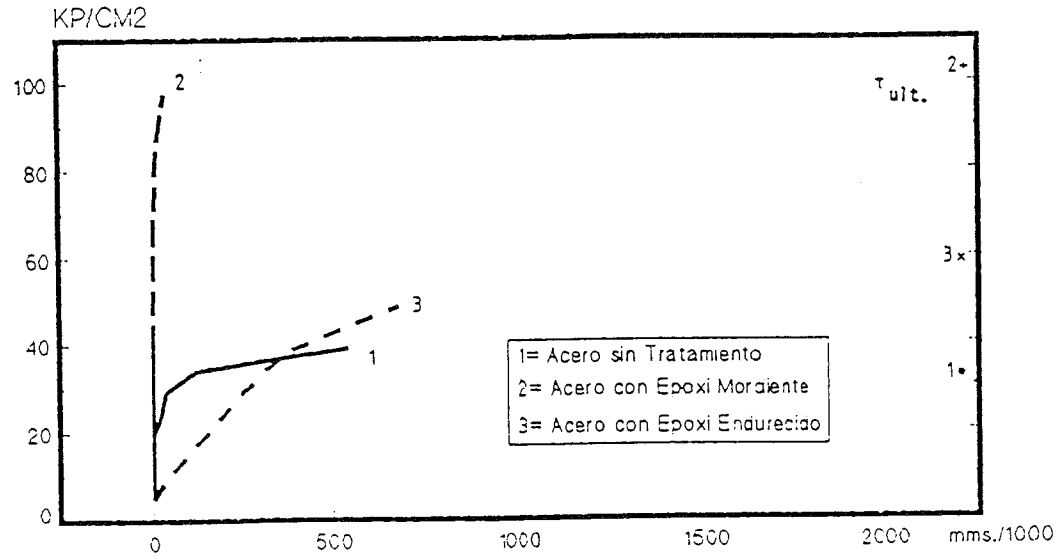


Fig. 8. Gráfica tensión-deslizamiento (180 días, carga monótona, Barras lisas).

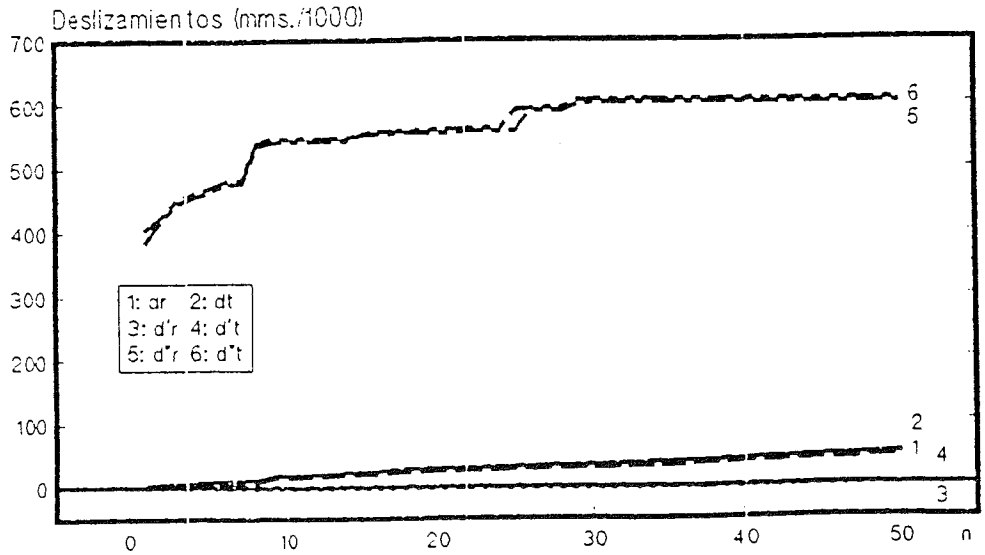


Fig. 9. Deslizamientos finales y remanentes después de cada ciclo (Barras lisas).

Como en el acero corrugado, con epoxi endurecido los mayores incrementos de deslizamiento se dan en los primeros ciclos (4, 5), siendo el mayor, y de carácter prácticamente irrecuperable, el del ciclo 1.º (7) (figura 10).

El comportamiento del acero sin tratamiento tiene las características esperadas y concordantes con lo visto para el acero AEH-400.

Por contra, en el acero liso con epoxi mordiente, los deslizamientos d_t han sido irrelevantes en todos los ciclos de carga. Sin embargo, es fundamental destacar que, al haberse aplicado tensiones máximas iguales al 60 % de la τ_u del acero sin tratamiento y tener el mordiente una τ_u 1,83 veces mayor, respecto de ésta, realmente, se han aplicado tensiones máximas en cada ciclo del 33 %, cuando en el acero AEH-400N, donde las τ_u del acero sin tratamiento y del acero con epoxi mordiente eran casi idénticas, sí que en los ensayos cíclicos se trataba también de aproximadamente el 60% de la τ_u de las barras con expoxi mordiente. Cabe concluir, por tanto, que los 50 ciclos de carga que tan nocivos resultaron con epoxi mordiente sobre acero corrugado, no lo han sido para el liso, si bien, dada la gran diferencia de tensiones relativas aplicadas, no son comparables los resultados, quedando pendiente de investigación el caso del acero liso con epoxi

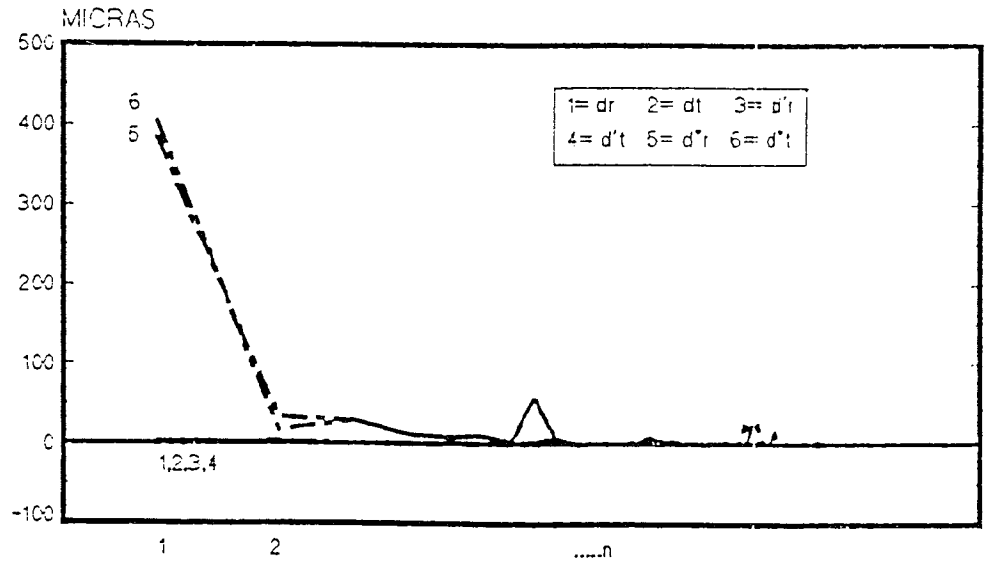


Fig. 10. Incremento de los deslizamientos finales y remanentes (Barras lisas).

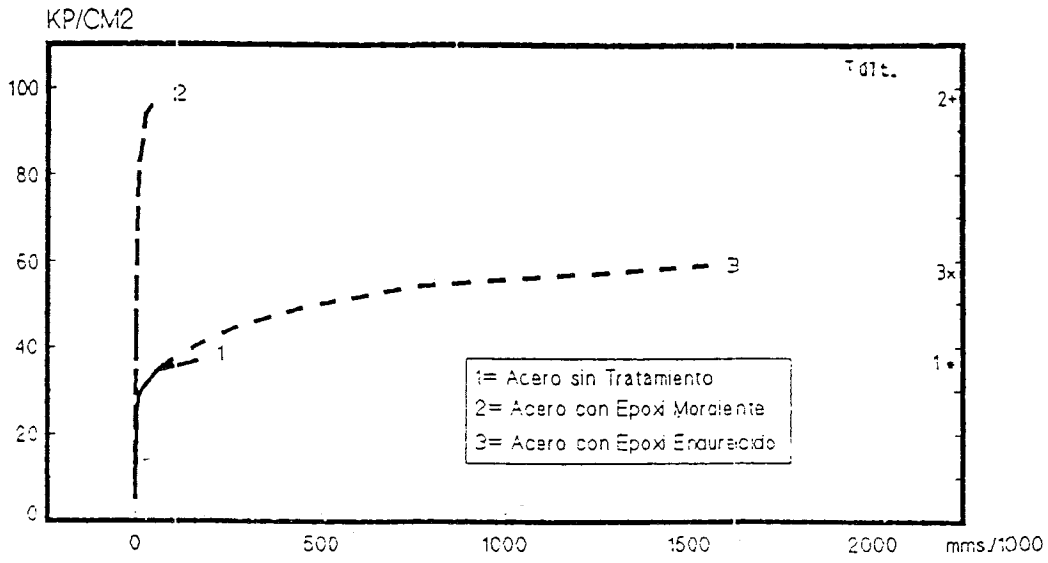


Fig. 11. Gráfica tensión-deslizamiento (28 días, último ciclo de carga, barras lisas).

mordiente para tensiones más elevadas. Sólo después de que se confirmara un buen comportamiento con tales tensiones, podría utilizarse en los cálculos el incremento de τ_u registrado en el acero liso con este tratamiento.

Con los tres tratamientos se confunden las curvas d_t-n y d_r-n. Es decir, prácticamente no ha existido recuperación de deslizamiento al finalizar cada ciclo, que es tanto como decir que las ramas de descarga han sido sensiblemente verticales (7).

2.3. *Cargas Cíclicas. Ciclo Estático Final.* En la figura 11 se han representado las curvas τ-d del ensayo estático final hasta el agotamiento, realizado tras los 50 ciclos de carga-descarga, prescindiendo en al representación de los deslizamientos acumulados en los ciclos previos.

Cualitativamente, los diagramas son muy similares a los estáticos, apreciándose una considerable rigidización derivada de los ciclos de carga con el tratamiento epoxi endurecido, que en realidad es en

cierto modo equívoca dados los grandes deslizamientos acumulados con anterioridad. En consecuencia, cabe seguir descartando el tratamiento con epoxi endurecido y sigue pendiente, tras ensayos con tensiones relativas más elevadas, el aprovechamiento del incremento notable de τ_u obtenido con epoxi mordiente.

2.4. *Tipos de Rotura.* Los tipos de agotamiento obtenidos se dan en la tabla 1. Como cabía esperar, en ensayos de *«pull-out»* y con acero liso, ni siquiera con epoxi endurecido y, por tanto, con la «gotas» de resina derivadas del sistema de aplicación, se han producido agotamientos con *«splitting»*.

CONCLUSIONES

De los resultados de los 54 ensayos de *«pull-out»* realizados (36 estáticos y 18 cíclicos), pueden extraerse las siguientes conclusiones:

1. Los ensayos estáticos son insuficientes para valorar el comportamiento adherente de resinas epoxi líquidas aplicadas manualmente.

2. Tanto los ensayos estáticos como los cíclicos han demostrado que hormigonar tras el endurecimiento de la resina, conduce en acero lisos y corrugados a mermas inaceptables de su capacidad adherente.

3. Los ensayos estáticos efectuados sobre barras corrugadas con epoxi mordiente han dado resultados de τ_u prácticamente idénticos a los obtenidos con dichas barras sin tratamiento.

4. Los ensayos cíclicos efectuados sobre barras corrugadas, con epoxi mordiente, aún sin mermas significativas de τ_u, hacen dudar de lo adecuado de dicho tratamiento frente a historias de carga como las aplicadas en estos ensayos. Es un tema que precisa de más investigación.

5. Los ensayos estáticos efectuados sobre barras lisas con epoxi mordiente han dado incrementos de τ_u del 83 % y del 209 % a 28 y 180 días, respectivamente,en relación con los obtenidos con acero liso sin tratamiento.

6. Tras los ensayos cíclicos efectuados sobre barras lisas con epoxi mordiente, se han obtenido, en el último ciclo hasta rotura, incrementos de τ_u similares a los registrados en los ensayos estáticos, lo cual puede avalar el tratamiento con epoxi mordiente en barras lisas. Sin embargo, se requieren estudios adicionales para rangos de carga más elevados.

AGRADECIMIENTOS

El presente trabajo se inscribe dentro del Proyecto de Investigación financiado dentro del I Plan Nacional de Investigación titulado: «Materiales para la Reparación de Estructutas Dañadas por Corrosión de Armaduras: Caracterización y Comportamiento en Servicio».

BIBLIOGRAFIA

1. H. W. REINHARDT, J. BLAAUWENDRAAD. Prediction of Bond Between Steel and Concrete by Numerical Analysis. *Materiaux et Constructions.* RILEM. Vol. 17, n.º 100, julio-agosto, 1984.

2. D. H. JIANG, S. P. SHAH, A. T. ANDONIAN. Study of Transfer of Tensile Forces by Bond. *ACI Journal*; mayo-junio, 1984.

3. R. TEPFERS. Fatigue Performance of Concrete Components and Structures. *C.E.B. Bull.* n.º 185; mayo, 1988.

4. P. PLAINES, T. TASSIOS, E. VINIZELEOU. Bond Relaxation and Bond-Slip Creep Under Monotonic and Cyclic Actions. Bond in Concrete. Applied Science Publishers Ltd. Londres, 1982.

5. G. L. BALAZS. Bond Behaviour Under Repeated Load. *C.E.B. Bull.* n.º 185; mayo, 1988.

6. C.E.B. G.T.G. XV: FATIGUE OF CONCRETE STRUCTURES. Fatigue of Concrete Structures. State-of-the-Art-Report. *C.E.B. Bull.* n.º 188; junio, 1988.

7. F. S. ROSTASY, B. KEPP. Time-Dependence of Bond. Bond in Concrete. Applied Science Publishers Ltd. Londres, 1982.

8. N. M. HAWKINS, I. J. LIN, F. L. JEANG. Local Bond Strength of Concrete for Cyclic Reversed Loadings. Bond in Concrete. Applied Science Publishers Ltd. Londres, 1982.

9. K. TUUTTI. Service Life of Structures with Regard to Corrosion of Embedded Steel. Performance of Concrete in Marine Environment. ACI Publication SP-65. Detroit, 1982.

10. C.E.B. T.G. XII. Assesment of Concrete Structures and Design for Upgrading (Redesign). *C.E.B. Bull.* n.º 162, agosto, 1983.

11. J. CALAVERA. Proyecto y Cálculo de Estructuras de Hormigón para Edificios. Tomo II. *INTEMAC.* Madrid, 1985.

12. B. PEREPEREZ, E. BARBERA, E. J. GIMENEZ, L. V. GARCIA. Intervenciones en Estructuras de Edificación de Hormigón Armado por Corrosión de las Armaduras, Atmósfera Marina. IV Congreso Español de Corrosión y Protección. Madrid, febrero, 1986.

13. ACI COMMITTEE 318. Building Code Requeriments for Reinforced Concrete (ACI 318-83/86-R). *A.C.I.*, Detroit, 1986.

14. R. G. PIKE, R. E. HAY, J. R. CLIFTON, H. F. BEEGHLY, R. G. MATHEY. Nonmetalic Coatings for Concrete Reinforcing Bars. *Publics Road*, V. 37, n.º 5, junio, 1973.

15. J. R. CLIFTON, R. G. MATHEY, E. D. ANDERSON. Creep of Coated Reinforcing Bars in Concrete. Journal of the Structural Division, A.S.C.E., octubre, 1979.

16. D. W. JOHNSTON, P. ZIA. Bond Fatigue of Expoxi Coated Reinforcing Bars. *Materiaux et Constructions*. RILEM. vol. 17, n.º 97, 1984.

17. K. KOBAYASHIE, K. TAKEWAKA. Experimental Studies on Epoxy Coated Reinforcing Steel for Corrosion Protection. *The international Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*. Vol. 6. n.º 2, mayo, 1984.

18. R. A. TREECE, J. O. JIRSA. Bond Strength of Epoxy-Coated reinforcing Bars. *ACI Materials Journal*. Marzo-Abril, 1989.

19. A.S.T.M. Standard Specification for Epoxy-Coated Reinforcing Steel Bars. A.S.T.M. A 775/ A 775M-84.

20. C.E.B. COMISSION VII: RILEM-CEB-FIP Recommendations on Reinforcement Steel for Reinforced Concrete. CEB News n.º 73, mayo, 1983.

RESUMEN

En este trabajo se presentan los resultados de un estudio realizado sobre la adherencia con el hormigón, de barras lisas y corrugadas, sin tratamiento o con revestimientos de resinas epoxi líquidas aplicadas manualmente (mordientes o endurecidas). Entre los resultados obtenidos destaca la pérdida sustancial del comportamiento adherente de los dos tipos de barras con revestimientos de resinas epoxi endurecidas, con cargas estáticas y cíclicas, así como de las barras corrugadas con epoxi mordiente, bajo cargas cíclicas.

SUMMARY

The results of an study on bond behaviour, between concrete and plain and corrugated reinforcing steel bars, with or not epoxy coating handly applied, are shown. Should be remarqued the lost of bond behaviour of reinforcing steel bars with hardened epoxy coating under static and cyclic loads, and also of the corrugated steel bars with epoxy coating not hardened under ciclyc loads.

Manual de conservación de puentes pretensados H.P.7

Florencio J. del Pozo Vindel
Prof. Dr. Ing. de Caminos

En el año 1983 se publicó el manual de Recomendaciones para la Conservación de Obras Pretensadas, H.P.6-83, de nuestra Asociación. En la XI[a] Asamblea celebrada en Santander, el coordinador del grupo de trabajo del mencionado manual, D. Ramón del Cuvillo, presentó una comunicación en la que recomendaba la continuación de la labor emprendida por la Asociación en dicho campo, mediante el desarrollo posterior de los conceptos generales contenidos en el manual, aplicándolos al ámbito de los puentes pretensados. Dicha recomendación estaba basada en el gran número de estructuras de este tipo existentes y en la gran importancia que su conservación presenta, tanto desde el punto de vista social como económico.

La Junta Directiva de nuestra Asociación, haciéndose eco de la mencionada recomendación, adoptó, en los primeros meses del año 1985, la decisión de emprender la redacción de un nuevo manual para la conservación de puentes pretensados, encargándome la coordinación de dicha labor. El día 8 de Marzo de 1985 se realizó la constitución y primera reunión del grupo de trabajo, integrado por miembros voluntarios de nuestra Asociación, especialistas en los distintos aspectos de la Conservación.

En el momento actual, tras haberse realizado cuarenta y dos reuniones durante estos años, los trabajos de redacción se encuentran concluidos, estándose desarrollando la fase de últimas correcciones y preparación para la edición, que esperamos pueda efectuarse antes de finalizar el año 1990.

La presente comunicación tiene por objeto la exposición de las líneas fundamentales del manual H.P.7, resultado final de los mencionados trabajos, cuya elaboración ha sido realizada dentro del marco de las líneas generales y conceptos básicos contenidos en el Manual H.P.6-83, al que desarrolla. La organización del Manual se establece según el siguiente esquema:

1. Introducción, definiciones y consideraciones previas.
2. Inspección.
3. Valoración.
4. Mantenimiento.
5. Documentación.
6. Recomendaciones para la viabilidad y optimización de la Conservación.
7. Clasificación de defectos típicos de Puentes Pretensados.
8. Anejos.

El primer aparato comienza con los antecedentes, definición de la terminología utilizada y campo de aplicación del Manual. A continuación, se definen los objetivos del mismo y se justifica la necesidad de conservar los puentes pretensados. Finalmente, este apartado incluye dos clasificaciones, que enmarcan el resto del contenido del Manual. La primera de ellas corresponde a los puentes, tipificándolos por su función, ubicación, condicionantes externos (clima, agresividad del medio ambiente, terreno) y estructura (Infraestructura, Subestructura, Superestructura). El objetivo final de esta primera clasificación es caracterizar a cada puente por todos los aspectos que pueden resultar fundamentales desde el punto de vista de la Conservación. La segunda clasificación se refiere a los elementos pertenecientes a la superestructura (plataforma), subestructura (pilas, estribos), infraestructura (cimentaciones) y elementos de conexión (apoyos, topes ...). Los elementos no estructurales incluyen aquellos elementos auxiliares necesarios para que el puente realice su función, así como los elementos de protección de la propia estructura. En ambos casos, la clasificación incluye las tipologías habituales de cada clase de elemento, permitiendo identificar cualquiera de ellos. Ambas clasificaciones han sido codificadas, pudiendo utilizarse en el desarrollo de un sistema general de documentación para el control de la conservación de una red.

En el segundo apartado se clasifican, en primer lugar, los diferentes tipos de inspecciones (rutinaria, principal y especial), indicándose sus caracte-

rísticas, utilidad y forma de realización. Por otra parte, se describe la sistemática para la planificación de las mismas y la correcta documentación de los resultados obtenidos. Finalmente, se evalúan los medios humanos y materiales necesarios para la realización de cada tipo de inspección.

La valoración del estado de una estructura, desde el punto de vista de su Conservación, se desarrolla en el apartado siguiente. En general, el criterio básico para la valoración del estado de un puente es la seguridad estructural, que puede analizarse mediante estudios teóricos, experimentales o mixtos, cuya metodología se describe en profundidad. No obstante, existen otros criterios cuya incidencia en casos particulares puede resultar decisiva, como los criterios funcionales, económicos, estéticos, ecológicos, etc.

A continuación se desarrollan los objetivos del plan de mantenimiento, definiéndose su alcance y delimitándose sus actuaciones con respecto a las correspondientes a los refuerzos. Se describe de forma detallada la organización de los trabajos, destacando la gran importancia de los correspondientes a mantenimiento rutinario y preventivo, cuyas operaciones pueden ser realizadas con medios humanos y materiales limitados, y cuyos resultados pueden producir grandes beneficios económicos, al evitar el deterioro del puente y la consiguiente necesidad de intervenciones especializadas y reparaciones.

Dentro del apartado de Documentación, se analiza su utilidad, no sólo desde el punto de vista de la conservación particular de un puente dado, sino también desde el de gestión de una red, que permite el establecimiento de prioridades y la asignación adecuada de los recursos. Asimismo, se estudia la importancia que una correcta documentación tiene, como base de datos para la investigación y el establecimiento de criterios generales. Por otra parte, se expone la información que debe contener la Documentación, contemplándose no sólo los aspectos propios de la Conservación, sino todos los relativos a antecedentes, proyecto y construcción de la estructura. Finalmente, se analiza la organización de la Documentación, diferenciándose entre la documentación de base y la codificada, y analizándose el contenido de cada una de ellas, en función de la utilización que se le pretenda dar.

Se exponen, en el siguiente apartado, una serie de recomendaciones que posibilitan, facilitan y optimizan las labores propias de la Conservación, tanto desde el punto de vista de inspección como de mantenimiento. Estas recomendaciones tienen en cuenta, no sólo los aspectos relativos al proyecto de la estructura, sino también los que deberán considerarse durante las etapas de su construcción y explotación.

A continuación, se presenta una relación clasificada de los defectos más típicos en puentes pretensados, analizándose su importancia, posibles causas, consecuencias y métodos de reparación. Esta clasificación resulta de gran interés para la realización de las inspecciones y la evaluación de los resultados de las mismas.

Finalmente, se incluyen cuatro anejos que recogen aspectos especializados, pero de gan interés para la Conservación. En el primero de ellos, se describen las técnicas de auscultación susceptibles de utilización en las inspecciones especiales de puentes. El segundo está dedicado al análisis del funcionamiento estructural de un puente en un instante dado. En el tercer anejo, se recogen los medios y técnicas empleados habitualmente para la reparación y refuerzo de puentes pretensados. Finalmente, se incluyen, en un último anejo, las consideraciones sobre la utilización del pretensado y sus ventajas, en la realización de ciertos tipos de reparaciones y refuerzos de puentes.

Para terminar, consideramos que resultaría de gran interés proseguir la labor que la Asociación se ha impuesto dentro del campo de la Conservación. En este sentido, dada la gran importancia económica y social de los elementos pretensados utilizados en edificación, proponemos a esta Asamblea la realización de un nuevo manual que contemple los aspectos específicos que la conservación de este tipo de elementos presenta.

RESUMEN

Se presentan los resultados alcanzados por el Grupo de Trabajo encargado de la realización del «Manual de Conservación de Puentes Pretensados, HP-7», cuya labor ha sido desarrollada en los últimos años.

Este Manual desarrolla y amplía las recomendaciones contenidas en el Manual HP-6, particularizándolas para el caso de Puentes Pretensados, manteniendo su misma orientación y directrices.

SUMMARY

This paper presents the final results of «Working Group for Handbook of Maintenance of Prestressed Bridges HP-7», which labour has been developed during the last years.

The Handbook extends the directives of the HP-6 Handbook for the specific case of prestressed bridges, with the same orientation and aim.

Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón

Por xiadas, por calores,
desde qu'amañece o dia
dou á terra os meus sudores,
mais canto esa terra cria,
todo... todo é dos señores.

(Rosalía de Castro)

Por Antonio González Serano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Patología, Análisis, Reparación de Estructuras, Peritajes e Informes

A Tely:
Na Sua Lembraza.

EXPLICACION DEL SISTEMA

El sistema de reparación, totalmente general e innovador, que vengo utilizando, con gran eficacia, para reforzar estructuras de hormigón, tanto armado como pretensado, consiste en utilizar conectores de unión entre el hormigón nuevo y el hormigón viejo. Estos conectores son análogos a los que convencionalmente se vienen utilizando en estructuras mixtas, y se han podido utilizar en el hormigón, de forma práctica, gracias a los nuevos morteros de altas resistencias que existen últimamente en el mercado, que llegan a alcanzar tensiones de rotura de hasta 1.400 kg/cm^2.

El conector que utilizo, véase figura 1, es un redondo de 12 mm de diámetro, doblado en una especie de patilla, que se ancla en un taladro que se hace en el hormigón que se va a reforzar. El diámetro y la longitud de estos taladros son función de la resistencia del hormigón que se desea reforzar. El diámetro, para hormigones de resistencias normales, lo elijo alrededor de 20 mm, que es el diámetro mínimo que permite colocar el mortero de alta resistencia utilizado.

De todos es conocido que la longitud de anclaje de una armadura es función de su límite elástico, y de la resistencia del hormigón en que está inmersa. En la tabla 40.3 de la E.H.-88 vigente, se dan los coeficientes m en función de f_{ck} para distintos tipos de acero. Si se dibuja la curva m-f_{ck}, para un determinado tipo de acero, se ve claramente que el coeficiente m decrece muy rápidamente a medida que f_{ck} crece linealmente. Si se extrapola la curva para valores de H-1.000 ó H-1.200, ó se toman los valores de m de otras Instrucciones, dónde se exprese m con una fórmula matemática, como ocurre en la E.P-80 vigente, (véanse comentarios al art. 19.5.3), se observa que las longitudes de anclaje impuestas por esta limitación son reducidísimas.

Ahora bien, esto sólo nos dice que la longitud de anclaje del conector, en el hormigón en el que está inmerso, es una longitud reducida. Además, hay que estudiar el anclaje del hormigón de alta resistencia en el hormigón que se va a reforzar, hormigón que está armado en su eje con un redondo de 12 mm.

Este anclaje se estudia, además, considerando al anclaje inmerso en el hormigón que se trata de reforzar,como si fuera un pilote-corto enterrado en un semiespacio elástico de Boussinesq. Teoría que figura en innumerables tratados de Geotécnia.

Cimientos y Mecánica del Suelo. Este pilote corto está solicitado por un esfuerzo tangente, que es paralelo a la interface entre ambos hormigones, y que está aplicado en el baricentro de la parte saliente del conector.

El Código ACI-318, en el Capítulo 17, al tratar de piezas compuestas solicitadas a flexión, obliga a anclar los redondos pasantes, a ambos lados de la interface, para poder alcanzar su máxima capacidad mecánica. Esta situación, que evidentemente está del lado de la seguridad, no se corresponde con la realidad, que es la que se expuso en el párrafo precedente. Yo entiendo que no es posible generar un esfuerzo perpendicular al plano de la interface, cuando el recrecido es de grandes dimensiones y de débil espesor, tal y como se puede ver en la figura 1.

La disposición del Código ACI, se basa en el mecanismo de funcionamieno del Shear Friction (cuya formulación coincide con la de la Regla de Cosido Española). Este mecanismo consiste, según se explica en los comentarios al art. 11.7.3, en que se puede producir una fisura potencial en la interface y, en este caso, se despega un borde del plano de la fisura, mientras que se comprime el borde opuesto. De esta forma se producen dos bloques de esfuerzos, uno de tracciones y el otro de compresiones, iguales entre sí. En estado último, el cortante se supone que se resiste por el rozamiento que genera el bloque de compresiones en la interface y el efecto pasador de la armadura que atraviesa la fisura potencial. Este razonamiento, que está muy del lado de la seguridad, es totalmente válido en el caso de una viga o de una ménsula corta, por ejemplo, pero no tiene sentido físico en el caso de un recrecido sometido a un esfuerzo rasante puro, que se arma con conectores cortos, dónde es más lógica la hipótesis del trabajo del conector como pilote corto.

En el razonamiento y deducción de la fórmula de la regla de cosido, el esfuerzo rasante en la interface se equilibra por unas bielas a compresión en el hormigón y por unas tracciones en la dirección de las armaduras, tal y como se puede ver en cualquier bibliografía especializada.

Al ser el diámetro del taladro, superior al del redondo que aloja, las presiones y tensiones entre ambos hormigones se ven rápidamente reducidas, con respecto a los valores de las tensiones y presiones que se producen entre el conector y el hormigón de alta resistencia que lo envuelve.

Existen varios tipos comerciales de hormigones de altas resistencias. Hormigones que se suministran premezclados, y a los que tan sólo hay que añadir agua. Yo utilizo el Betec 110, ya que es el que mejor me ha respondido en los ensayos que se hicieron al respecto.

El fabricante de este producto, indica que el material es autonivelante, con alta fluidez (hecho que permite efectuar rellenos de débil espesor por gravedad), no tiene retracción, es altamente básico (Ph = 12,8), y su mínima resistencia garantizada, con máxima dosificación de agua, es de 925 kg/cm^2. Reduciendo la cantidad de agua de amasado, yo he obtenido resistencias de 1.430 kg/cm^2, con consistencias casi fluidas.

Un punto muy importante que hay que conseguir, es una superficie intencionadamente rugosa, como indica el art. 15.5.2.3 del Código ACI-318. Para este fin yo utilizo martellinas o bujardas, que se acoplan a un martillo convencional, tipo Hilty o similar, que se manejan fácilmente por su reducido peso, tal y como se puede ver en las fotografías 2 y 3.

Si el hormigón que hay que reforzar es de peor calidad, se deben crear rugosidades mayores, creando entrantes y salientes y/o rompiendo irregularmente las esquinas, por ejemplo, ya que unas irregularidades muy fuertes sustituyen perfectamente a los conectores. Véase, por ejemplo, la conexión que se hizo por pura geometría, cuando reforcé un forjado reticular, introduciendo los nervios del forjado en la losa inferior de refuerzo. Véase publicación (2).

Con el abujardamiento se consigue una superficie limpia, sin la lechada superficial, con los áridos al descubierto e intencionadamente rugosa, como prescribe, por ejemplo, el Código ACI.

Los taladros en la retícula de cálculo, se hacen con la misma taladradora Hilty antes descrita. Véase figura 4. Estos taladros se deben hacer ligeramente inclinados, para facilitar el llenado posterior.

En una fase posterior, estos taladros se deben limpiar, usando un fuelle, por ejemplo, tal y como se ve en la figura 5.

A continuación, se deben llenar de agua, durante las seis horas previas al hormigonado. Agua que se debe extraer totalmente, antes de rellenar el taladro con el mortero de alta resistencia elegido. Una vez que el taladro no tenga ningún resto de agua, se rellenará con el mortero de alta resistencia, y a continuación se introducirá el conector con una ligera presión de los dedos. Si hubiera que golpear el conector para introducirlo en el taladro, esto indicará que el diámetro del mismo es insuficiente.

El hormigón abujardado y con los taladros, se verá como se muestra en la figura 6. Los conectores colocados se ven en la figura 7.

El número de conectores que hay que disponer, se ha de deducir del cálculo. Como publicaciones reconocidas está el Capítulo 17 del Código ACI (20), o la publicación de Dardare J. (véase bibliografía 21), por ejemplo.

El cálculo de los conectores se puede hacer en base a unas disposiciones mínimas, tal como indica el Código ACI. Si se cumplen unas cuantías mínimas de conectores, el Código garantiza unos rasantes en agotamiento, que varían en función de si la superficie es lisa o intencionadamente rugosa.

Si se sobrepasan los rasantes anteriores, los conectores se deben calcular con la teoría del Shear Friction del Código ACI. Esta teoría se puede aplicar, obviamente, aunque no se sobrepasen dichos rasantes.

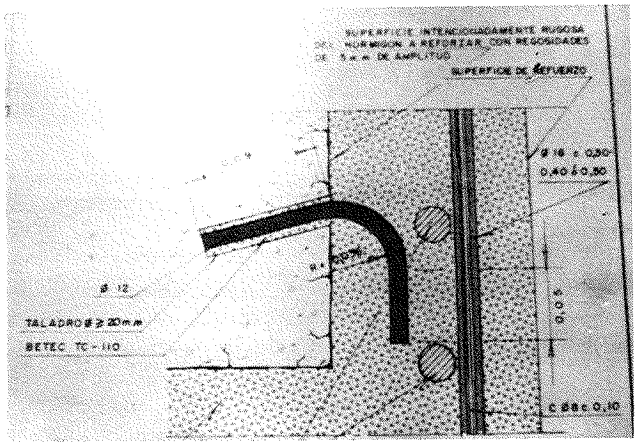


Fig. 1.

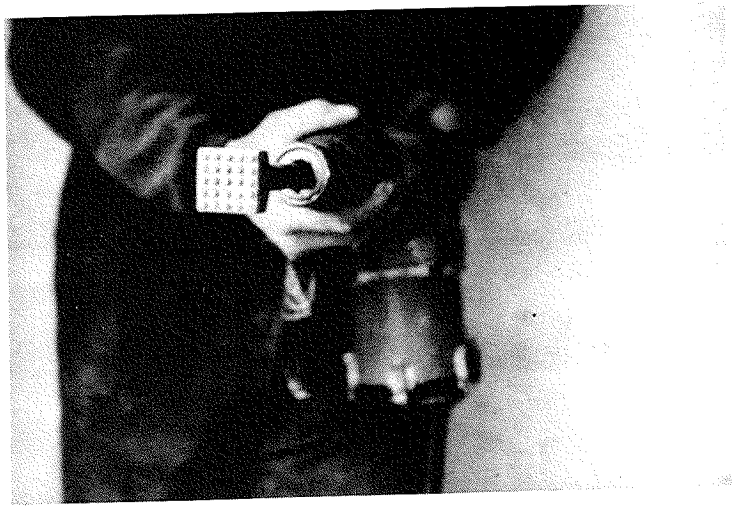


Fig. 2.

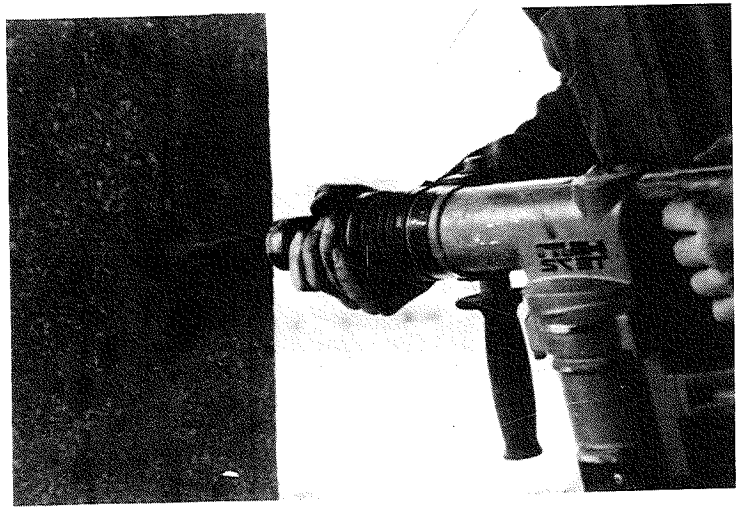


Fig. 3.

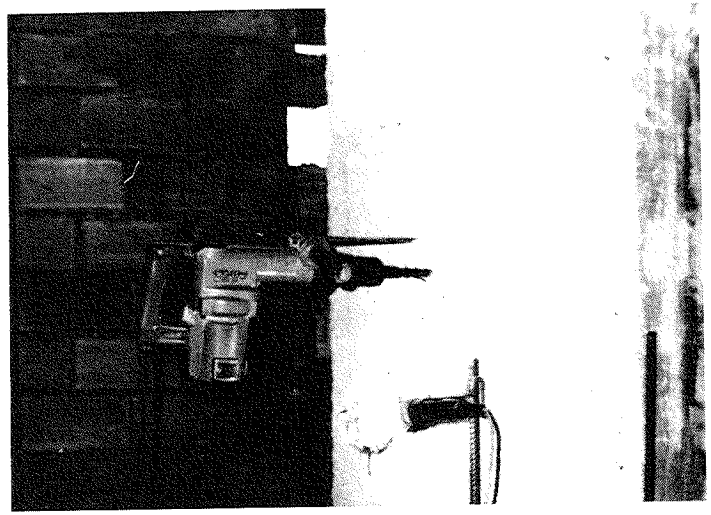


Fig. 4.

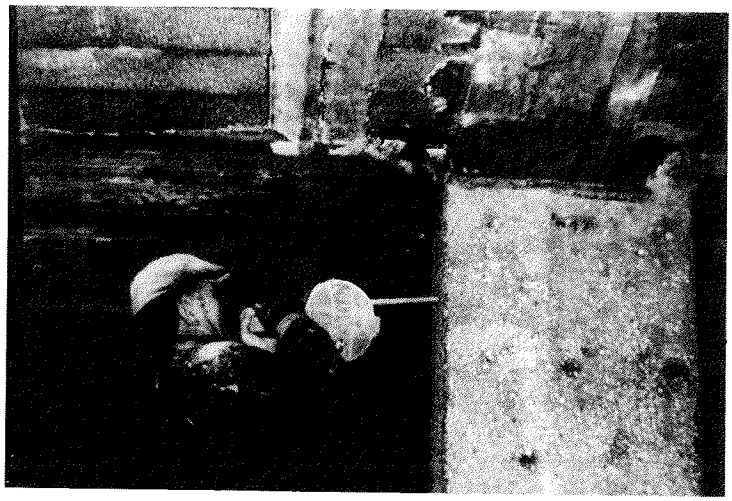


Fig. 5.

Fig. 6.

Fig. 7.

Estos cálculos obligan a anclar el conector, para la totalidad de su capacidad mecánica, a ambos lados de la interface, para ser consecuentes con lo prescrito en el citado Código.

La otra disposición posible, es colocar y diseñar el conector que se expone en esta Comunicación, calculándolo como un pilote-corto, como se ha dicho.

En todos los casos, se debe observar una distancia mínima entre conectores, y un número mínimo de conectores por m^2, para absorber uniformemente unos esfuerzos que también se producen de forma uniforme. Yo elijo siempre una disposición mínima en retícula de 40 × 40 cm, con independencia de los valores de los cálculos.

CONSIDERACIONES QUE INVALIDAN OTRAS FORMAS DE CONEXION

La E.H.-88 define, en el anejo 5, la tensión media de adherencia y la tensión última de adherencia, para que las barras se puedan considerar de alta adherencia. Esto es así, porque se ha de cumplir la hipótesis de Navier en las secciones de hormigón. En las uniones que hagamos con conectores también habrá que garantizar que no existe movimiento relativo entre los hormigones situados a ambos lados de la interfase.

Si nosotros precisamos de un taladro de gran diámetro, no es comveniente rellenarlo, por esta razón, de una resina, en lugar de rellenarlo de un mortero de alta resistencia, porque la resina, (que tiene un módulo de elasticidad mucho más bajo que el hormigón y un coeficiente de dilatación térmica mayor y por tanto diferente), presenta un fenómeno de fluencia importante («creep»), cuando los espesores superan los 2 ó 3 mm que se consideran «críticos»; hecho que invalidaría la utilización del conector.

Para mejorar el módulo de elasticidad se suelen fabricar morteros de resinas, agregándoles, como inertes, harina de sílice o cuarzo coloidal. Este módulo de elasticidad disminuye alarmantemente cuando la temperatura sobrepasa un valor crítico, que ronda los 40 °C, (véase publicación 22), hecho que por sí mismo invalidaría esta solución, cuando tuviera que estar en contacto con temperaturas próximas a la crítica.

Ahora bien, la resina puede mejorar la adherencia del conector, si se coloca en breve espacio de tiempo, antes de que ésta fragüe. Tiempo que depende de las condiciones atmosféricas, principalmente de la humedad y, sobre todo, de la temperatura ambiente. Si la temperatura es muy baja, las resinas incluso no llegan a fraguar y, entonces, se creará una junta, en contraposición de lo deseado.

Este es un problema que no se suele tener en cuenta y que puede ser grave. Cuando se reparó el Viaducto de Navia, (véase publicación 6), en base a un proyecto mío, que ganó el Concurso de Proyectos y Obra convocado por FEVE, hubo que pegar con resina las chapas extremas de unos apoyos de neopreno, que se introducían a modo de sandwich entre los apoyos metálicos iniciales, que estaban oxidados, y que no permitían, por lo tanto, ni el giro ni el deslizamiento del tablero.

Como la resina no fraguaba, hubo que darle calor, para que así ocurriera, con calentadores de aire. Fue entonces cuando me enteré, que las resinas no fraguaron tampoco, en la fijación de los tirantes de un puente muy importante del País, que tuvieron que ser calentados con una resistencia eléctrica, tras ser consultado un Experto Nacional en Resinas.

Por lo tanto, en mis reparaciones me opongo normalmente a utilizar resinas, que es lo más fácil, porque este material puede crear una junta en lugar de unir.

En caso de utilizarlas, hay que definir claramente el tipo de resina, la temperatura y humedad de aplicación, tiempo de fraguado y, sobre todo, el espesor máximo de la resina, que no debe superar el valor crítico de los 2 ó 3 mm, como se ha dicho.

Para terminar, manifestaremos que las resinas, además, no presentan ninguna ventaja económica, no proporcionan un ambiente básico a los hormigones, hecho que es de vital importancia de cara a la durabilidad de los mismos (véase el Anejo nº 1. «Explicación química de la degradación del hormigón por carbonatación y de la corrosión de las armaduras», en la publicación 4 de la Bibliografía).

RESUMEN FINAL

El sistema de reparación indicando es totalmente general e innovador, y sirve para reparar cualquier tipo de estructura de hormigón con el mejor material existente, como lo es el propio hormigón.

El sistema consiste en recrecer el hormigón que hay que reforzar, alojando en el recrecido la armadura de refuerzo necesaria. Los conectores se disponen en la interface, para absorber el esfuerzo rasante que se produce entre ambos hormigones, (el inicial y el del refuerzo), con las acciones que va a tener que resistir la estructura después de reforzada.

No se debe de olvidar que, como el hormigón del refuerzo y el inicial son de diferentes resistencias, se ha de homogeneizar la sección, tomando como base una de las dos resistencias.

Como el acortamiento unitario en la interfase es el mismo en ambos hormigones:

$$\varepsilon = \frac{\sigma_1}{E_1} = \frac{\sigma_2}{E_2} \longrightarrow \frac{\sigma_1}{\sigma_2} = \frac{E_1}{E_2} = \sqrt{\frac{f_{cj_1}}{f_{cj_2}}}$$

Es decir, las tensiones están en razón directa de los módulos de elasticidad, o lo que es lo mismo, de la raíz cuadrada de las resistencias, hecho que nos proporciona el coeficiente de homogeneización y la eficacia del nuevo hormigón.

BIBLIOGRAFIA

1. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Comentarios al título 3.º, del control, de la E.H.-73». *Hormigón y Acero.* N.º 129. 4.º trimestre de 1978.

2. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Patología: Reparación de un Forjado Reticular». *Hormigón y Acero.* N.º 136. 3.er trimestre de 1980.

3. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Patología. Refuerzo de encepados sobre pilotes». *Hormigón y Acero.* N.º 142. 1.er trimestre de 1982.

4. JOSE ANTONIO FERNANDEZ ORDOÑEZ y ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación». *Hormigón y Acero.* N.º 148 3.er trimestre de 1983.

5. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado». *Hormigón y Acero.* N.º 153. 4.º trimestre de 1984.

6. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Proyecto de reparación del viaducto sobre la ría de Navia, de la línea Ferrol-Gijón de los Ferrocarriles de vía estrecha (F.E.V.E.)». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre de 1985.

7. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre de 1985.

8. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Reparación de una estructura de edificación de hormigón armado, que presentaba una degradación por carbonatación muy avanzada del hormigón y una corrosión alarmante en sus armaduras». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre de 1985.

9. ANTONIO GONZALEZ SERRANO y C. LORENTE DE NO. «Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre de 1985.

10. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Método práctico para reparación de fisuras». *Hormigón y Acero.* N.º 173. 4.º trimestre de 1989.

11. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «El pretensado como solución ejemplar en zapatas y encepados con grandes cargas portantes». *Primeras Jornadas Nacionales sobre Técnicas en Centrales Nucleares.* Madrid, 1982.

12. ANTONIO GONZALEZ SERRANO y PEDRO A. DOMINGO ZARAGOZA. «Sistema de excavación a cielo abierto en una estación del metro de Madrid. Un método que eliminó el peligro de derrumbamientos en un talud de quince metros de altura». *Arte y Cemento.* N.º 1.119. Octubre de 1976.

13. E.H.-88. «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado».

14. E.F.-80. «Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado».

15. C.E.B.-F.I.P. «Model Code for Concrete Structures».

16. W. F. CHEN. «Plasticity in reinforced concrete». *McGraw-Hill Book Company.*

17. «Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites». *Règles B.A.E.L.-80.*

18. PAUL, F. RICE y EDWARD S. HOFFMAN. «Structural Design Guide to the ACI Building Code». *Van Nostrand Reinhold Company.*

19. «Building Code Requirements for Reinforced Concrete». (ACI 318 M-89).

20. MARK FINTEL. «Handbook of Concrete Engineering». *Van Nostrand Reinhold Company.*

21. DARDARE J. «Estudio de los esfuerzos rasantes y el deslizamiento, en los elementos compuestos sometidos a flexión». Traducción de la Monografía núm. 1 publicada por Centre d'Etudes et des Recherches de l'Industrie du Bèton Maufacturé, de Francia. Traducción de R. Piñeiro. *Hormigón y Acero.* N.º 121, p. 23-82.

22. MANUEL FERNANDEZ CANOVAS. «Estudio del comportamiento de los revestimientos epoxi a los cambios de temperatura». Cuaderno n.º 28 de *Investigación del I.E.T.C.C.* Junio de 1973.

RESUMEN

En el presente artículo se expone un sistema, totalmente general e innovador, que vengo utilizando con pleno éxito, para reparar estructuras de hormigón, tanto armado como pretensado, y que consiste en utilizar conectores, entre las dos superficies que se van a unir, análogos a los que se usan tradicionalmente en estructuras mixtas. Estos conectores se anclan al hormigón viejo mediante morteros de altas resistencias, que existen recientemente en el mercado; morteros que alcanzan tensiones de rotura de hasta 1.400 kg/cm^2.

SUMMARY

This work contains a new way for repairing concrete structures, using shear connectors like the ones used in composite beams.

The novelty consists in employing mortars with high resistance, up to 20.000 psi. It allows to bind the shear connectors to the old concrete with small lenghts.

Reparación de un paso superior sobre la C.N. VI a su paso por Betanzos. Proyecto hecho para la Demarcación Regional de Carreteras del Estado, en Galicia

En la tierra, en el cielo, en lo insondable
Yo te hallaré y me hallarás...
No acaba lo que es eterno
No puede tener fin la inmensidad.

(Rosalía de Castro)

Antonio González Serano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Patología, Análisis, Reparación de Estructuras, Peritajes e Informes

A meu pai:
na sua lembranza.

TIPOLOGIA ESTRUCTURAL DEL PUENTE

El Paso Superior es un puente de un solo vano, biapoyado, de 22,80 m de luz de cálculo. Este puente constituye el tercer paso elelvado de la variante de la N-VI, a su paso por Betanzos, en el lugar de Las Angustias.

El tablero del puente tiene un ancho de 7,79 m, estando compuesto por dos carriles de 3,5 m de ancho, más una imposta, a cada lado, de 0,35 m de ancho.

El tablero está formado por 3 vigas de 1,40 m de canto, con separaciones a interejes de 2,27 m, con una losa de compresión de 20 cm de espesor. Las vigas son pretensadas con armaduras postesas, estando formada la armadura activa por 4 tendones de 9 cordones de 0,5".

DAÑOS OBSERVADOS EN EL TABLERO

La viga de borde, lado Coruña, se vio seriamente dañada por un fuerte impacto, que le dio un camión cisterna, que a su vez se vio también muy dañado. Los daños se observan perfectamente en las fotografías 1, 2 y 3.

La Nacional VI, en la zona donde se ubica el puente, tiene una pendiente apreciable, lo que conllevó que el camión que impactó al puente, fuera a gran velocidad, y en cuesta abajo, es decir, con una energía cinética alta.

El gálibo del puente era de 4,85 m, y lo más chocante es que, en la misma variante, el puente anterior tiene un gálibo inferior, lo que nos induce a pensar que el camión fue dando botes, con la suspensión actuando, quizá por haber frenado, y en el momento de pasar por debajo del paso, la amplitud era máxima.

El galibo del puente se puede ver en la fotografía 9, en la que se ve el puente arreglado, en el momento en que está pasando por debajo un camión cisterna.

De todas formas se debe concluir, de todo lo expuesto, que los gálibos han de ser holgados, porque los transportistas los apuran al máximo, y si el camión oscila verticalmente se pueden producir daños como el descrito. Durante la reparación hubo momentos dramáticos, pues varios camiones rozaron a fuerte velocidad el andamiaje que se dispuso, a pesar de las limitaciones que se pusieron durante toda la obra. El servicio de Carreteras dispuso de personal permanente durante toda la obra, atendiendo la señalización (conos y señales), que se quitaba durante las horas en que no se trabajaba.

El impacto alabeó la parte inferior de la viga, que

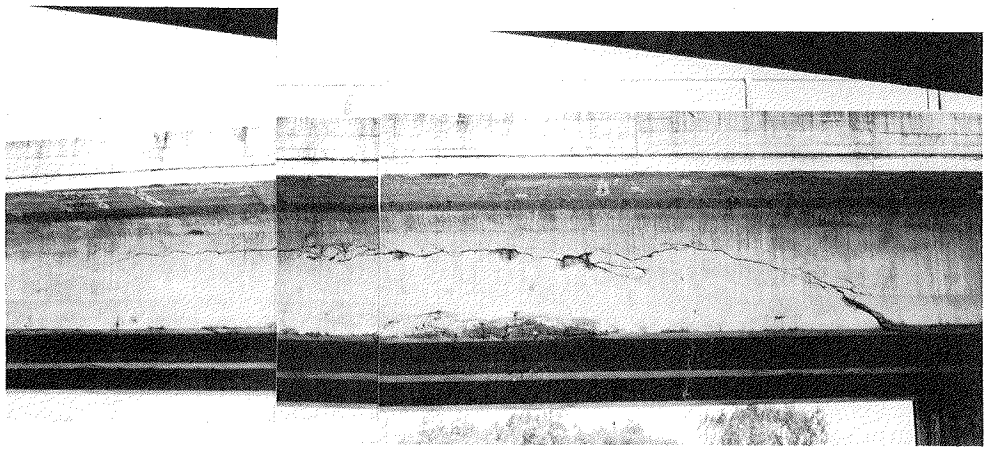


Fig. 1.

Fig. 2.

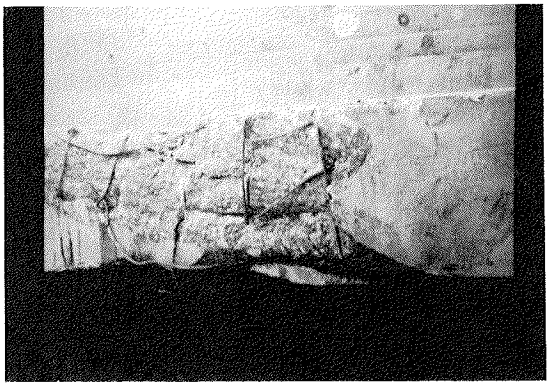


Fig. 3.

giró, rompiendo horizontalmente, en más de medio vano, el alma de la misma, que tenía un espesor de 16 cm. En el lado opuesto a Betanzos, que es dónde está el carril por el que circulaba el camión cisterna, la grieta se inclina unos 30° aproximadamente, y alcanza al ala inferior, llegando a segarla por completo en todo su ancho (54 cm), tal y como se puede ver en la fotografía 2.

DESCRIPCION DE LA REPARACION

A pesar de los fuertes daños descritos, la armadura activa, que tenía un trazado parabólico, no sufrió ningún daño. Esta armadura atravesó a la grieta, a bastante distancia de la fibra inferior, en una zona, en la que se comprobó exprofeso, que no sufrió ningún daño.

La armadura pasiva sufrió indudablemente plastificaciones locales, y la sección de hormigón vio rota su continuidad, a través de la grieta.

Estas premisas fueron las que nos llevaron a reparar la viga dañada, que fue una solución más económica y menos gravosa para la carretera, que la sustitución de la misma, que al no ser standard habría que prefabricar de exprofeso.

En la solución de reparación basta, pues, reponer la armadura pasiva y el hormigón dañado, para solventar el problema.

La reparación consistió en recrecer lateralmente la viga, 12 cm a cada lado, en toda la altura del alma y del ala inferior, reponiendo en ese recrecido la armadura pasiva necesaria. Inferiormente, el recrecido fue de 5 cm, para disminuir el gálibo lo menos posible. La viga se armó longitudinalmente, con armadura pasiva, para absorber, con mucha holgura, los esfuerzos debidos al peso propio adicional del refuerzo.

El cálculo que se hizo consistió en hallar los esfuerzos que se producen en el plano de la fisura. Estos esfuerzos se absorben con armadura pasiva, en base a lo dispuesto por la teoría de Shear Friction del Código ACI, cuya formulación coincide con la Regla de Cosido de la Norma Española.

La transmisión de esfuerzos de cada semiviga (rota y separada por la grieta) al recrecido y de éste a la semiviga nuevamente, se hace mediante conectores.

A este respecto, y para no sobrecargar el trabajo, véase mi publicación: «Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón». (11).

En la fotografía 4 se ve una vista parcial de la viga que había que reforzar, una vez ferrallada, con los conectores anclados y con el hormigón abujardado, antes de encofrarla.

En la fotografía 5 se ve, otra toma de la viga en la zona más agrietada. Se quiere decir que, al abujardar la viga, la grieta se manifestó mucho más.

En la fotografía 6 se ve la ferralla de toda la viga.

En las fotografías 7 y 8 se ve el sistema de andamiaje utilizado, que consiste en un tablero de madera, suspendido del tablero del puente por medio de barras Dywidag. El andamiaje es mucho más económico que uno tubular tradicional y, además, ocupa menor espacio, hecho importante para no disminuir el gálibo de la carretera durante el proceso del refuerzo.

También se ve en dichas fotografías, que la viga se había hormigonado en la mitad de su altura, ya que esta junta estaba prevista en el proyecto.

Finalmente, en las fotografías 9 y 10 se ve el puente totalmente terminado.

Se quiere manifestar que, una vez terminada la obra, prácticamente no se nota que la viga está recrecida. Lo que sí se aprecian son dos angulares de 60.60.6, que se dejaron en las esquinas inferiores de la viga, para protección del puente frente a posibles impactos futuros. Angulares que se pintaron con pintura reflectante en colores blanco y rojo alternados, lo que da una gran visibilidad al puente durante la noche.

Este balizamiento ocasional ha agradado a la Policía de Tráfico, ya que informalmente así me lo comentaron. También agradó a los técnicos del Servicio de Carreteras, que se han planteado su utilización en el futuro.

Quiero dejar constancia de mi agradecimiento al Jefe del Servicio de Conservación de Carreteras del Estado en Galicia, Dn. Ramón Molezum Rebellón; a Construcciones Santamaría S.L., y al gran artífice de la obra, el Sr. Miro Santamaría, por su eximia y encomiable labor.

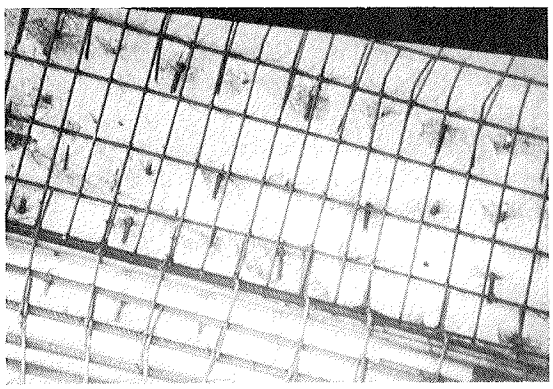


Fig. 4.

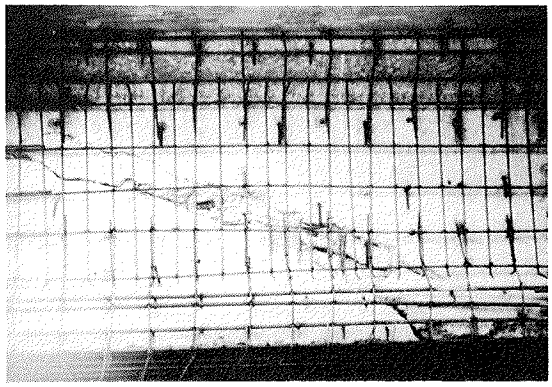


Fig. 5.

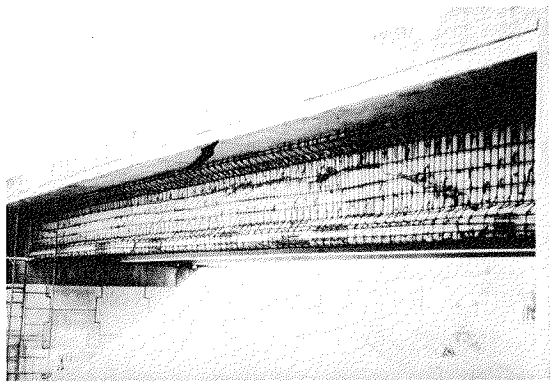


Fig. 6.

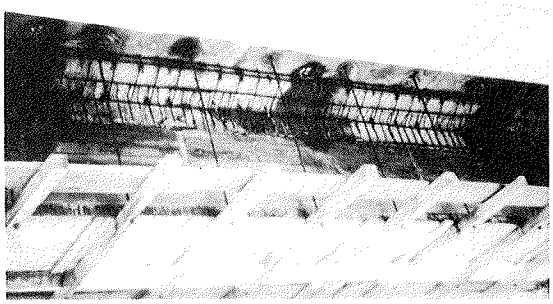


Fig. 7.

Fig. 8.

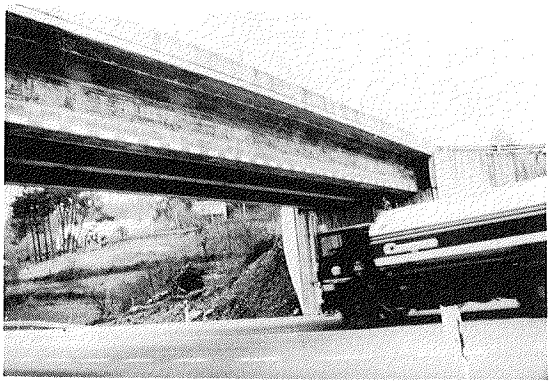


Fig. 9.

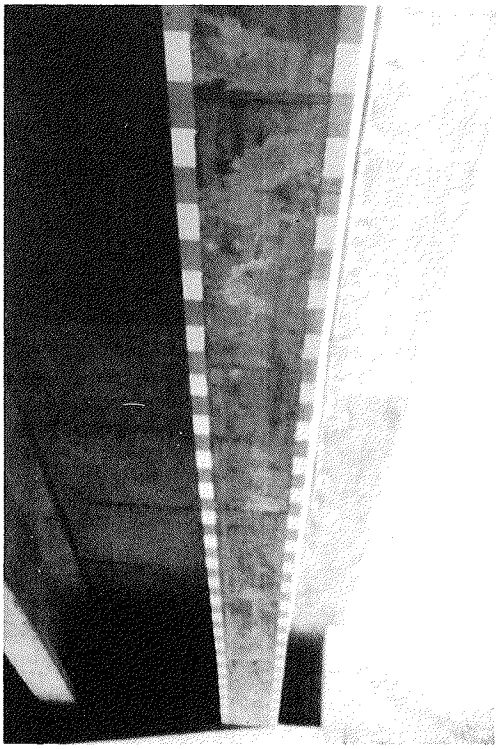


Fig. 10.

BIBLIOGRAFIA

1. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Comentarios al título 3.º, del control, de la E.H.-73». *Hormigón y Acero.* N.º 129. 4.º trimestre, 1978.

2. ANTONIO GONZALEZ SERRANO: «Patología: Reparación de un Forjado Reticular». *Hormigón y Acero.* N.º 136. 3.er trimestre, 1980.

3. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Patología. Refuerzo de encepados sobre pilotes». *Hormigón y Acero.* N.º 142. 1er trimestre, 1982.

4. JOSE ANTONIO FERNANDEZ ORDOÑEZ y ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación». *Hormigón y Acero.* N.º 148. 3.er trimestre, 1983.

5. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado». *Hormigón y Acero.* N.º 153. 4.º trimestre, 1984.

6. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Proyecto de reparación del viaducto sobre la ría de Navia, de la línea Ferrol-Gijón de los Ferrocarriles de vía estrecha (F.E.V.E.)». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre, 1985.

7. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre, 1985.

8. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Reparación de una estructura de edificación de hormigón armado, que presentaba una degradación por carbonatación muy avanzada del hormigón y una corrosión alarmante en sus armaduras». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre, 1985.

9. A. GONZALEZ SERRANO y C. LORENTE DE NO. «Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre, 1985.

10. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Método práctico para reparación de fisuras». *Hormigón y Acero.* N.º 173. 4.º trimestre, 1989.

11. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón». Hormigón y Acero. N.º 178. 1.er Trimestre, 1991.

12. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «El pretensado como solución ejemplar en zapatas y encepados con grandes cargas portantes». *Primeras Jornadas Nacionales sobre Técnicas en Centrales Nucleares.* Madrid, 1982.

13. ANTONIO GONZALEZ SERRANO y PEDRO A. DOMINGO ZARAGOZA. «Sistema de excavación a cielo abierto en una estación del metro de Madrid. Un método que eliminó el peligro de derrumbamientos en un talud de quince metros de altura». *Arte y Cemento.* N. 1.119. Octubre, 1976.

14. E.H.-88. «Instrucción para el proyecto y la ejecuciuón de obras de hormigón en masa o armado».

15. E.F.-80. «Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado».

16. C.E.B.-F.I.P. «Model Code for Concrete Structures».

17. W.F. CHEN. «Plasticity in reinforced concrete». *McGraw-Hill Book Company.*

18. Règles B.A.E.L.-80. «Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et construc-

tions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites».

19. PAUL F. RICE y EDWARD S. HOFFMAN. «Structural Design Guide to the ACI Building Code». *Van Nostrand Reinhold Company.*

20. ACI 318 M-89. «Building Code Requierements for Reinforced Concrete».

21. MARK FINTEL. «Handbook of Concrete Engineering». *Van Nostrand Reinhold Company.*

22. DARDARE, J. «Estudio de los esfuerzos rasantes y el deslizamiento, en los elementos compuestos sometidos a flexión». Traducción de la Monografía N.º 1 publicada por «Centre d'Etudes et des Recherches de l'Industrie du Béton Manufacturé», de Francia. Traducción de R. Piñeiro. *Hormigón y Acero.* N.º 121, págs. 23-82.

RESUMEN

En el presente artículo se expone el método seguido en la reparación de un Paso Superior sobre la Nacional VI, a su paso por Betanzos en la Provincia de La Coruña, que había sido dañado por un fuerte impacto de un camión cisterna.

El Paso Superior está formado por un tablero de vigas pretensadas. Una de las vigas de borde fue la que se dañó con el impacto mencionado.

SUMMARY

This paper explains how to restore a bridge's beam that was damaged by a strong impact of a tank truck.

The impact hit the edge's beam of a bridge crossing over the road in Betanzos. La Coruña.

* * *

Agroman y la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, firman un acuerdo

El **MDI** del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la E.T.S.A.M. y **Agromán** han firmado un acuerdo de colaboración que se enmarca dentro de un acuerdo global de 5 años de duración.

Al acto de la firma asistieron, por parte de **Agromán,** Manuel Goicolea, Director de Recursos Humanos, José Ramón Burgos, Director de Edificación y Mauricio Fernández de Clerck, Director Regional de la Zona Centro, y por parte del **MDI,** Javier de Cárdenas y Chávarri, Subdirector de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura y Director del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, y Jaime Rubio, Arquitecto Profesor Asociado de la Universidad Politécnica.

Con este acuerdo, la E.T.S.A.M. impartirá cursos para la formación de jefes de obra, tanto en el ámbito de la edificación como de la obra civil, y en él intervendrán especialistas del sector y de la propia empresa **Agromán.**

La escasez de técnicos en el sector, principalmente en la obra civil, junto con la carestía de la formación actual en las empresas, han demandado cursos específicos de alto nivel hacia el Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas, Departamento que ha decidido poner en marcha programas como el de **Agromán,** ya impartido durante el pasado ejercicio con magníficos resultados.

Para el desarrollo de los cursos se establecerán 4 grupos en Madrid y uno en Trujillo, ya que en esta localidad **Agromán** está realizando una serie de proyectos de significativa envergadura.

* * *

Donald Trump, Master de Honor del MDI

El Consejo Rector del Master en Dirección de Empresas Constructoras e Inmobiliarias **(MDI),** de la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid, ha acordado conceder el **Master de Honor** al constructor y promotor **Donald Trump** por su aportación personal y empresarial al sector inmobiliario.

Este es el primer Master de Honor que concede la **ETSAM** a la persona más relevante de este ámbito, cuya trayectoria profesional se haya destacado de manera sustancial.

El galardón se enmarca dentro de las actividades que el **MDI** está llevando a cabo en favor de la formación y del desarrollo del sector en España, en un momento difícil para quienes se encuentran inmersos en él.

La placa conmemorativa, con el título Master, se entregará en fecha próxima a Donald Trump, en un acto público del que se informará debidamente.

Nuevo Master en Asesoría Jurídica y Fiscal

El Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la ETSAM, ha presentado en Madrid el nuevo **Master en Asesoría Jurídica y Fiscal** específico para empresas constructoras e inmobiliarias **(M.D.I. Jurídico-Fiscal).**

El Master, título oficial de la Universidad Politécnica de Madrid, nace para cubrir la demanda del sector hacia una especialización altamente cualificada en los ámbitos jurídicos y fiscal.

La situación actual de crisis, polémicas y nuevas legislaciones en edificación y viviendas hace imprescindible la formación de expertos con conocimientos exhaustivos en estas materias para paliar así los problemas adicionales que se vienen produciendo y que repercuten tanto en las empresas como en organismos o particulares.

Por otra parte, el Master viene a cubrir la ausencia total de ofertas docentes específicas que aborden con la debida profundidad áreas concretas de esta actividad, formando profesionales con capacidad para afrontar y resolver cualquier proceso legal.

En principio, el **MDI Jurídico-Fiscal** se impartirá en Madrid y está dirigido a postgraduados de cualquier universidad española o extranjera.

Al acto de presentación acudieron representantes de todos los organismos y entidades relacionadas con esta materia para prestar su colaboración y apoyo como la Asociación Nacional de Promotores Constructores de Edificios, ASPRIMA, Banco Hipotecario, Colegios Profesionales de Abogados, Administradores de Fincas, Notarios, Procuradores, Registradores, Agentes de la Propiedad Inmobiliaria, CEU, Empresa Municipal de la Vivienda, Facultad de Derecho (Autónoma y Complutense), MOPU, SEOPAN, Tribunal Supremo, Unespa y Confederación Nacional de Cooperativas.

El programa se desarrolla en ocho áreas de conocimiento: Derecho Civil y Tributario, Urbanismo-Derecho Administrativo, Mercantil, Derecho Comunitario, Laboral y Seguridad Social, Derecho Procesal y Area Interdisciplinar. Las diferentes áreas están a cargo de profesores especialistas en cada tema, impartiendo las clases con el propósito de poner a disposición de los alumnos las técnicas precisas para resolver los problemas con los que habrán de enfrentarse en el ejercicio de su actividad, y ello desde un punto de vista eminentemente práctico.

* * *

Clausura del II Curso Superior de Jefes Técnicos de Obra

En el transcurso de la Clausura del II Curso Superior de Jefes Técnicos de Obra que imparte el Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la ETSAM, se puso de manifiesto la necesidad imperiosa que tiene hoy el sector de la construcción de una formación sólida de sus profesionales. Ante el problema actual de la construcción, es imprescindible que los profesionales reciban la mejor cualificación para rentabilizar inversiones y ser competitivos.

Al acto asistieron representantes de todo el colectivo como Jesús Roa Baltar, Presidente de OCISA, Oswaldo Román Lorente y Emilio Vázquez, Director General y Director del Area de Construcción de S.G.V., respectivamente, Javier M.ª Tomé, Director de Control y Sección Técnica de Huarte, Luis del Rey Pérez, Decano del Colegio Oficial de Arquitectos de Madrid, Isabel de León, Secretario del Consejo Superior de los Colegios de Arquitectos de España, Manuel Gómez del Río, Director General Adjunto de Dragados y Construcciones, Julián Pleite, de Agromán, Luis de Villanueva, Director del Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la ETSAM y Javier Seguí de la Riva, Subdirector Jefe de Estudios de la ETSAM.

Además de dar paso a la III edición de este curso, se expresaron los difíciles momentos de crisis que atraviesa el sector y los diferentes puntos de vista desde las distintas posiciones: Cómo solucionarlos, por una parte, y cómo situar a la construcción en una posición más competitiva, por otra, de cara a las etapas futuras del Mercado Europeo, tarea en la que la formación ocupa un papel fundamental. Es necesario concienciar a entidades y organismos de la importancia de la formación, punto clave hoy para la eficacia en el mañana.

El Departamento de Construcción y Tecnología Arquitectónicas de la ETSAM está llevando a cabo una importante labor en pro de esta formación de los profesionales, que se enlaza con el esfuerzo mantenido, a través de sus actividades docentes y de difusión, por buscar soluciones a una crisis que afecta a toda la sociedad.

Reparación de pilares en los bloques 42, 45 y 46 del barrio de Las Flores en La Coruña. Proyecto hecho para el I.G.V.S. de la Xunta de Galicia

Rosiña, dame un consolo
para este dolor que eu sinto.
¡Ai, que os recordos me matan!
¡Ai, que acabarán conmigo!

(Rosalía de Castro)

Antonio González Serano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Patología, Análisis, Reparación de Estructuras, Peritajes e Informes

A Rosa

ANTECEDENTES

La reparación de los Bloques 42, 45 y 46 del Barrio de las Flores, en el Polígono del Elviña en La Coruña, se ha realizado en base a tres Proyectos míos, (con las correspondientes Direcciones de Obra, también mías), de fechas Mayo de 1988 y Junio de 1989. Estos Proyectos fueron encargados por el «Instituto Galego da Vivenda e Solo», de la Cosellería de Ordenación del Territorio, de la Xunta de Galicia.

TIPOLOGIA ESTRUCTURAL Y DAÑOS OBSERVADOS

Las estructuras de los mencionados Bloques de viviendas son de hormigón armado, diferenciadas en vigas y pilares, con un forjado convencional unidireccional. Estos bloques, de 9 plantas + planta baja, tienen la particularidad, que luego se comentará, de tener unos pilares totalmente exentos, que conforman unos soportales, que sirven para transitar a los transeúntes para protegerse de la lluvia, solución plausible en Galicia.

En la época en que se fabricaron estos bloques, el control de calidad debió ser muy dudoso, a la vista de las disparidades observadas en los hormigones. En los pilares mas dañados, el hormigón es de débil resistencia, (de 40 a 60 kg/cm^2), presentando un estado avanzado de degradación por carbonatación, con las armaduras oxidadas y transformadas en «herrumbre», hecho que conllevó a una expansión de la misma, que se manifestó con fisuras exteriores siguiendo el trazado de las armaduras. Además, se encontró ion cloro en pequeñas cantidades, lo que hace pensar que se pudo utilizar, al menos parcialmente, arena de mar en la elaboración de los hormigones.

En las fotografías 1, 2 y 3, se aprecia perfectamente el estado de degradación tan avanzado que presentaba alguno de los pilares, que hizo pensar, incluso, en desalojar los bloques para repararlos, hecho que recomendé no efectuar, por el transtorno social que se causa, y porque se pueden reparar los pilares, sin mermar en ningún momento su seguridad.

EXPLICACION DE LOS DAÑOS OBSERVADOS

Los daños observados se manifestaban, como se ha dicho, en unas grietas exteriores en los pilares, que seguían el trazado de las barras principales, grietas que se debían a las fuertes tensiones internas que se generan al corroerse la armadura.

En efecto, la armadura, al corroerse, se transforma en óxido poroso de hierro, en capas muy blandas y superpuestas, conocido por «herrumbre». Este

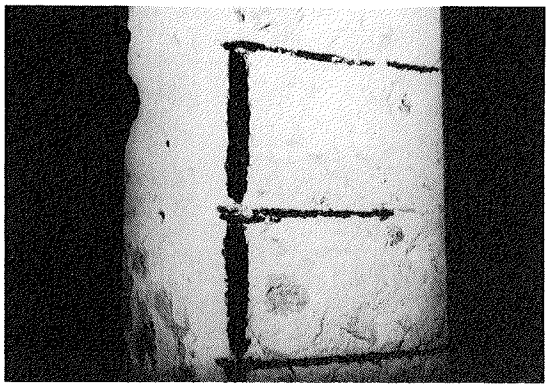


Fig. 1.

Fig. 2.

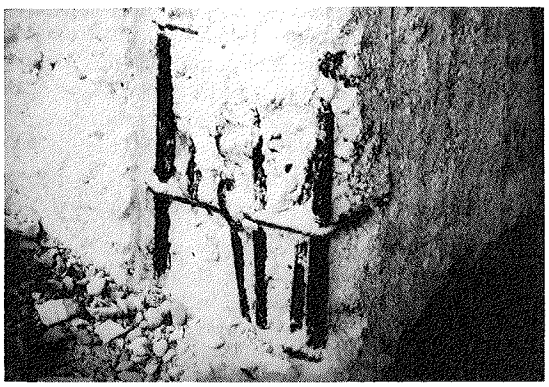


Fig. 3.

proceso va acompañado por un elevado incremento de volumen o expansión en la armadura, (del orden de 1 a 10), que origina unas tensiones internas que conllevan a las mencionadas grietas.

Esta corrosión ha sido posible porque el hormigón es de débil resistencia, permeable y poco compacto, los recubrimientos son insuficientes, y se nota, además, la presencia de ion cloro en pequeñas cantidades. Finalmente, en los pilares de un garaje, en la zona de lavado de coches, se ha dejado sentir la presencia de agua, en el proceso de deterioro descrito.

En esta comunicción se remite al lector, al «Anejo N.º 1. Explicación química de la degradación del hormigón por carbonatación y de la corrosión de las armaduras», de mi publicación «La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación». (Véase bibliografía 4).

La degradación por carbonatación, allí descrita, es un ataque básico, es decir, con la carbonatación se produce una alteración importante del efecto pasivante que el hormigón tiene sobre sus armaduras.

Explicando el apartado anterior, se dirá que en un hormigón normal, suficientemente compacto, de calidad aceptable, y con un Ph que oscila entre 12 y 12,5, las armaduras no sufren ningún proceso de corrosión, debido a que se forma una película de óxido de hierro sobre la superficie del acero, de forma análoga a la película pasivante de óxido de aluminio, que protege a este metal frente a su corrosión, en condiciones normales de exposición. Sin embargo, cuando el Ph del hormigón toma valores inferiores a 11, la capa pasivante de óxido de hierro, antes mencionada, queda destruida, corroyéndose la armadura y transformándose en «herrumbre».

En la bibligrafía a la que me he remitido, se exponen las diversas causas que favorecen la carbonatación del hormigón. Una causa muy importante, que favorece la progresión del fenómeno, es la permeabilidad y falta de compacidad de los hormigones, ya que esta causa es una vía de acceso importante para los agentes atmosféricos que la provocan. Alguno de los hormigones que se han encontrado, eran excepcionalmente malos, poco compactos y muy permeables, tal y como se puede apreciar en las fotografías 1, 2 y 3. Esta, quizá, fuera la causa más determinante de los daños encontrados.

No me cansaré de repetir, además, la enorme importancia que tienen los recubrimientos de las armaduras, ya que más del 50 % de mis reparaciones las originan unos recubrimientos insuficientes.

Para poder conseguir hormigones durables, sería ilusorio poder conseguir un hormigón, en el cual, la zona de los recubrimientos de las armaduras, fuera de mejor calidad que el hormigón del resto de la pieza. Como ello no es posible, se debe procurar que, al menos, este hormigón, no sea de inferior calidad que el del resto de la pieza.

Para que esto sea factible, los recubrimientos han de ser suficientes, y no se han de proyectar, ni construir jamás, piezas de hormigón con recubrimientos insuficientes.

En estructuras convencionales de hormigón, la dimensión del recubrimiento ha de ser igual, como mínimo, al tamaño máximo del árido utilizado en la elaboración del hormigón. Incluso es recomendable que, en zonas de difícil hormigonado, este recubrimiento sea vez y media el tamaño máximo del árido utilizado.

Si esto se cumple, las armaduras se encuentran

recubiertas de un hormigón análogo al del resto de la pieza, con igual calidad, compacidad y resistencia. Esta idea tan pueril, sin embargo, no se cumple muchas veces, y ello da lugar a que en las zonas con recubrimientos escasos, el hormigón no sea de igual calidad que en el resto de la pieza. El hormigón de estas zonas es, entonces, de peor calidad, no sólo porque le falta el tamaño del árido más grueso, sino porque el hormigón no se puede vibrar ni compactar de forma idónea. En estas zonas lo que temina existiendo es un mortero poroso, poco compacto y de débil resistencia. Este mortero, que es muy vulnerable frente a la agresividad de los agentes atmosféricos, pone en contacto a la armadura con dichos agentes externos que, por esta causa, se oxida y se transforma en herrumbre, según el proceso que se ha mencionado.

Se ha indicado que el efecto pasivante de la película de óxido de hierro queda destruido cuando disminuye el Ph del hormigón; sin embargo, se puede producir esta destrucción con Ph altamente básico, (Ph superiores a 11), si el hormigón llega a tener cantidades sensibles de iones cloro, tal y como se describe en el Anejo N.º 1 antes mencionado. Los iones cloro tienen la propiedad de acelerar la destrucción de la capa protectora de óxido de hierro, bastando una pequeña cantidad de iones cloro para compensar una alta basicidad del hormigón, como se puede comprobar en la figura 2 del Anejo N.º 1 mencionado.

Este factor ha sido un sumando más, en el problema de patología que se está analizando, quizá por la presencia del ambiente marino, o quizá por la utilización de algún árido de procedencia marina.

Los únicos pilares dañados de los bloques, son los pilares exentos de los porches de la planta baja, y los pilares de unos sótanos. El resto de los pilares de las diferentes plantas, que se examinaron con minuciosidad, no presentaban ninguna grieta ni ninguna fisura, que manifestase la corrosión de la armadura.

La causa hay que achacarla, sin lugar a dudas, a la pintura elástica con que se pintaron las caras externas de los pilares, así como los paramentos externos de los cerramientos, pintura que es totalmente impermeable, y que, además, se aplicaba periódicamente.

Esta impermeabilidad es la que aisló al hormigón del pilar, de los agentes atmosféricos, protegiéndolo hasta hoy día, y sin duda en el futuro, habida cuenta del tiempo que lleva la obra hecha.

Los pilares de los sótanos, así como los de los porches, sólo se pintaron con cal, y ello dio lugar a que se degradaran de igual forma.

En uno de los sótanos hay un garaje en el que existe una zona de lavado de coches. Los pilares de esta zona eran los más degradados de todos los sótanos. Esto es lógico, porque el agua es un factor que influye en el proceso de carbonatación del hormigón, y es lógico que ésta aumente en el área descrita. Véase el anejo mencionado anteriormente.

SISTEMAS DE REPARACION UTILIZADOS

En estos Bloques de Viviendas se siguieron dos sistemas para reparar los pilares, en función de la importancia y de la gravedad de los daños.

Los pilares más dañados se repararon mediante un zunchado paralelepipédico, descrito en el apartado 3.2. de mi publicación: «Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado». (5).

La solución, básicamente, consiste en disponer 4 angulares metálicos en las esquinas del pilar, que se empresillan, formando una celosía metálica, con chapas metálicas. Estas celosías metálicas no tienen ningún capitel metálico en la cabeza, ni en el pie del pilar, porque el refuerzo se hace para zunchar al pilar. Por esta razón, las presillas se colocan con separaciones iguales a la mitad de la dimensión menor del pilar.

Algunos técnicos calientan las presillas, para intentar conseguir de esta forma un falso zunchado. Las presillas, si se hace así, difícilmente entraran en carga, por efecto de la dilatación transversal del pilar, por efecto Poisson, ya que no se pueden colocar íntimamente en contacto con el mismo, en base a las tolerancias normales que existen en toda ejecución.

Los límites de estas tolerancias están recogidas en diversas reglamentaciones. Véase mi publicación antes indicada.

Sin embargo, el refuerzo es totalmente eficaz si se separa intencionadamente la celosía del pilar, y se hormigona un recrecido de mortero, sin retracción, alrededor del mismo, en el que se deja embebida la celosía. En este caso, la celosía queda en íntimo contacto con los paramentos del pilar, y se pone en carga, por efecto Poisson, al cargar el pilar.

En la referida publicación, se explica con detalle la forma de efectuar el cálculo del refuerzo, que no se reproduce aquí para no hacer prolija la exposición.

El recrecido se hizo con un mortero de alta resistencia, en el que intervino la patente Betec. Este mortero es, además, altamente básico, de gran compacidad, y posee una gran adherencia con el hormigón existente, condiciones que son necesarias para garantizar la durabilidad del refuerzo.

En la fotografía 4 se ve un detalle de la celosía del zunchado. En la fotografía 5 se ve un pilar hormigonado, a excepción de la zona superior en el encuentro con una viga, que se hizo en una etapa posterior, como se ve en la fotografía 6.

El refuerzo anterior, no debilita, en ninguna fase de ejecución, la resistencia del pilar, porque el desprendimiento que se hace del enfoscado del pilar, antes de zuncharlo, no merma la resistencia del mismo, ya que este enfoscado no tiene ninguna misión resistente.

Sin embargo, en ciertos casos muy delicados, al

ir desprendiendo el enfoscado se iba dando un recrecido de 1 o 2 cm de Betec 302, antes de zuncharlo, con lo que se conseguía, incluso, mejorar su resistencia desde un principio. No hay que olvidar que el Betec es un mortero con altas características resistentes y de adherencia. Su resistencia es equivalente a un H-1.000.

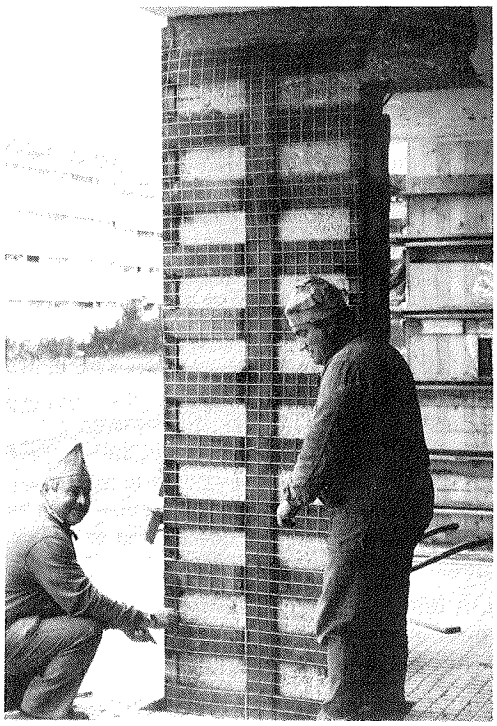


Fig. 4.

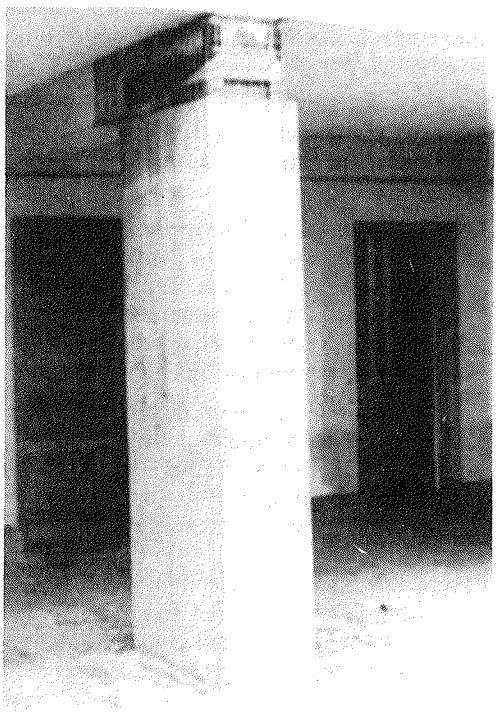


Fig. 5.

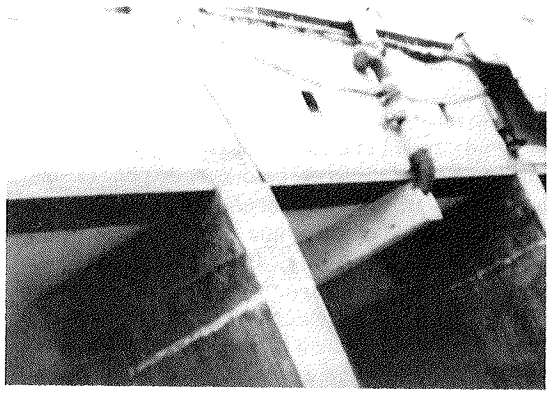


Fig. 6.

Cuando el pilar estaba menos dañado, el refuerzo consistió en hacer un recrecido del mismo, utilizando la técnica de los conectores.

A este respecto, y para no sobrecargar el trabajo, véase mi publicación: «Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón«. (11).

En este refuerzo se cosen los esfuerzos rasantes que se producen en la unión, entre el hormigón existente y el del refuerzo, mediante conectores, tal y como se describe en la publicación anterior.

El recrecido también se hizo con un mortero de alta resistencia, en el que intervino la patente Betec. Este mortero es, además, altamente básico, de gran compacidad, y con una gran adherencia con el hormigón existente.

Se han cuidado en extremo los recubrimientos mínimos de todas las armaduras, colocando los separadores necesarios. Estos recubrimientos se han fijado en 4 cm, cumpliendo la Instrucción vigente.

La Instrucción indica que cuando los recubrimientos sean superiores a 40 mm, se deberá colocar una malla en la mitad del recubrimiento, en la zona de tracción de la pieza, con un cuantía que viene determinada en el art. 13.3.e. En los comentarios al citado artículo, la Instrucción indica que esta malla puede resultar perjudicial por el peligro de oxidación.

Esto último es muy cierto y, además, gravísimo, lo que me lleva a luchar contra la colocación de ese tipo de malla. Además, esa malla no puede ser tupida, porque impide el hormigonado correcto del hormigón que la recubre, y esto es enormemente perjudicial, como se deduce de la lectura del artículo. Si se quiere finalmente colocar una malla próxima al paramento, para contrarrestar la retracción, cuando los recubrimientos son excesivamente gruesos, se debe de colocar un mallazo de plástico o de fibra de vidrio, que no presenta los problemas antedichos. La luz del mallazo no debe bajar de dos veces la mayor dimensión del árido utilizado.

En las fotografías 7 y 8 se ven dos detalles de los conectores y de la ferralla.

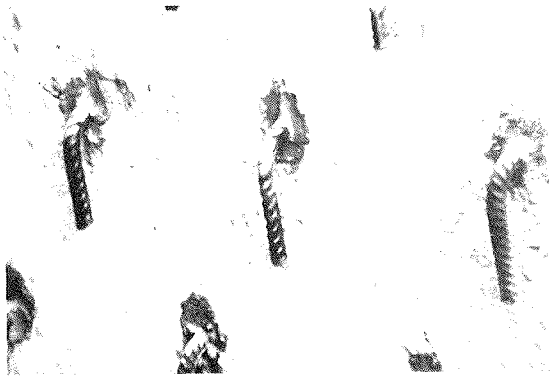


Fig. 7.

Fig. 8.

En las fotografías 9 y 10, se ven dos perspectivas de varios pilares, una vez ferrallados.

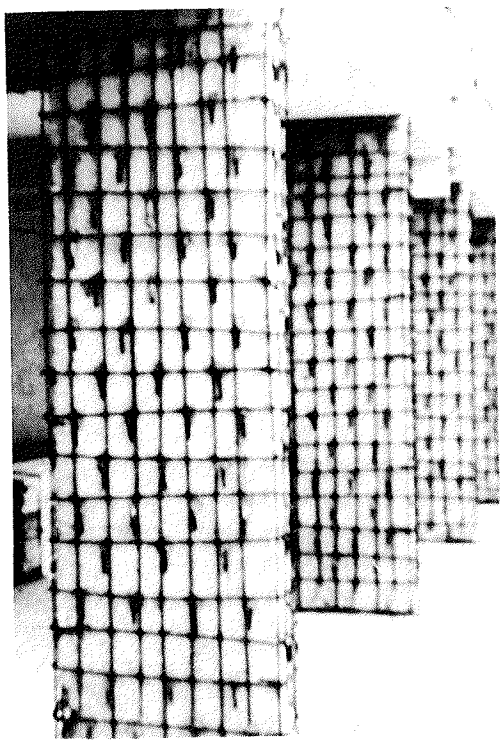


Fig. 9.

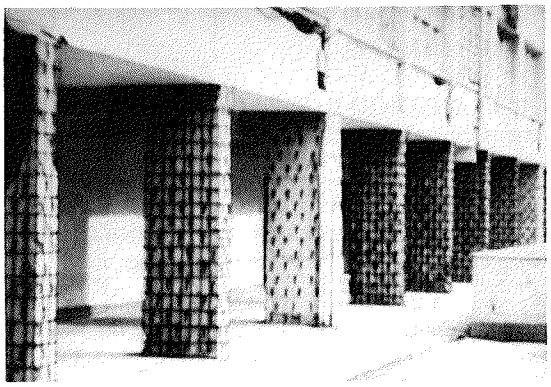


Fig. 10

En la fotografía 11 se ve el encofrado utilizado, y en la fotografía 12 se ven algunos pilares una vez hormigonados.

Fig. 11.

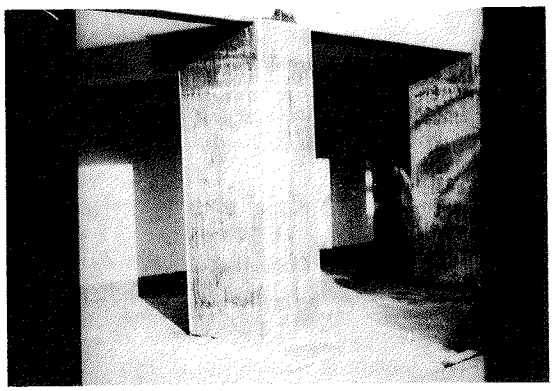


Fig. 12.

El hormigonado se hizo con bomba, al ser el Betec un mortero autonivelante, que se coloca en obra con gran fluidez, hecho que facilita este tipo de puesta en obra.

Para finalizar, diremos que las obras fueron realizadas por las Empresas Constructoras CYR Galicia S.L. y Construcciones Santamaría S.L.

BIBLIOGRAFIA

1. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Comentarios al título 3.º, del control, de la E. H.-73». *Hormigón y Acero.* N.º 129. 4.º trimestre, 1978.

2. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Patología: Reparación de un Forjado Reticular». *Hormigón y Acero.* N.º 136. 3.er trimestre, 1980.

3. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Patología. Refuerzo de encepados sobre pilotes». *Hormigón y Acero.* N.º 142. 1.er trimestre, 1982.

4. JOSE ANTONIO FERNANDEZ ORDOÑEZ y ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación». *Hormigón y Acero.* N.º 148. 3.er trimestre, 1983.

5. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado». *Hormigón y Acero.* N.º 153. 4.º trimestre, 1984.

6. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Proyecto de reparación del viaducto sobre la ría de Navia, de la línea Ferrol-Gijón de los Ferrocarriles de vía estrecha (F.E.V.E.)». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre, 1985.

7. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre, 1985.

8. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Reparación de una estructura de edificación de hormigón armado, que presentaba una degradación por carbonatación muy avanzada del hormigón y una corrosión alarmante en sus armaduras». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre, 1985.

9. A. GONZALEZ SERRANO y C. LORENTE DE NO. «Rigidización, mediante pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería». *Hormigón y Acero.* N.º 157. 4.º trimestre, 1985.

10. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Método práctico para reparación de fisuras». *Hormigón y Acero.* N.º 173. 4.º Trimestre, 1989.

11. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón». *Hormigón y Acero.* N.º 178. 1.er trimestre, 1991.

12. ANTONIO GONZALEZ SERRANO. «El pretensado como solución ejemplar en zapatas y encepados con grandes cargas portantes». *Primeras Jornadas Nacionales sobre Técnicas en Centrales Nucleares.* Madrid, 1982.

13. ANTONIO GONZALEZ SERRANO y PEDRO A. DOMINGO ZARAGOZA. «Sistema de excavación a cielo abierto en una estación del metro de Madrid. Un método que eliminó el peligro de derrumbamientos en un talud de quince metros de altura». *Arte y Cemento.* N.º 1.119. Octubre, 1976.

14. E.H.-88. «Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado».

15. E.F.-80. «Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionarles de hormigón armado o pretensado».

16. C.E.B.-F.I.P. «Model Code for Concrete Structures».

17. W.F. CHEN. «Plasticity in reinforced concrete». *McGraw-Hill Book Company.*

18. Regles B.A.E.L.-80. «Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites».

19. PAUL F. RICE y EDWARD S. HOFFMAN. «Structural Design Guide to the ACI Building Code». *Van Nostrand Reinhold Company.*

20. ACI 318 M-89. «Building Code Requirements for Reinforced Concrete».

21. MARK FINTEL. «Handbook of Concrete Engineering». *Van Nostrand Reinhold Company.*

RESUMEN

En el presente artículo se expone el sistema seguido para reparar los pilares dañados, de tres bloques de viviendas situados en el Barrio de las Flores en La Coruña.

El hormigón de los pilares estaba degradado por carbonatación y la armadura presentaba una fuerte corrosión.

Se empleó un zunchado metálico para reparar los pilares más delicados, y un recrecido, cosido con conectores al pilar existente, en el resto de los casos.

SUMMARY

This paper explains how to repair some columns of several buildings existing in La Coruña.

The work contains how reinforcement corrosion can crack concrete and advises on remedial action.

Two systems of reinforcement are used. In the weakes't columns a metallic hoop is used. The others were repared using an increased concrete cover tied with shear connectors to the existing columns.

The novelty of this method is to employ mortars with high resistance, up to 20.000 psi. It allows to bind the shear connectors to the old concrete with small lenghts.

Reparación del puente del Burgo, en La Coruña. Proyecto hecho para la C.O.T.O.P: de la Xunta de Galicia

No está mi casa desierta,
no está desierta mi estancia...
que aunque no estás a mi lado
y aunque tu voz no me llama,
tu sombra, sí, sí, ... tu sombra;
tu sombra siempre me aguarda.

(Rosalía de Castro)

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Patología, Análisis, Reparación de Estructuras, Peritajes e Informes

A miña nai:
Na sua lembranza

TIPOLOGIA ESTRUCTURAL DEL PUENTE

El 10 de Abril de 1988 la Conselleria de Ordenación del Territorio de la Xunta de Galicia, me adjudica la Asistencia Técnica para la redacción de los Proyectos de reparación de los Puentes del Burgo y del Ezaro.

El primer proyecto que se redacta del Puente del Burgo es del año 1941. Su autor es el Ingeniero de Caminos Dn. Pablo Iglesias Atocha, al que conozco. Posteriormente, el autor del Proyecto redacta un nuevo Proyecto Reformado, ante las dificultades encontradas al intentar construir las cimentaciones proyectadas a base de cajones de aire comprimido. Estas cimentaciones se cambian, en el Proyecto Reformado, por cajones indios hincados, sin hacer ninguna modificación al tablero.

El puente está constituido por 5 vanos isostáticos de 18 m de luz y 12 m de ancho [véase fotografía 1]. El tablero está formado por 4 vigas en T, de 1,60 m de canto total, con alas de 20 cm de espesor, separadas 2,60 m a interejes. Las vigas extremas tienen voladizos de 2,10 m. La sección transversal del tablero se ve en la fotografía 3.

El tablero, de 12 m de ancho, se compone de 9 m de calzada y dos aceras de 1,50 m. La losa

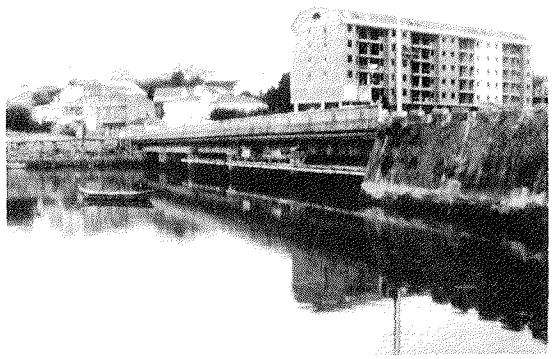


Foto 1.

del tablero, de 20 cm de espesor, como se ha dicho, está acartelada en su encuentro con las vigas.

La estructura es de hormigón armado, estando formada la armadura principal de tracción de las vigas, por 10 redondos de 50 mm de diámetro de acero dulce. De los 10 redondos dispuestos, 4 son corridos de lado a lado en las vigas; y los otros 6 se levantan en ambos extremos, para absorber esfuerzo cortante. Las vigas tienen estribos, formados por redondos de 8 mm de diámetro, cada 20 cm, en los extremos,

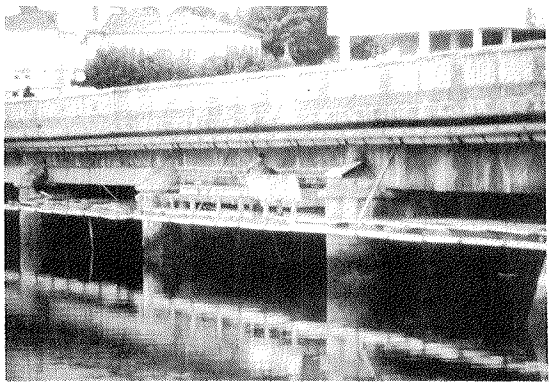


Foto 2.

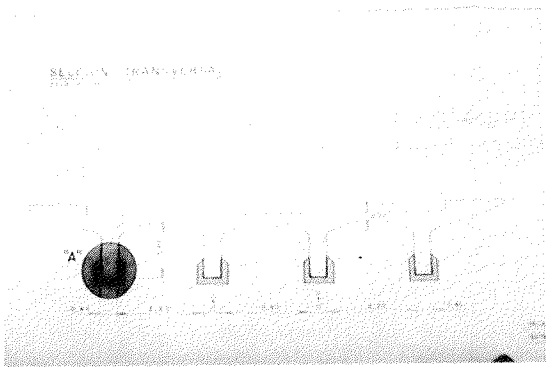


Foto 3.

en los que se levantan las barras longitudinales. En la zona central, donde no se levantan las barras longitudinales, los estribos son de diámetro 10 mm, con separaciones de 20 cm.

La armadura principal de la losa está formada por 5 redondos del 12 por metro lineal, dispuestos tanto en la cara superior como en la cara inferior. Además, se disponen otros 5 redondos del 12 por metro lineal, en la cara inferior, en centro de vano, que se levantan a 45º, para reforzar la armadura de negativos en apoyos de vigas.

Las vigas se apoyan, en tres pilas y en dos estribos, en apoyos de plomo, estando anclados, con armaduras verticales pasantes, en uno de sus extremos.

Si se tiene en cuenta la época en que fue redactado el Proyecto, se debe afirmar que el cálculo del mismo se puede calificar como modélico, por el rigor con que se hizo. Evidentemente, el Proyecto no contempla el reparto transversal de cargas, ni el comportamiento no lineal, ni el cálculo en rotura, que son técnicas posteriores a la época en que se redactó.

Recordemos que Huber utilizó por primera vez la teoría de la losa ortótropa, para el análisis de placas de hormigón armado, en el año 1924. Posteriormente, Guyón, en 1946, aplicó el método a un tablero de puente con vigas prefabricadas, sin considerar la rigidez torsional. Massonet, en 1952, extendió el método, contemplando la rigidez torsional del tablero.

Después, Rowe, en 1962, publicó el libro "Concrete Bridge Design", que incluye ábacos con coeficientes de excentricidad, o de distribución de la flexión longitudinal, así como los coeficientes de flexión transversal. Finalmente, Pama y Cusens, en "Bridge Deck Annalysis", John Wiley & Sons, London, 1975, han extendido y perfeccionado el campo de aplicación de los ábacos de Rowe.

Sorprende comprobar la coincidencia de esfuerzos, entre el Proyecto original del año 1941 (hecho con las técnicas y las Instrucciones entonces vigentes), y un recálculo realizado con las técnicas actuales (emparrillado).

Resumimos aquí una comparación de esfuerzos:

Viga interior:
Momento Proyecto 1941 .... 321,17 m x t
Momento Recálculo 1989 ... 311,09 m x t
Cortante Proyecto 1941 ..... 72,00 t
Cortante Recálculo 1989 ..... 75,90 t

La identidad de esfuerzos, para la viga interior es excepcional, tal y como se puede ver en la comparación anterior.

Viga de borde:
Momento Proyecto 1941 .... 318,74 m x t
Momento Recálculo 1989 ... 395,76 m x t
Cortante Proyecto 1941 ..... 90,00 t
Cortante Recálculo 1989 ..... 100,20 t

Como se aprecia, la viga de borde se ve más solicitada a flexión, con las nuevas cargas de la Instrucción de Puentes vigente, colocadas con la máxima excentricidad. El puente quizá resistiría estas cargas, con coeficiente de seguridad menor, habida cuenta la seguridad adicional que supone el cálculo de secciones con el método elástico.

Actualmente, la flexión transversal resulta mayor, al aplicar las cargas puntuales de la Instrucción vigente.

En el Proyecto de 1941 la losa se arma transversalmente para resistir un momento positivo de 2,41 m x t/m . l, y un momento flector negativo de 1,99 m x t/m . l. En el cálculo actual se considera la flexión transversal general y la flexión transversal local. Sumados ambos estados, el momento flector transversal aumenta a 4,71 m x t/m . ℓ , en negativos y a 3,27 m x t/m . ℓ en positivos.

El momento flector negativo se vió, al hacer el recálculo, que se absorbe con coeficientes de

seguridad algo bajos. El momento flector positivo tiene, por el contrario, un coeficiente de mayoración bajo, de 1,24 x 0,9, hecho lógico, porque la Instrucción vigente es mucho más dura que la que había entonces, y porque la flexión general transversal no se conocía cuando se proyectó el puente.

Si tuviera que pasar una carga importante, análoga a la propuesta en la Instrucción vigente, se debería estudiar que pasase centrada con el tablero, para reducir al mínimo la flexión transversal.

DESCRIPCION DE LOS DAÑOS OBSERVADOS

La patología que presentan las vigas principales del tablero del puente, son unas grietas longitudinales muy importantes, que son debidas a las fuertes tensiones internas que se generan al corroerse la armadura. [Véanse fotografías 4, 5 y 6].

En efecto, la armadura, al corroerse, se transforma en óxido poroso de hierro, en capas muy blandas y superpuestas, conocido por "herrumbre". Este proceso va acompañado por un elevado incremento de volumen o expansión en la armadura (del orden de 1 a 10), lo que origina unas fuertes tensiones internas, como se ha dicho, que conllevan a las grietas mencionadas.

Esta corrosión ha sido posible porque el hormigón es permeable y poco compacto, los

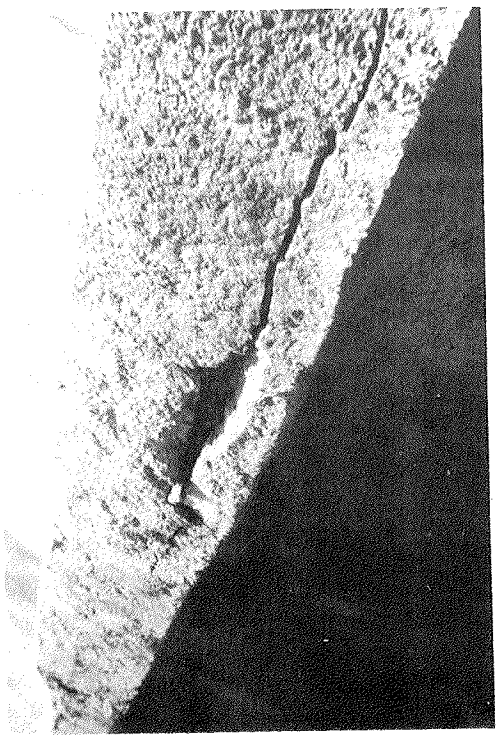


Foto 4.

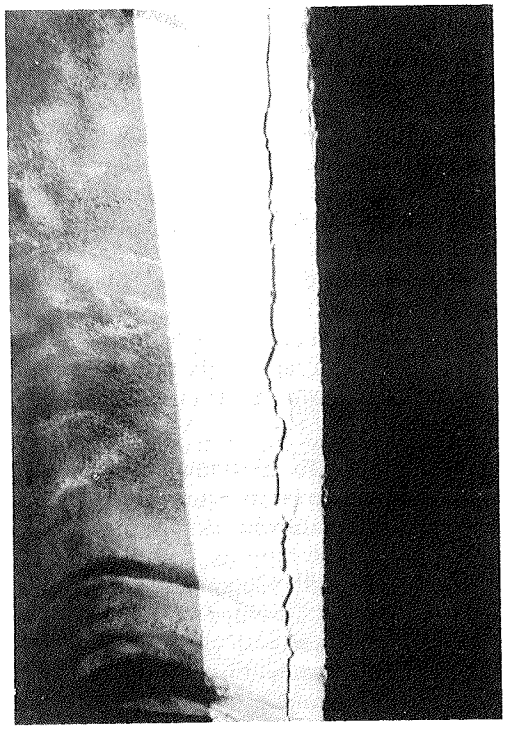


Foto 5.

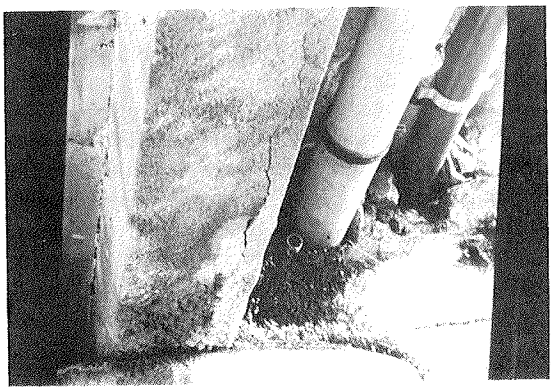


Foto 6.

recubrimientos son insuficientes, el área traccionada está muy próxima al nivel del mar, con un ambiente salino claro, y el agua de lluvia cae pegada a los paramentos de las vigas, al estar rotos los desagües del puente. Hechos que se comentarán a continuación.

En esta comunicación se remite al lector, al "Anejo Nº 1 - Explicación química de la degradación del hormigón por carbonatación y de la corrosión de las armaduras", de mi publicación "La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación". [Véase bibliografía 4].

La degradación por carbonatación, allí descrita, es un ataque básico, es decir, con la carbonatación se produce una alteración importante del efecto pasivante que el hormigón tiene sobre sus armaduras.

Para abundar en el punto anterior, diré que en un hormigón normal, suficientemente compacto, de calidad aceptable, y con un Ph que oscila entre 12 y 12,5, las armaduras no sufren ningún proceso de corrosión, debido a que se forma una película de óxido de hierro sobre la superficie del acero, de forma análoga a la película pasivante de óxido de aluminio, que protege a este metal frente a su corrosión, en condiciones normales de exposición. Sin embargo, cuando el Ph del hormigón toma valores inferiores a 11, la capa pasivante de óxido de hierro, antes mencionada, queda destruida, corroyéndose la armadura y transformándose en "herrumbre".

En la bibliografía mencionada, a la que me remito, se exponen las diversas causas que favorecen la carbonatación del hormigón. Una causa, obviamente muy importante, que favorece la progresión del fenómeno, es la permeabilidad y falta de compacidad de los hormigones, ya que esta causa es una vía de acceso importante para los agentes atmosféricos que la provocan. Los hormigones hechos, por aquel entonces, no es de extrañar que sean de deficiente compacidad, por las carencias de cementos y de métodos de dosificación.

Hablemos ahora de los recubrimientos. Sería muy loable, para conseguir la durabilidad de las estructuras de hormigón, que el hormigón correspondiente a la zona de los recubrimientos de las armaduras, fuera de mejor calidad que el hormigón del resto de la pieza. Como ello no es posible, se debe procurar que, al menos, este hormigón, no sea de inferior calidad que el del resto de la pieza. Para que esto sea factible, los recubrimientos han de ser suficientes, y no se han de proyectar, ni construir jamás, piezas de hormigón con recubrimientos insuficientes.

En estructuras de hormigón convencionales, la dimensión del recubrimiento ha de ser igual, como mínimo, al tamaño máximo del árido utilizado en la elaboración del hormigón. Incluso es recomendable que, en zonas de difícil hormigonado, este recubrimiento sea vez y media el tamaño máximo del árido utilizado.

Si esto se cumple, las armaduras se encuentran recubiertas de un hormigón análogo al del resto de la pieza, con igual calidad, compacidad y resistencia. Esta idea tan pueril, sin embargo, no se cumple muchas veces (al igual que tampoco se guardan las distancias correctas entre armaduras), y ello da lugar a que en las zonas con recubrimientos escasos, el hormigón no sea de igual calidad que en el resto de la pieza. El hormigón de estas zonas es, entonces, de peor calidad, en primer lugar, porque le falta el árido más grueso, y en segundo lugar, porque el hormigón no se puede vibrar ni colocar de forma idónea. En estas zonas lo que termina colocándose es un mortero poroso, poco compacto y de débil resistencia. Este mortero, que es muy vulnerable frente a la agresividad de los agentes atmosféricos, pone en contacto a la armadura con dichos agentes externos, y por esta causa se oxida y se transforma en herrumbre, según el proceso que se ha mencionado.

Se ha mencionado que el efecto pasivante de la película de óxido de hierro, queda destruido cuando disminuye el Ph del hormigón; sin embargo, se puede producir esta destrucción con Ph altamente básicos, (Ph superiores a 11), si el hormigón llega a tener cantidades sensibles de iones cloro, tal y como se describe en el Anejo Nº 1 antes mencionado. Los iones cloro tienen la propiedad de acelerar la destrucción de la capa protectora de óxido de hierro, bastando una pequeña cantidad de iones cloro para compensar una alta basicidad del hormigón, como así se puede comprobar en la figura 2 del Anejo Nº 1 mencionado.

Es evidente que este factor ha jugado un papel importante en el problema de patología del puente, por la proximidad de la fibra inferior de las vigas al nivel del mar.

Al construir el puente se hicieron unos desagües, en el encuentro de la acera con la calzada, consistentes en unos tubos verticales de gres, que actualmente estaban rotos. Al estar rotos estos desagües, (que actualmente se rehicieron con tubos de PVC de mayor diámetro, a los que se les exigió que tuvieran un diámetro superior al de una lata de refresco), el agua de lluvia, durante muchos años, ha caído pegada a los paramentos de las vigas, y esas zonas, concretamente, son las más dañadas.

En las fotografías 7 y 8 se ven las manchas, que esta humedad ha dejado en el paramento de las vigas, con el paso del tiempo. También se ven perfectamente unas manchas de color blanquecino, que se han producido por la pérdida de la cal libre disuelta en el agua de lluvia.

Es evidente que el agua de lluvia, al ser químicamente pura, presenta una elevada capacidad de disolución de la cal libre del hormigón, hecho que produce una disminución del Ph, con las consecuencias que se mencionaron. En algunas zonas de estas vigas se observaron pequeñas estalactitas, formadas por la cal disuelta por este efecto. Además, como el agua es un factor que influye en el proceso de carbonatación del cemento, es lógico que éste aumente en las zonas con agua abundante en la superficie de las vigas.

Actualmente se observa que los daños se han querido reparar, en un pasado no muy lejano, aplicando un gunitando a los paramentos inferiores de las vigas. El hormigón proyectado, ("shotcret", como así se le denomina en la lite-

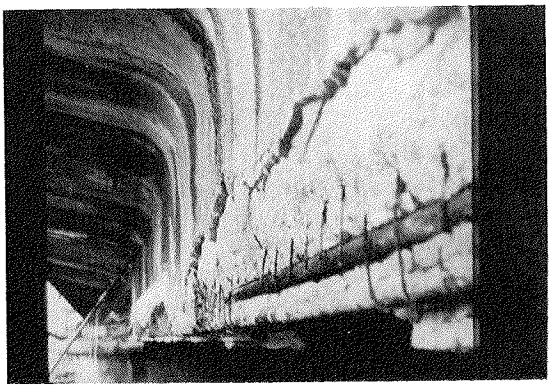


Foto 7.

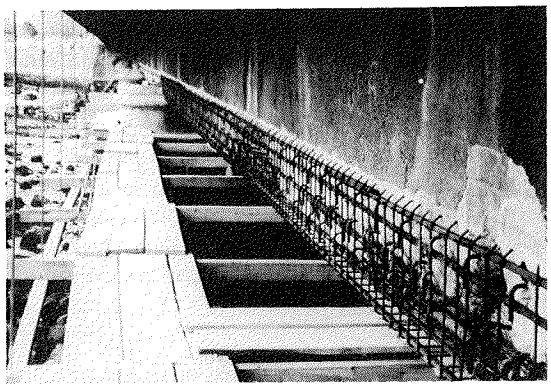


Foto 10.

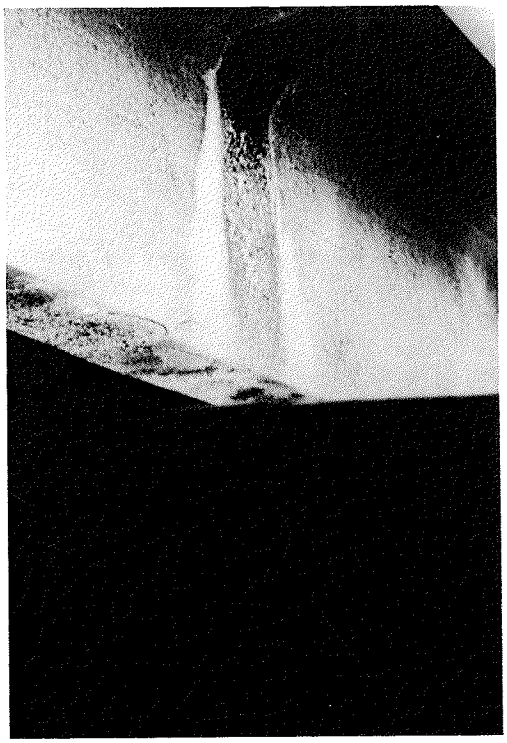


Foto 8.

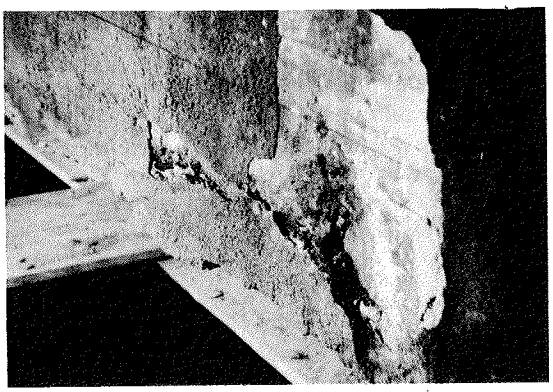


Foto 9.

ratura anglosajona de forma más expresiva), ni fue lo suficientemente bueno, ni se adhirió al hormigón de las vigas, de tal forma que no pudo aislarlas del ataque del medio exterior, que siguió su sórdida labor, como se comprueba en las nuevas fisuras que han aparecido en el gunitado.

En las fotografías 8 a 10 se ve claramente como se desprende un mal enfoscado, hecho en lugar del gunitado que se quiso realizar.

A este respecto se quiere indicar que se puede conseguir un buen hormigón proyectado, con una resistencia equivalente, o incluso superior, a la de un buen hormigón convencional. Para esto es imprescindible conocer bien la técnica, y elegir adecuadamente las siguientes variables: Equipo de aplicación, áridos y su granulometría, dosificación y tipo de cemento, aditivos y equipo de puesta en obra.

Los factores que intervienen con más influencia en el proceso son la presión y el consumo de aire comprimido. Normalmente estos factores están infravalorados, y se utilizan con valores escasos, con un criterio erróneo de economía, por muchas casas especializadas, obteniéndose así un producto final inadecuado.

También es muy importante la especialización del personal que proyecta el mortero. J. Reading [véase publicación 22], refiriéndose a este punto concreto, cita un caso en el que, empleando el mismo equipo mecánico de puesta en obra, e idéntica composición del material base, la resistencia bajó de 420 kg/cm^2 a 105 kg/cm^2, al sustituir el personal cualificado por otro mal adiestrado. Es decir, con los mismos elementos se puede lograr un hormigón proyectado excepcional o un mal enfoscado, poco compacto, no incrustado, con una mala adherencia y sin capacidad de proteger al hormigón que se va a revestir.

Normalmente, se suele colocar un mallazo; incluso a veces se coloca una simple tela de gallinero, conocida técnicamente como enre-

jado de simple torsión 5.116, para disminuir el rechazo. Este mallazo no se ha detectado en el caso que nos ocupa.

En la figura 1, que se ha tomado de la Norma "Recommended Practice for Shotcreting" ACI 506-66, (23), se ve perfectamente la diferencia entre un hormigón proyectado bien ejecutado y otro mal hecho. Este último deja "zonas en sombra" poco compactas, y con un contenido pobre en cemento.

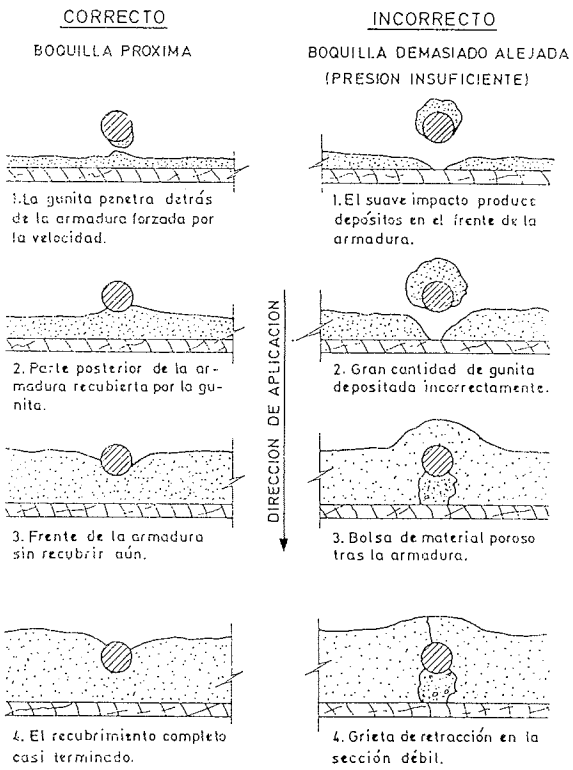


Fig. 1.

En las fotografías 11, 12, 13 y 14, se ve perfectamente el estado en que se encontraba la armadura, una vez que se removió el hormigón dañado. Los estribos estaban cortados en la mayoría de los casos; no así la armadura principal, de 50 mm de diámetro, que sufrió una pérdida de sección de hasta el 25 por 100. Este hecho me hizo recordar una recomendación de D. Carlos Fernández Casado [q.e.p.d.], que decía, que en zapatas, los redondos, no debían ser inferiores al 16.

Foto 11.

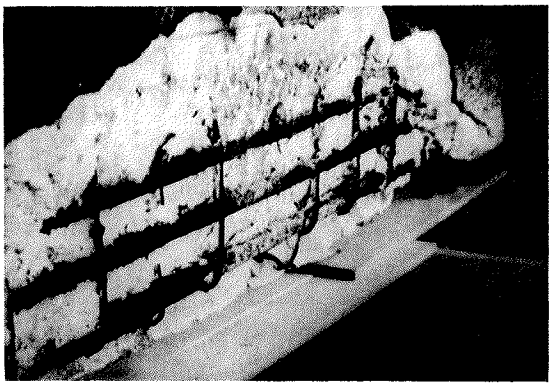


Foto 12.

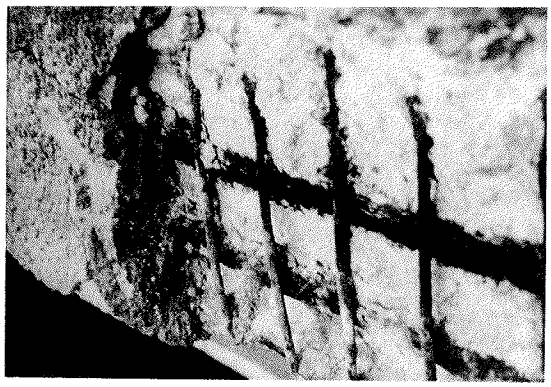


Foto 13.

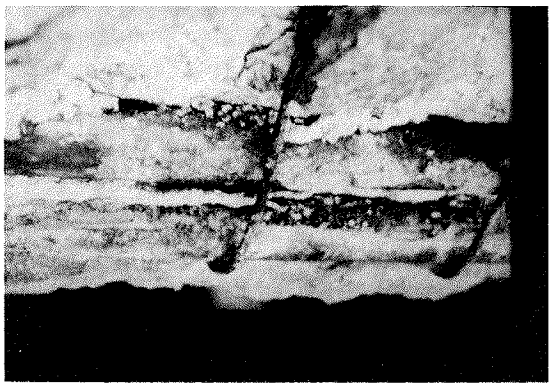


Foto 14.

EXPLICACION DEL SISTEMA DE REPARACION

La solución de refuerzo básicamente consiste

en eliminar y desprender todo el hormigón que se encuentre suelto, fisurado y degradado, reponiendo un recubrimiento inferior, de 9 cm de espesor, en forma de T invertida, en el que se alojan las armaduras longitudinales necesarias. Véase fotografía 15.

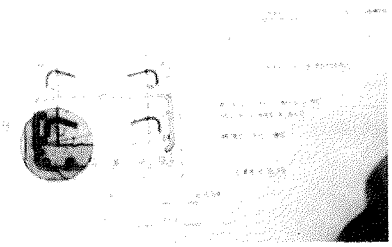


Foto 15.

El refuerzo se hace, obviamente, para que el tablero resista, en sentido longitudinal, los momentos flectores debidos a la Instrucción de Puentes vigente.

El criterio que se adoptó es el siguiente: En la memoria de cálculo se determina, en primer lugar, la armadura A_1 que es necesaria para resistir, con un coeficiente de mayoración de 1,6 x 0,9, los momentos flectores debidos a peso propio + concarga + sobrecarga uniforme + carro de 60 t. En una etapa posterior, se calcula la armadura A_2, que es necesaria para resistir, con un coeficiente de mayoración de 1,00, los momentos flectores debidos a peso propio + concarga + sobrecarga uniforme. La armadura que hay que disponer es $A_1 - A_2$.

Es evidente que el peso propio + concarga + una cierta sobrecarga, la resiste el tablero, puesto que está actualmente en servicio, y de ahí la deducción que se hace, que está muy del lado de la seguridad, y que, sin embargo, tiene en cuenta la resistencia de la estructura actual.

En el cálculo se determinan los esfuerzos rasantes que se producen en la unión, entre el hormigón nuevo y el del refuerzo, para las nuevas cargas concomitantes con la hipótesis anterior. La transmisión de estos esfuerzos, desde la viga al recrecido, se hace mediante conectores.

A este respecto, y para no sobrecargar el trabajo, véase mi publicación: "Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón". (11).

El recrecido se hizo con un mortero de alta resistencia, de valor H-800, en el que intervino la marca Betec. Este mortero es, además, altamente básico, de gran compacidad, y posee una gran adherencia con el hormigón existente, condiciones que son necesarias para garantizar la durabilidad del refuerzo.

Se han cuidado en extremo los recubrimientos mínimos de todas las armaduras, colocando los separadores necesarios. Estos recubrimientos se han fijado en 4 cm, cumpliendo la Instrucción vigente.

La Instrucción indica que cuando los recubrimientos sean superiores a 40 mm, se deberá colocar una malla en la mitad del recubrimiento, en la zona de tracción de la pieza, con una cuantía que viene determinada en el art. 13.3.e. En los comentarios al citado artículo, la Instrucción indica que esta malla puede resultar perjudicial por el peligro de oxidación.

Esto último es muy cierto y, además, gravísimo, lo que me lleva a luchar contra la colocación de ese tipo de malla. Además, esa malla no puede ser tupida, porque impide el hormigonado correcto del hormigón que la recubre, y esto es enormemente perjudicial, como se deduce de la lectura del artículo. Si se quiere finalmente colocar una malla próxima al paramento, para contrarrestar la retracción cuando los recubrimientos son excesivamente altos se debe colocar un mallazo de plástico o de fibra de vidrio, que no presenta los problemas antedichos.

En las fotografías 16 y 17 se ve la ferralla del recrecido inferior de las vigas, con los conectores de unión dispuestos.

En la fotografía 18 se ve el encofrado utilizado, y en la fotografía 19 se ve una perspectiva del refuerzo, una vez terminado, en una de las vigas.

Se quiere también explicar el cimbrado elegido, que fue enormemente simple y económico. Este cimbrado consistió en una plataforma, colgada de barras Dywidag que iban sujetas en el tablero del puente.

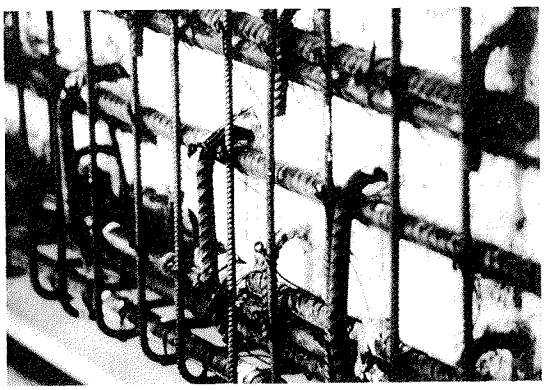


Foto 16.

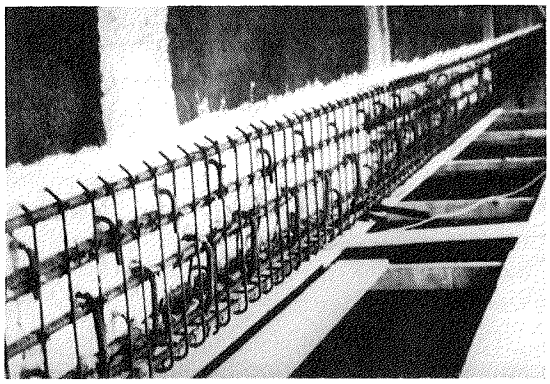


Foto 17.

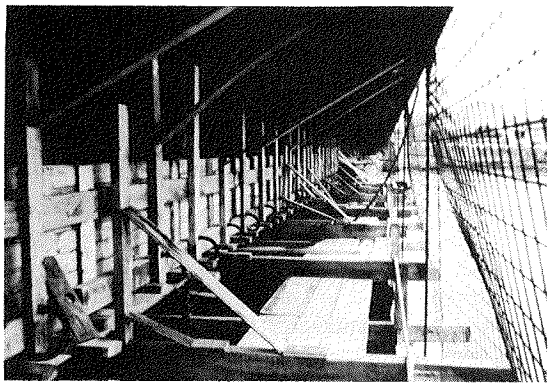


Foto 18.

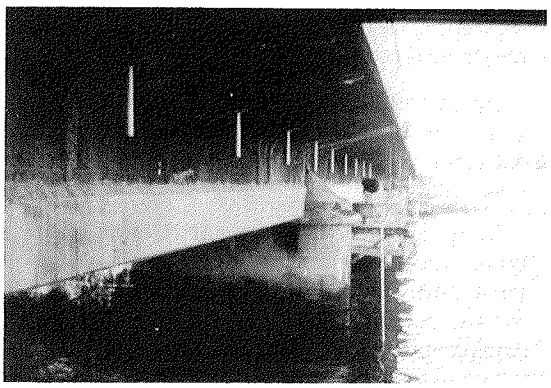


Foto 19.

Se quiere dejar constancia de mi agradecimiento a los ingenieros de Caminos D. Antonio A. Fernández Sarasquete, D. Francisco Dapena, D. Luis García Alonso y D. Guillermo Grandio Chao, de la C.O.T.O.P. de la Xunta de Galicia; a la U.T.E. Elsan-Construcciones Santamaría; sin olvidar la encomiable labor del Sr. Miro Santamaría, y a todos los que hicieron que la obra pudiese llegar al fin propuesto.

BIBLIOGRAFIA

(1) "Comentarios al título 3º del control de la E.H.-73". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 129, 4º trimestre de 1978.

(2) "Patología: Reparación de un forjado reticular". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 136. 3.er trimestre de 1980.

(3) "Patología. Refuerzo de encepados sobre pilotes". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 142. 1.er trimestre de 1982.

(4) "La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación". Por José Antonio Fernández Ordóñez y Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 148. 3.er trimestre de 1983.

(5) "Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 153. 4º trimestre de 1984.

(6) "Proyecto de reparación del viaducto sobre la ría de Navia, de la línea Ferrol-Gijón de los Ferrocarriles de vía estrecha (F.E.V.E.)". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(7) "Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(8) "Reparación de una estructura de edificación de hormigón armado, que presentaba una degradación por carbonatación muy avanzada del hormigón y una corrosión alarmante en sus armaduras". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(9) "Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería". Por A. González Serrano y C. Lorente de Nó. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(10) "Método práctico para reparación de fisuras". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 173. 4º trimestre de 1989.

(11) "Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón. Hormigón y Acero. N.º 178. 1.er trimestre de 1991.

(12) "El pretensado como solución ejemplar en zapatas y encepados con grandes cargas portantes". Por Antonio González Serrano. Primeras Jornadas Nacionales sobre Técnicas en Centrales Nucleares. Madrid 1982.

(13) "Sistema de excavación a cielo abierto en una estación del metro de Madrid. Un método que eliminó el peligro de derrumbamientos en un talud de quince metros de altura". Por Antonio González Serrano y Pedro

A. Domingo Zaragoza. Arte y Cemento Nº 1.119. Octubre de 1976.

(14) E.H.-88. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado".

(15) E.F.-80. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado".

(16) C.E.B.-F.I.P. "Model Code for Concrete Structures".

(17) "Plasticity in reinforced concrete". W.F. Chen. McGraw-Hill Book Company.

(18) "Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites". Regles B.A.E.L.-80.

(19) "Structural Design Guide to the ACI Building Code". Paul F. Rice y Edward S. Hoffman. Van Nostrand Reinhold Company.

(20) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete". (ACI 318 M-89).

(21) "Handbook of Concrete Engineering". Mark Fintel. Van Nostrand Reinhold Company.

(22) Tecnología de la Gunita. Luis Martínez Díaz. Dr. Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.

(23) "Recommended Practice for Shotcreting" (ACI-506-66).

(24) "Shotcreting S.P." American Concrete Institute. Detroit 1966, pp. 224.

(25) Morán, T. Whitley: "The use of Gunite as Structural Material. A Survey of Developments, 1930-1955". The Structural Engineer (London). V. 34 nº 2. Feb. 1956, p. 37-55.

(26) Kulberg, O.N. "Pneumatically Applied Mortar for Restoring Concrete Structures". ACI Journal, Proceedings, V. 57, nº 2, Ago. 1960. pp. 183-192.

(27) "Dry-mix Shotcrete Practice". Theodore R. Crom.

(28) "Zur Technologie des Spritzbetons". O. Drögsler.

(29) Dardare J. "Estudio de los esfuerzos rasantes y el deslizamiento, en los elementos compuestos sometidos a flexión". Traducción de la Monografía núm. 1 publicada por "Centre d'Etudes et des Recherches de l'Industrie du Béton Manufacturé", de Francia. Traducción de R. Piñeiro. Hormigón y Acero Nº 121, págs. 23-82.

RESUMEN

En el presente artículo se expone el proceso seguido en la reparación y refuerzo del puente del Burgo, situado en el p.k. 599 de la carretera LC-211 de San Pedro al Portazgo, en la ría del mismo nombre, en La Coruña.

El puente está formado por 5 vanos isostáticos, constituidos por tableros de vigas de hormigón armado. Las vigas del puente estaban en un proceso de degradación muy avanzado, en el que la armadura se había transformado en herrumbre, que al expansionarse produjo alarmantes grietas longitudinales en las vigas.

SUMMARY

This work contains how to reinforce and repair the bridge's beams of five articulated spans of the same lenght. The decks are of four beams with 1,60 m dept, with T shape.

This paper explains how expansion due to corrosion can crack concrete and requires remedial action.

PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PUENTES - NAVES INDUSTRIALES - FORJADOS

Viaducto para el Tren Alta Velocidad en Ciudad Real.

ANDUJAR
Polígono Industrial Ave María - Apart. 248. Tel: 953/50 63 00 JAEN

GRANADA
c/ Divina Pastora, 9. Portal 11 - Bajo. Tel: 958/27 46 86

HUESCA
Paseo Lucas Mallada, s/n. Tel: 974/22 39 00

MONZON
Carretera de Lérida, s/n. Tel: 974/40 07 80 HUESCA

TORREJON DE ARDOZ
Carretera de Torrejón - Loeches, km. 4,200. Tel: 91/675 04 50 MADRID

ZARAGOZA
Paseo de la Constitución, 31. Tel: 976/23 75 02

MADRID: DIRECCION COMERCIAL
c/ Orense, 10-12. Tel: 91/555 05 35

Supresión de pilares en una nave

Ayer en sueños te ví...
Que triste cosa es soñar,
y que triste es despertar
De un triste sueño... ay de mí!

(Rosalía de Castro-Poemas Juveniles)

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos
Patología, Análisis, Reparación de Estructuras, Peritajes e Informes

A meus pais:
Na sua lembraza

DESCRIPCION DE LA ESTRUCTURA

El sistema seguido se comprende perfectamente siguiendo las 23 fotografías de la obra que se acompañan.

La nave existente, de planta rectangular, está formada por 45 pilares en retícula de 5 filas x 9 filas [véase foto 5], que tenían una cimentación directa con zapatas.

Sobre estos pilares descansaba un forjado [véase foto 3] que constituía el techo de la planta baja. En la planta primera no continúan cinco pilares interiores del eje de simetría más largo, y sobre los pilares existentes de esta planta, se apoyan las vigas que soportan a la cubierta [véase foto 9] junto con los pilares perimetrales [véase foto 1, con la sección transversal].

La estructura de la nave es de hormigón armado, a excepción de los pilares de la primera planta que eran de ladrillo. La nave tiene un cerramiento de doble tabique de ladrillo, de forma convencional. La cubierta es una cercha, típica, de estructura metálica.

DESCRIPCION DEL PROCESO DE EJECUCION

En la foto 1 se ve la sección transversal antes de realizarse la obra, mientras que en la foto 2 se ve una sección transversal, dada por el eje de los pilares que no se suprimen, después de realizarse la obra.

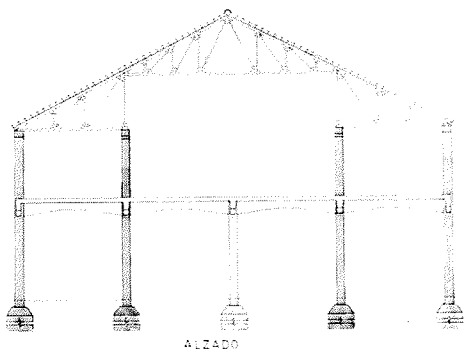


Foto 1.

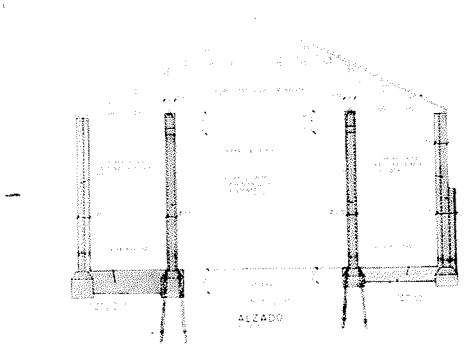


Foto 2.

En la fotografía 3 se ve el forjado que se suprimió en el techo de planta baja, y la retícula de pilares de planta baja, que se suprimieron en su mayoría; mientras que en la fotografía 4 se ve la obra una vez terminada, en la que se puede observar el tamaño final de la nave, por comparación con el tamaño de una persona, que se situó con tal finalidad.

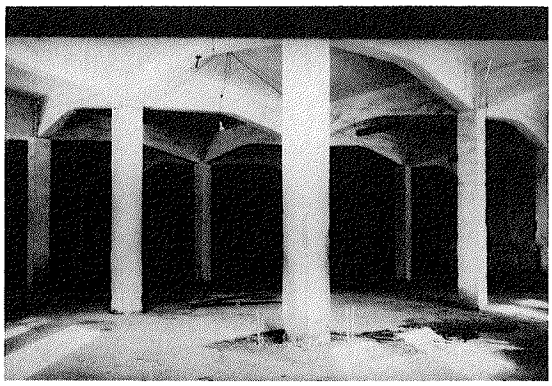


Foto 3.

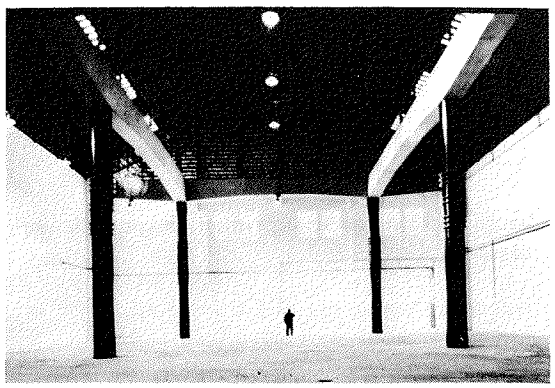


Foto 4.

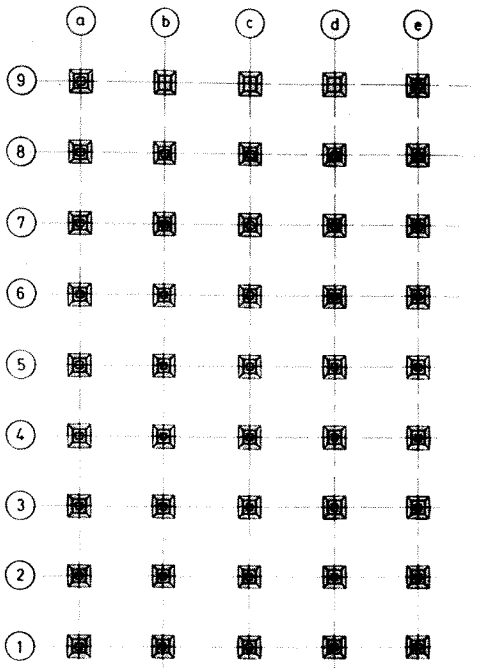


Foto 5.

En la foto 5 se ve la retícula de pilares inicial de la nave, y sus zapatas de cimentación, mientras que en la figura 6 se ve, sombreada, la nueva cimentación, que absorbió o embebió a las correspondientes cimentaciones antiguas.

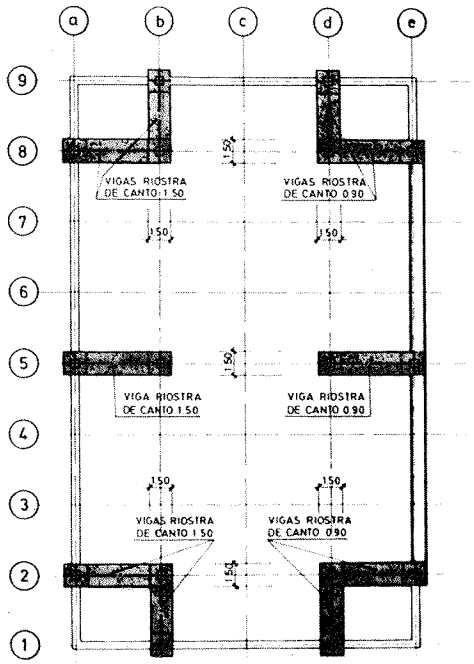


Foto 6.

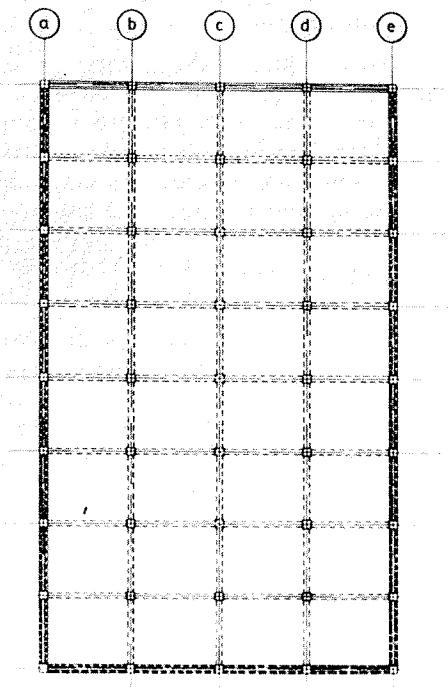


Foto 7.

En la foto 7 se ve el emparrillado de vigas y la losa, que constituían el forjado que se suprimió.

En la foto 8 se ven los 8 pilares de fachada y los 6 pilares interiores, que se reforzaron, como luego se comentará. Estos son los únicos pilares que soportan la totalidad de la nueva estructura.

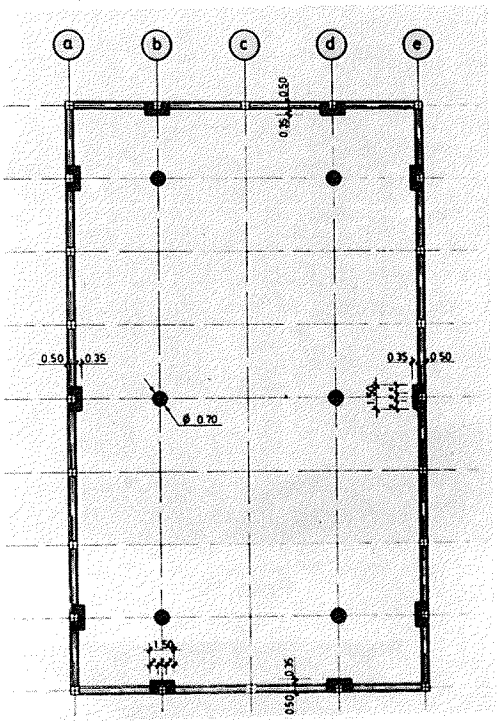


Foto 8.

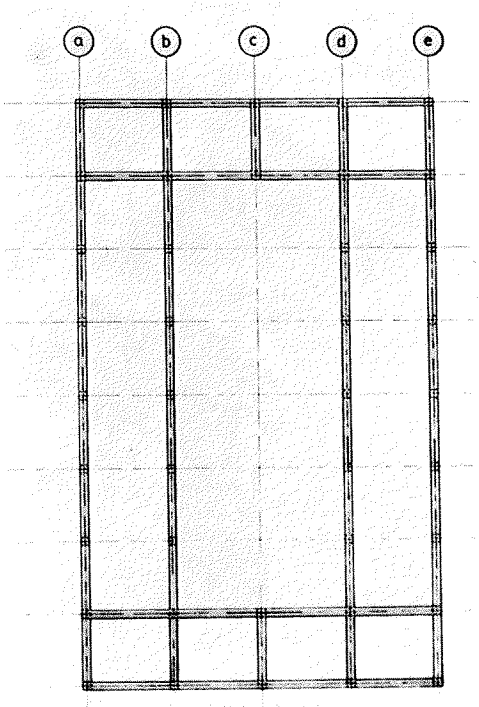


Foto 9.

En la foto 9 se ve el emparrillado de vigas inicial que soportaba la cubierta, mientras que en la foto 10 se ven las nuevas vigas, que embebieron a las iniciales, y que soportan la cubierta, después de finalizada la obra.

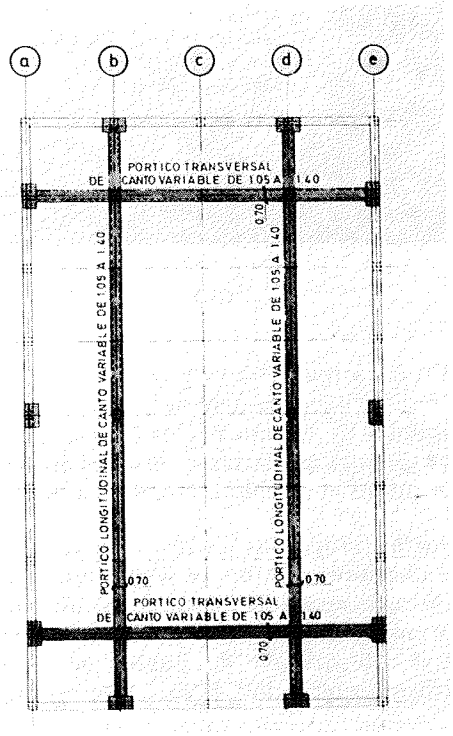


Foto 10.

Las fotografías 11 y 12 son dos detalles de construcción de la nueva cimentación que, como se dijo, embebe y une a las correspondientes cimentaciones antiguas. En todo este proceso se cumplió rigurosamente el capítulo 17 "Composite Flexural Members" del "Código ACI-318" [Bibliografía 18], exagerando las rugosidades o irregularidades, que son las que garantizan que se cumpla la hipótesis de Navier en la interface del nuevo hormigón con el antiguo.

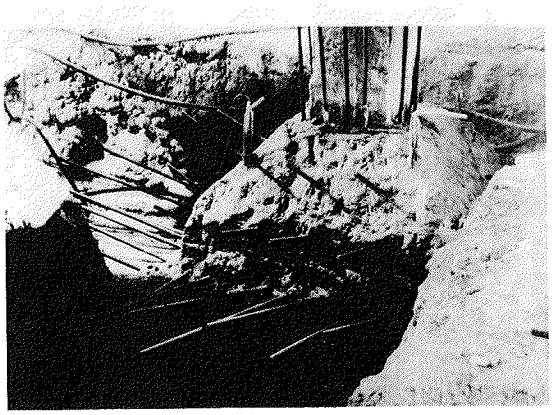


Foto 11.

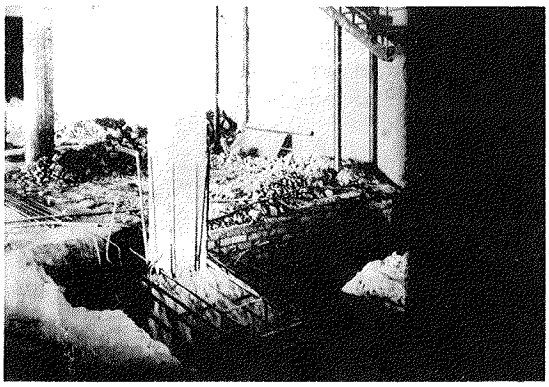


Foto 12.

En las fotografías 13 y 14 se ven dos de los pilares de fachada que se reforzaron, embebiéndolos en otros de mayor dimensión, ya que los existentes quedarían excesivamente esbeltos, al suprimir el forjado a mitad de altura.

En las fotografías 15, 16 y 17 se ven tres pilares interiores que no se suprimieron, que se reforzaron mediante un zunchado cilíndrico, tal y como se describe en mi publicación: "Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado". [Véase Bibliografía 4].

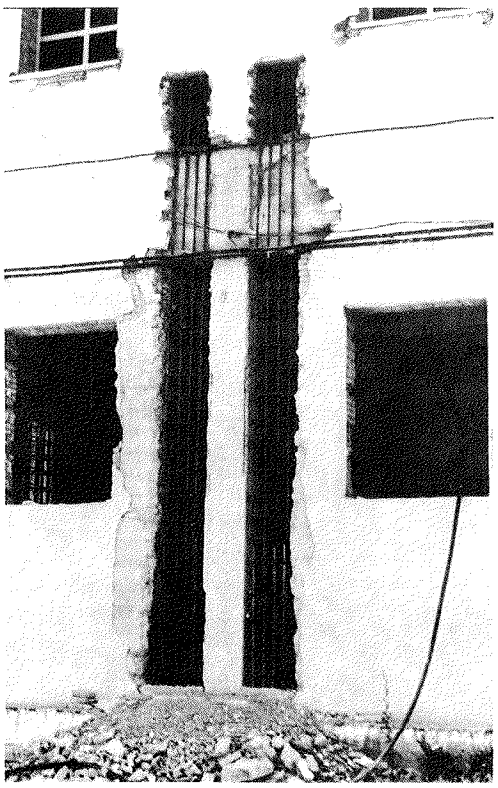


Foto 13.

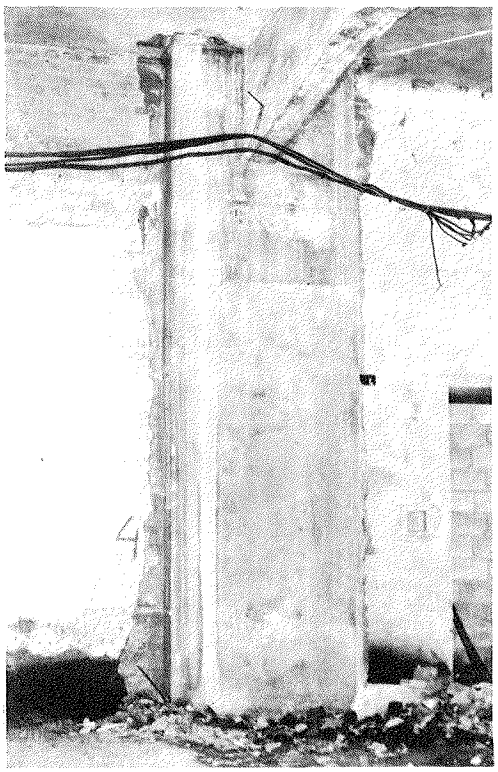


Foto 14.

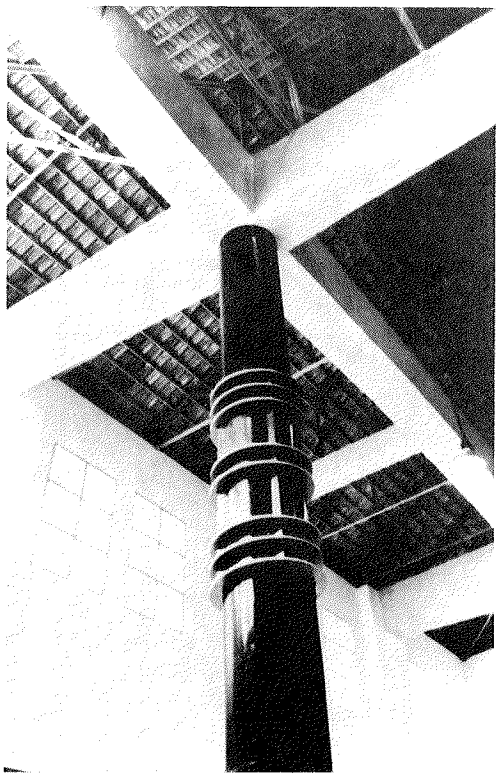


Foto 15.

La continuidad del pilar superior e inferior al forjado, en fase constructiva, mientras no se

demolió este forjado, se consiguió con unos angulares soldados exteriormente a los tubos, que finalmente se dejaron de forma parcial, adornándolos con unas coronas metálicas, hecho que constituye un motivo de belleza, a juicio del autor de esta Comunicación [véase fotografía 15].

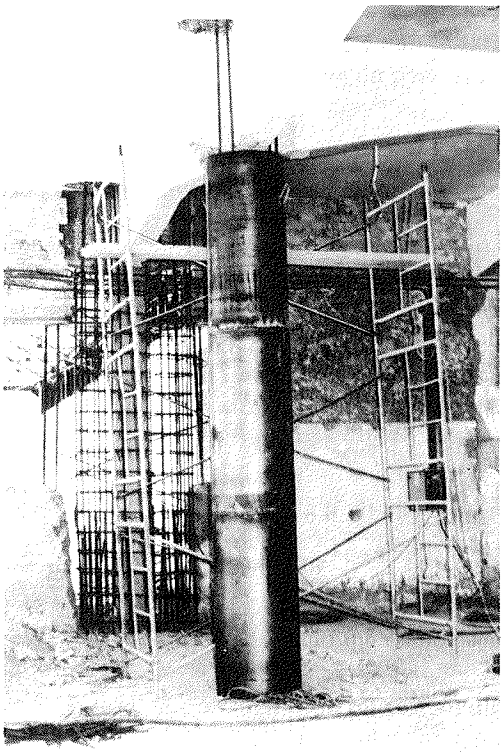


Foto 16.

Foto 17.

En la fotografía 18 se ve la viga que soportaba la cubierta de la estructura. Viga que estaba apoyada en una hilera de pilares de ladrillo.

Las vigas anteriores se embebieron en otras de mayor entidad, inyectadas con hormigón

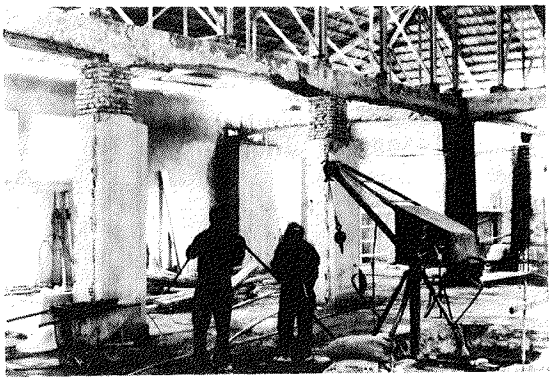


Foto 18.

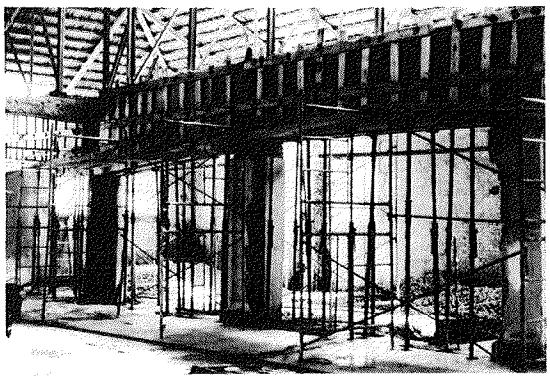


Foto 19.

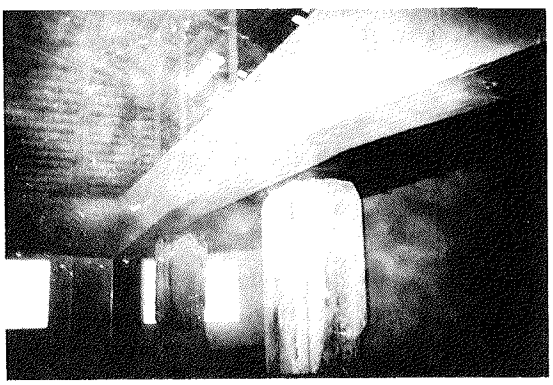


Foto 20.

Prepakt, que se apoyan en un menor número de pilares, hecho que permite suprimir los pilares que ahora son innecesarios. En la fotografía 20 se ven dos pilares de la planta primera, que ya se separaron de la parte superior de la estructura, y la nueva viga inyectada con hormigón Prepakt.

Suprimidos los pilares superiores innecesarios, tal como se ha indicado, se continuó demoliendo la totalidad del forjado que constituía el suelo de la primera planta, hecho que se ve en las fotografías 21 y 22.

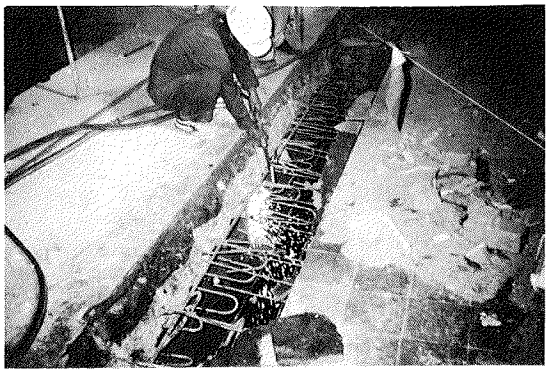


Foto 21.

Foto 22.

En la fotografía 23 se ve un nuevo aspecto de la obra terminada, que se complementa con las tomas de las fotografías 4 y 15.

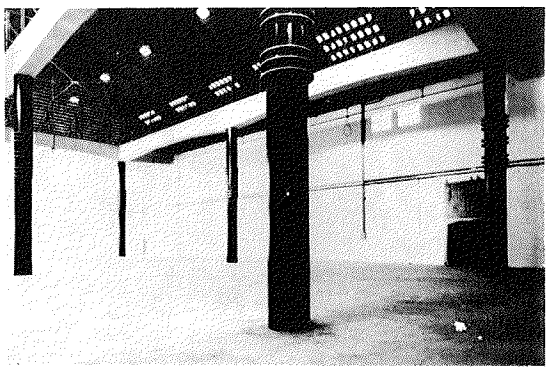


Foto 23.

Finalmente, se quiere indicar que este Proyecto fue hecho para Entrecanales y Tavora, S.A., y lo empecé perteneciendo a la plantilla de Iberinsa. Cuando la obra se terminó, con mi colaboración, yo ya no pertenecía a la Sociedad.

No quiero dejar de mencionar que la obra fue ejecutada de forma ejemplar por mi amigo D. Francisco Moreno, al que quiero felicitar, así como a todo el personal que hizo posible que la obra llegase al fin deseado.

BIBLIOGRAFIA

(1) "Comentarios al título 3º, del control, de la E.H.-73". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 129, 4º trimestre de 1978.

(2) "Patología: Reparación de un Forjado Reticular". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 136. 3er trimestre de 1980.

(3) "La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación". Por José Antonio Fernández Ordóñez y Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 148, 3er trimestre de 1983.

(4) "Patología 3. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 153. 4º trimestre de 1984.

(5) "Proyecto de reparación del viaducto sobre la ría de Navia, de la línea Ferrol-Gijón de los Ferrocarriles de Vía Estrecha (F.E.V.E.)". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(6) "Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(7) "Reparación de una estructura de edificación de hormigón armado, que presentaba una degradación por carbonatación muy avanzada del hormigón y una corrosión alarmante en sus armaduras". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(8) "Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería". Por A. González Serrano y C. Lorente de Nó. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(9) "Método práctico para reparación de fisuras". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 173. 4º trimestre de 1989.

(10) "El pretensado como solución ejemplar en zapatas y encepados con grandes cargas portantes". Por Antonio González Serrano. Primeras Jornadas Nacionales sobre Técnicas en Centrales Nucleares. Madrid 1982.

(11) "Sistema de excavación a cielo abierto en una estación del metro de Madrid. Un método que eliminó el peligro de derrumbamientos en un talud de quince metros de altura". Por Antonio González Serrano y Pedro

A. Domingo Zaragoza. Arte y Cemento Nº 1.119. Octubre 1976.

(12) E.H.-88. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado".

(13) E.F.-80. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado".

(14) C.E.B.-F.I.P. "Model Code for Concrete Structures".

(15) "Plasticity in reinforced concrete". W.F. Chen. McGraw-Hill Book Company.

(16) "Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites". Regles B.A.E.L.-80.

(17) "Structural Design Guide to the ACI Building Code". Paul F. Rice y Edward S. Hoffman. Van Nostrand Reinhold Company.

(18) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete". (ACI 318 M-89).

(19) "Handbook of Concrete Engineering". Mark Fintel. Van Nostrand Reinhold Company.

(20) "Structural Masonry Designers' Manual". W.G. Curting, G. Shaw, J.K. Beck y W.A. Bray. W.G. Curtin & Partners. Consulting Structural & Civil Engineers.

(21) "Calcul practique des Planchers-Dalles et Planchers-Champignons". Comité Européen du Béton. Bulletin d'Information Nº 67.

RESUMEN

En el presente artículo se expone el sistema seguido para suprimir la mayoría de los pilares interiores, en la nave de columnas de la Tabacalera de Granada, y el único forjado que tenía, que separaba, antes de la obra, la planta baja de la primera planta.

De esta forma se suprimió el forjado intermedio y los pilares interiores, excepto ocho pilares que sirvieron para apoyar las vigas nuevas, que embebieron a las antiguas, y que soportan la cubierta metálica, que se mantuvo inalterable en todo el proceso.

SUMMARY

This work deals with the method of removing most of the supports of a big commercial building. The method also allows to remove the only one existing floor.

* * *

Nueva Publicación de INTEMAC "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios"

Acaba de publicarse la segunda edición del libro "Proyecto y cálculo de estructuras de hormigón armado para edificios", del que es autor el profesor José Calavera Ruiz.

La primera edición llevaba agotada más de un año, pero el autor no ha querido publicar esta segunda edición hasta este momento, con el fin de recoger Normas de reciente aparición y de gran importancia.

El libro, en dos tomos que totalizan casi 1.500 páginas, está redactado tomando como base la nueva Instrucción española EH-88, pero con referencias continuas al Eurocódigo EC-2, aparecido en 1989, al MODEL CODE CEB-FIP 1990, publicado a fines de 1990 y a la Norma norteamericana ACI-318-89 también de muy reciente aparición.

El libro, que ya en su primera edición representaba la más completa obra española sobre el tema, ha experimentado una revisión íntegra con múltiples adiciones y en particular se presentan cuatro nuevos Capítulos, sobre Fatiga, Consideración de la Durabilidad en el Proyecto, Resistencia al Fuego y Tolerancias de Ejecución. El Capítulo de Cálculo no Lineal, ya existente en la primera edición, ha sido considerablemente ampliado y revisado totalmente en cuanto a la presentación del tema.

La nueva edición mantiene la línea de la primera en cuanto a aunar el rigor en el tratamiento de los temas con una continua atención a los métodos simplificados y a los detalles constructivos.

Los interesados en adquirir esta nueva publicación, deberán dirigir sus pedidos a:

Instituto Técnico de Materiales y Construcciones, INTEMAC.

Monte Esquinza, 30-5.º-D. 28010 Madrid.

El MDI exportará su Master a Iberoamérica

El pasado 20 de abril, el **Master en Dirección de Empresas Constructoras e Inmobiliarias (MDI),** firmó un acuerdo con la Pontificia Universidad Católica de Chile por el cual el próximo curso 91-92 se impartirá en Santiago de Chile el Master MDI de la E.T.S.A.M.

El MDI se ha convertido con este acuerdo en una de las primeras entidades españolas que exporta su formación a un país que mantiene una clara influencia norteamericana en el terreno de la docencia; y ha venido determinada por las múltiples peticiones de post-graduados sudamericanos con interés por cursar el Master en España.

Debido a las dificultades existentes en este sentido, la Escuela de Construcción Civil de la Universidad Católica de Chile, ha puesto en marcha los mecanismos pertinentes para llevar el Master a dicho país. El título será otorgado por la Escuela Técnica Superior de Arquitectura de Madrid y seguirá íntegramente el programa español, por medio de profesores y catedráticos españoles y chilenos.

En el acto de la firma de este acuerdo estuvieron presentes Pedro Pablo Aspee, Director de la Escuela de Construcción Civil, y Javier de Cárdenas y Chávarri, Catedrático de la ETSAM y Director del MDI, así como Juan de Dios Vial Correa, Rector de la Universidad Pontificia. Luis Calvo Castaño, Agregado Cultural de la Embajada de España en Chile y Jaime Rubio Landart, Profesor Asociado de la ETSAM.

El **MDI** tiene previsto firmar acuerdos similares con universidades de **Colombia, Ecuador y Venezuela,** con lo que contribuirá de forma sustancial al prestigio de la formación universitaria y profesional española.

* * *

Control de calidad en la edificación

El Instituto de Tecnología de la Construcción de Catalunya - ITEC, en su línea fundacional de proporcionar al sector instrumentos eficaces orientados a facilitar y mejorar la tarea de construir, acaba de publicar la segunda edición completa, revisada y actualizada, de la obra "Control de calidad en la edificación", en 7 volúmenes y más de 2.000 páginas.

En construcción, la calidad debe ser total, por lo cual existen sistemas de control global que permiten estimar el grado de confianza de la calidad que es su objetivo. La Dirección Facultativa, en las distintas fases del proceso de obra, ha de tener a su alcance los instrumentos adecuados para poder realizar un muestreo rápido que le permita estimar el grado de confianza de un elemento de obra, de un material, etc.

El ITEC ofrece estos siete volúmenes, estructurados en fichas perfectamente clasificadas y estructuradas, que estudian a fondo todos los controles posibles, de recepción de materiales, de ejecución y de proceso de obra, que permiten elaborar un plan de control necesario para esperar unas óptimas condiciones de uso y de durabilidad de la construcción. Además, menciona una serie de puntos críticos que son una importante ayuda en el momento de estimar la bondad de un elemento de obra concreto.

La obra tiene presente la Normativa de obligado cumplimiento y la Normativa recomendada respecto de cada material y de cada elemento de obra.

El precio de la obra completa es de 35.000 ptas. + 6% IVA = 37.100 ptas., y está a la venta en las librerías técnicas o en el mismo ITEC.

Para cualquier consulta o aclaración, los interesados deberán dirigirse a:

Instituto de Tecnología de la Construcción de Cataluña.

Wellington, 19
08018 Barcelona
Teléfono: 309 34 04. Ext. 223
Fax: 300 48 52.

COMUNICACIONES PRESENTADAS A LA XIII
ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE LA A.T.E.P.
Tema 4º: "Realizaciones"

Construcción de un aparcamiento subterráneo, de 306 m de longitud, sin juntas de dilatación, en Palma de Mallorca

No me tienes que dar porque te quiera,
pues aunque lo que espero no esperara,
lo mismo que te quiero te quisiera.
(Santa Teresa de Jesús)

Por Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos, Canales y Puertos.
Patología, Análisis, Reparación de Estructuras, Peritajes e Informes

A meu pai:
Por tantas cousas...

FILOSOFIA ESTRUCTURAL

Cuando se proyectó el refuerzo de los Ministerios de Industria, Comercio y Energía de Madrid, que están constituidos por 8 edificios delimitados por las calles Alberto Alcocer, Dr. Fleming, Panamá y el Pº de la Castellana, y que tienen 6 sótanos por debajo del nivel de la calle, se me planteó el problema de las juntas entre los edificios, en la parte enterrada de los mismos.

Estas juntas no se pueden dejar abiertas, (con un porexpan interpuesto), porque el empuje de las tierras las cerraría, creando unos esfuerzos hiperestáticos importantes. Tampoco se pueden suprimir, porque son continuación de unas juntas entre edificios, totalmente necesarias en la parte aérea, situada por encima de la cota de la calle.

La solución es hacer las juntas a tope, interponiendo un cartón embreado de débil espesor, que rompa la continuidad a tracción, y le de continuidad frente a esfuerzos de compresión.

De esta forma, si las tierras empujan a ambos lados, someten a los forjados enterrados a compresión. Si las tierras empujan a un solo lado, se produce una reacción en la pantalla opuesta, y los forjados enterrados también quedan sometidos a compresión.

Si se produce un incremento térmico, el hormigón de los forjados enterrados queda solicitado a bicompresión, que es una solicitación óptima para el hormigón. Si se produce un decremento de temperatura, se abre la junta, que se podrá cerrar cuando la temperatura cambie en sentido contrario o cuando el empuje del terreno lo obligue.

Este mismo planteamiento nos hicimos cuando se estudió la oferta del Gran Kursal de San Sebastián, hace ya muchos años.

Cuando se construyó el Aparcamiento de la Calle Almagro en Madrid, para la Mutua Madrileña Automovilista, se me llamó para que dictaminara sobre unas fisuras que aparecían en el forjado del primer sótano, según planos ortogonales al eje longitudinal del aparcamiento. Estos forjados estaban enlazados a las dos pantallas laterales, que coartaban su deformabilidad en esta dirección, y a dos filas interiores de pilares. Por esto, aunque el forjado se había proyectado con dobles pilares y con juntas en sentido longitudinal, éstas eran totalmente inoperantes. Las grietas, obviamente, eran de tipo térmico, por no estar el forjado armado con la armadura térmica necesaria.

Estas juntas son totalmente absurdas, y no han funcionado ni pueden funcionar jamás, porque el forjado en cuestión está rígidamente unido a las dos pantallas paralelas del aparcamiento, que son indeformables y que no le permiten deformarse en su dirección; de ahí la inoperatividad de las juntas.

Esta idea tan pueril, no se adoptó en el primer forjado del aparcamiento que se va a describir, porque la solución que yo le dí a la cubierta, lamentablemente, no la repitieron en el forjado inferior cuando me marché de Entrecanales, y la consecuencia fué la indicada.

FLUENCIA Y DUCTILIDAD

No se van a tratar técnicamente estos asuntos

de vital importancia en todas las estructuras. Sí diremos, que si las estructuras son dúctiles, y así se deben de proyectar siempre, la capacidad de redistribución de esfuerzos es enorme, mucho mayor que los límites que se imponen en las Normativas a fin de evitar que la redistribución se produzca con fisuración y pérdida de rigidez de la pieza.

El Código ACI-318 (20) establece unas limitaciones de ductilidad, en estructuras normales y en estructuras en zonas sísmicas, que son absolutamente imprescindibles. La Norma Española está muy coja, lamentablemente, en este punto. Los países que tienen amenaza sísmica, son los que conocen perfectamente estos temas, que en España se tratan muy poco.

Cuando se hizo la mencionada Torre de Comercio, en la Plaza de Cuzco, dos pilares de una junta de dilatación de 3,80 x 1,20 m, armados con redondos del 32, estaban casi tocándose en verano, y, en un día frío de invierno, estaban separados unos 4 cm. Entonces fue cuando ahondé en el mecanismo de disipación de esfuerzos por fluencia, que es una idea básica para comprender el comportamiento de las estructuras de hormigón, que las diferencia enormemente de las estructuras de acero, que no tienen esa ventaja.

Remito al lector al Capítulo 12 "Tratamiento Analítico de los efectos de la retracción y de la fluencia del hormigón" del libro "Hormigón Pretensado, Proyecto y Construcción", de Fritz Leonhardt (22). Este capítulo, que al principio me pareció excesivamente denso, es un pasaje interesantísimo, de trascendental importancia para comprender la filosofía y el comportamiento de los hormigones.

Es muy importante, el apartado 12.4. "Efecto de la retracción y la fluencia sobre los esfuerzos y reacciones hiperestáticos, sin considerar la coacción de las armaduras"; el apartado 12.42 "Reducción por la fluencia de los esfuerzos que se originan en una estructura hiperestática al producirse un único desplazamiento rápido de un apoyo", y el apartado 12.43 "Reducción por la fluencia de los esfuerzos que se originan en una estructura hiperestática a causa de movimientos lentos de larga duración o similares, o también reducción por fluencia de las tensiones debidas a retracción".

Este es el comienzo, a mi entender, de una literatura muy abundante que trata sobre estos temas.

También es importante, para comprender esta publicación, conocer el Cap. 8 "Ductility of Structural Elements", by J.G. Mac Gregor Ph.D. del "Handbook Concrete Engineering" Editado por Mark Fintel (21).

No me puede extender en estos temas ya que haría impracticable esta publicación.

FILOSOFIA Y TIPOLOGIA ESTRUCTURAL DEL APARCAMIENTO

En el año 1985, mi amigo y compañero Cristóbal Vallespir Pou, me enseñó los planos de un estacionamiento subterráneo que se iba a hacer en la zona de las Avenidas, de Palma de Mallorca. Este estacionamiento estaba proyectado con dos pantallas, de 0,50 m de espesor, separadas 15,50 m entre caras interiores. El aparcamiento, que era de dos sótanos, tenía el forjado interior enlazado a las pantallas y a dos filas de pilares interiores. La cobertura estaba formada por un tablero biapoyado en las pantallas, que estaba formado por vigas convencionales pretensadas. Se me pidió entonces, que estudiase la posibilidad de eliminar las vigas de cobertura, ya que había que montar un taller de prefabricación en Palma, o enviarlas por barco desde la Península. Ambas soluciones muy caras.

La variante que le propuse, desde el principio, que fue la que se construyó, después de tener que salvar muchos avatares que no cabe mencionar, fue la de hacer unas vigas de hormigón armado, de 2 m de ancho por 1 m de canto, separadas cada 6 m. Entre las vigas se diseñó un forjado bidireccional de 30 + 15.

Estas vigas se empotraron elásticamente en las pantallas. Esta solución permitió aprovechar la armadura del trasdós de las pantallas, disminuyendo la armadura del intradós de las mismas, mejorando, al mismo tiempo, las condiciones de trabajo, de deformabilidad y sobre todo la longitud del empotramiento.

Las vigas, al estar empotradas anelásticamente en las pantallas, (hecho que sin ductilidad en el hormigón no se comprende), ven disminuida, por esta causa, su armadura de momentos positivos.

Me pareció absurdo, desde el origen, hacer juntas en la estructura de la cobertura, si no se apoyaba toda ella en las pantallas laterales. Hecho que encarecía de forma absurda e innecesaria la obra, sin ninguna ventaja. Por el contrario, la ausencia de juntas en el tablero, abarataba la obra, simplificaba la utilización de cara al usuario, y evitaba la servidumbre engorrosa y periódica que exigen las juntas de puente.

La cubertura, de hormigón armado, se hormigonó contra el terreno, tras interponer un encofrado adecuado (véase fotografía 2). Los efectos nocivos de la retracción los eliminé prolongando el curado, y dejando que el mecanismo de la fluencia disipase sus solicitaciones hiperestáticas. Se hicieron juntas de hormigonado, cada 12 m,

en el forjado, que se cerraron a los 21 días, y se curó el hormigón, construyendo una balsa por encima del forjado, que estaba delimitada por unos muretes de ladrillo. También se dispuso en otras zonas una capa de tierra, de 50 cm de espesor, que se mantuvo permanentemente húmeda mediante aspersores.

Los incrementos de temperatura no preocuparon desde el principio, porque someten al hormigón a una bicompresión, y eso ya se indicó que era beneficioso. Este hecho se comprobó mediante cálculos, quizás excesivamente sofisticados.

Los decrementos de temperatura sí preocupan, porque traccionan las piezas, sobre todo en el sentido de los 306 m. Ahora bien, yo sólo armé para absorber las tracciones residuales que quedan por fluencia, y este armado, deducido por un cálculo más o menos sencillo, no encarece la obra, ya que la cuantía que sale no es muy superior a la prescrita en el art. 7.12 del Código ACI-318 (20).

FOTOGRAFIAS Y OTROS COMENTARIOS

En la figura 1 se ve un esquema de la planta del aparcamiento, de 15,50 m de ancho y 306 m de longitud.

En la fotografía 1 se ve una vista general de la excavación, después de haber construido las pantallas.

En la fotografía 2 se ve el encofrado utilizado contra el terreno.

En las fotografías 3 y 4 se ve la ferralla de las vigas y de los forjados bidireccionales, aligerados con bovedilla perdida. También se observa en la fotografía 4, los cajeados que se dejaron para un seto central que se puede ver en la fotografía 8. Este seto complicó y encareció la ejecución enormemente.

En la fotografía 5 se ve una fase del hormigonado de la losa superior.

En la fotografía 6 se ve perfectamente la estructura de la cubierta, con las vigas planas y el forjado bidireccional proyectado entre vigas.

En la fotografía 7 se ve la misma estructura de la cubierta. También se ve la roza hecha en las pantallas, con los cajeados correspondientes, que sirve para enlazar el forjado intermedio con las pantallas. Este forjado también se aportica en dos filas de pilares interiores, cuyas cimentaciones se estaban haciendo.

En la fotografía 8 se ve una perspectiva aérea del aparcamiento. Obsérvese el seto central que complicó la estructura de la cubierta.

En la fotografía 9 se observa el forjado interior, enlazado a las pantallas y aporticado en dos filas de pilares interiores. Este forjado, se construyó con juntas de dilatación, totalmente inoperantes, en contraposición con mi solución de la cubierta.

En las fotografías 10 y 11 se ve un aspecto general de la cubierta del aparcamiento, totalmente exenta en sus 15,5 m de luz, y sin ninguna junta en sus 306 m de longitud.

Finalmente, quiero dar testimonio de mi agradecimiento al Sr. Vallespir Pou, por haber creído con fe ciega en mi solución totalmente innovadora (hecho que es contrario a un conservadurismo bastante generalizado) y a su enorme empeño por llevar a término esta solución, que ya lleva en servicio, sin ningún tipo de fisura ni anomalía, más de 4 años. La obra está ahí, dando testimonio de lo aquí aseverado.

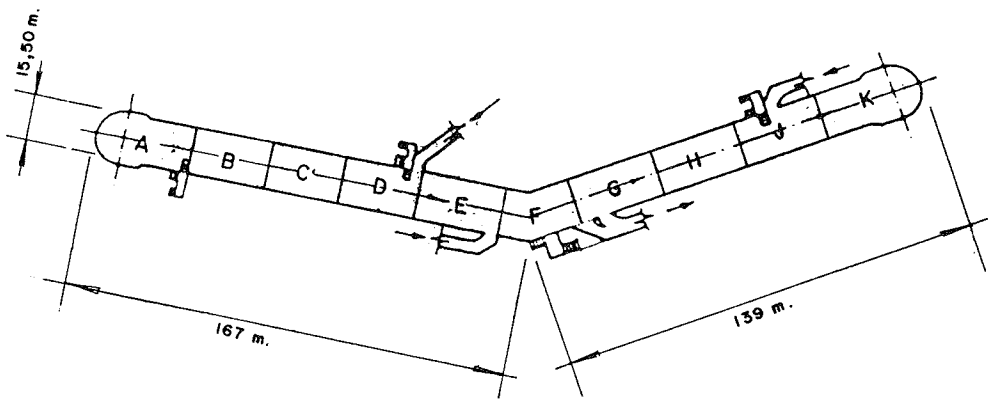


Fig. 1.

Foto 1.

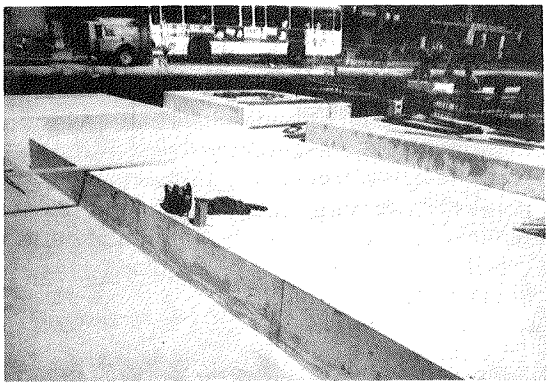


Foto 2.

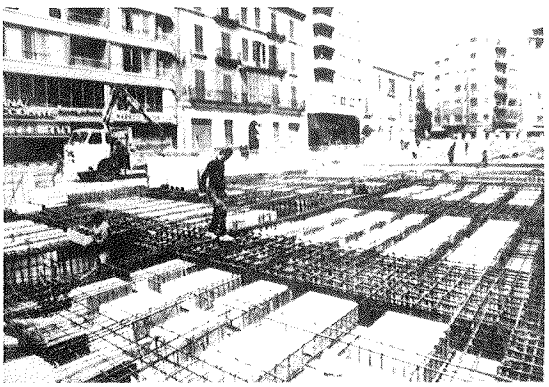


Foto 3.

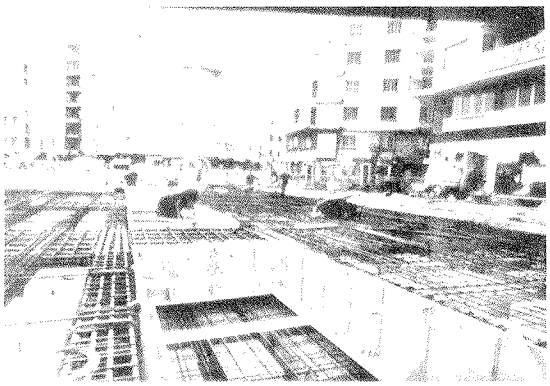


Foto 4.

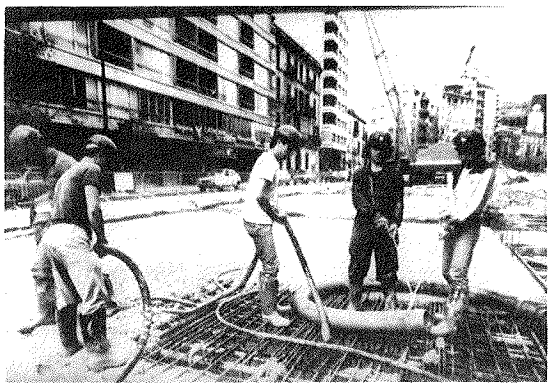


Foto 5.

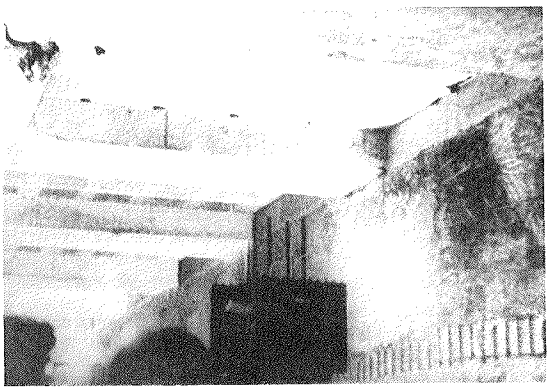


Foto 6.

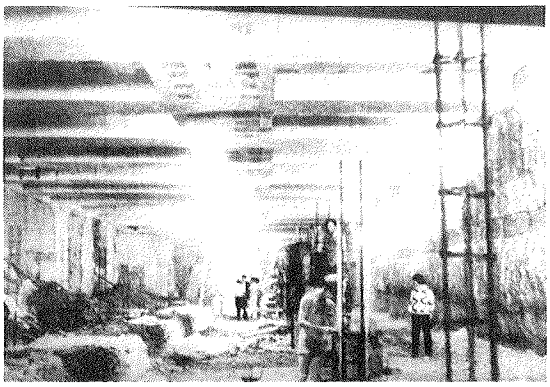


Foto 7.

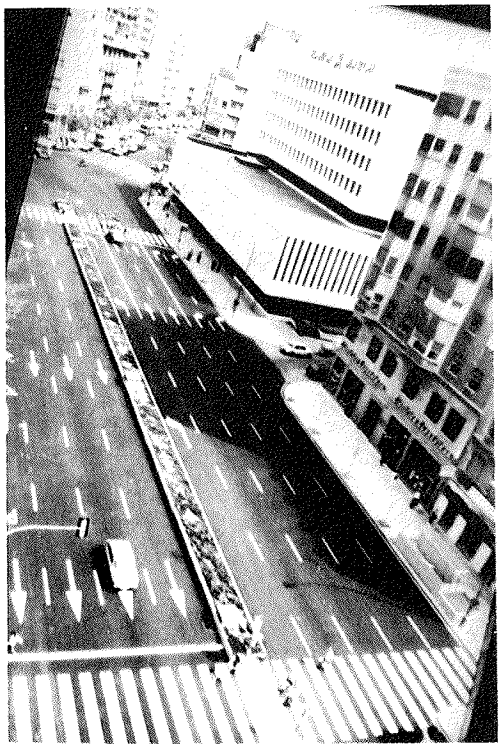


Foto 8.

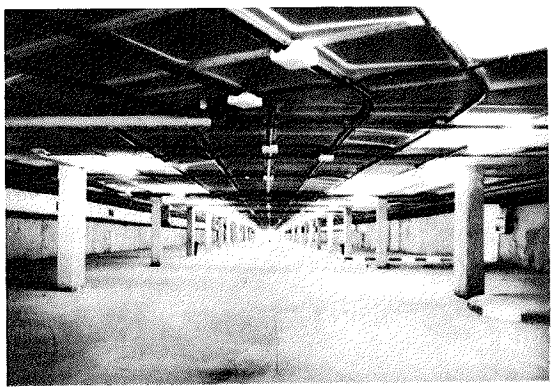


Foto 9.

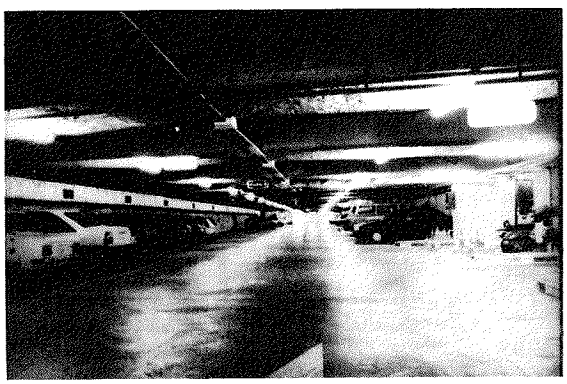


Foto 10.

Foto 11.

BIBLIOGRAFIA

(1) "Comentarios al título 3º, del control, de la E.H.-73". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 129. 4º trimestre de 1978.

(2) "Patología: Reparación de un Forjado Reticular". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 136. 3er trimestre de 1980.

(3) "Patología. Refuerzo de encepados sobre pilotes". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 142. 1er trimestre de 1982.

(4) "La demolición de los halles centrales de Reims. Una propuesta alternativa de salvación y recuperación". Por José Antonio Fernández Ordóñez y Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 148. 3er trimestre de 1983.

(5) "Patología. Reparación de pilares de hormigón mediante zunchado". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 153. 4º trimestre de 1984.

(6) "Proyecto de reparación del viaducto sobre la ría de Navia, de la línea Ferrol-Gijón de los Ferrocarriles de vía estrecha (F.E.V.E.)". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(7) "Reparación de varios silos de áridos en batería, mediante un recrecido de hormigón proyectado, puesto en compresión sin el empleo de gatos". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(8) "Reparación de una estructura de edificación de hormigón armado, que presentaba una degradación por carbonatación muy avanzada del hormigón y una corrosión alarmante en sus armaduras". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(9) "Rigidización, mediante un pretensado con armaduras postesas, de las estructuras de dos silos gemelos en batería". Por A. González

Serrano y C. Lorente de Nó. Hormigón y Acero Nº 157. 4º trimestre de 1985.

(10) "Método práctico para reparación de fisuras". Por Antonio González Serrano. Hormigón y Acero Nº 173. 4º trimestre de 1989.

(11) "Aplicación de la técnica de los conectores de las estructuras mixtas, para la reparación de estructuras de hormigón". Hormigón y Acero Nº 178. 1er trimestre de 1991.

(12) "El pretensado como solución ejemplar en zapatas y encepados con grandes cargas portantes". Por Antonio González Serrano. Primeras Jornadas Nacionales sobre Técnicas en Centrales Nucleares. Madrid 1982.

(13) "Sistema de excavación a cielo abierto en una estación del metro de Madrid. Un método que eliminó el peligro de derrumbamientos en un talud de quince metros de altura". Por Antonio González Serrano y Pedro A. Domingo Zaragoza. Arte y Cemento Nº 1.119. Octubre de 1976.

(14) E.H.-88. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa o armado".

(15) E.F.-80. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de forjados unidireccionales de hormigón armado o pretensado".

(16) C.E.B.-F.I.P. "Model Code for Concrete Structures".

(17) "Plasticity in reinforced concrete". W.F. Chen. McGraw-Hill Book Company.

(18) "Règles Techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en Béton Armé suivant la méthode des Etats Limites". Regles B.A.E.L.-80.

(19) "Structural Design Guide to the ACI Building Code". Paul F. Rice. Edward S. Hoffman. Van Nostrand Reinhold Company.

(20) "Building Code Requirements for Reinforced Concrete". (ACI 318 M-89).

(21) "Handbook of Concrete Engineering". Mark Fintel. Van Nostrand Reinhold Company.

(22) "Hormigón Pretensado. Proyecto y Construcción". Fritz Leonhardt.

RESUMEN

En esta publicación se explica la construcción de un aparcamiento subterráneo que se construyó, en la zona de las Avenidas en Palma de Mallorca, con dos sótanos.

La estructura de la cubierta se construyó con 306 m de longitud, sin juntas de dilatación.

SUMMARY

This paper explains an undeground parking construction, built in Palma de Mallorca, 306 meters long with no expansion joints.

591-2-216

Puentes proyectados por PROES, S.A.

Florencio del Pozo Frutos
Prof. Dr. Ing. de Caminos
Florencio J. del Pozo Vindel
Prof. Dr. Ing. de Caminos
José Mª Arrieta Torrealba
Prof. Dr. Ing. de Caminos, Ing. Industrial
Juan Luis Alcalá Sánchez
Ing. de Caminos

En la presente comunicación, se describen algunos de los puentes más característicos proyectados por Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES), cuya construcción ha sido terminada entre 1987 y 1990. En todos los casos se ha realizado además la asesoría a la empresa constructora y, en ocasiones, se ha colaborado en el diseño de algunos elementos constructivos.

Clasificaremos las estructuras, en función del proceso constructivo, en dos grupos; el primero corresponde a estructuras hormigonadas "in situ" y cimbradas en su totalidad, mientras que en la estructura del segundo grupo, el tablero ha sido ejecutado mediante el método de vanos sucesivos.

Los puentes incluidos en el primer grupo corresponden, en su mayoría, a dos tramos de la Autovía de Circunvalación de Valencia, construida bajo la dirección de la Demarcación de Carreteras del M.O.P.U. Se exceptúa únicamente el puente del Enlace de San Antonio de Benageber, sobre la carretera C-234 de Valencia a Ademuz, que ha sido construido bajo la dirección de la Consejería de Obras Públicas, Urbanismo y Transportes de la Comunidad Autónoma.

A excepción del paso de la línea de F.E.V.E. Valencia-Bétera sobre la Autovía, que se comentará más adelante, se trata, en todos los casos, de estructuras que permiten el cruce de carreteras y caminos sobre la Autovía, o de ésta sobre

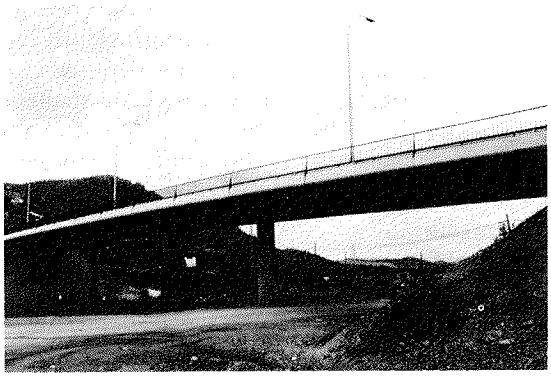


Foto 1. Circuncalación de Valencia - E1.

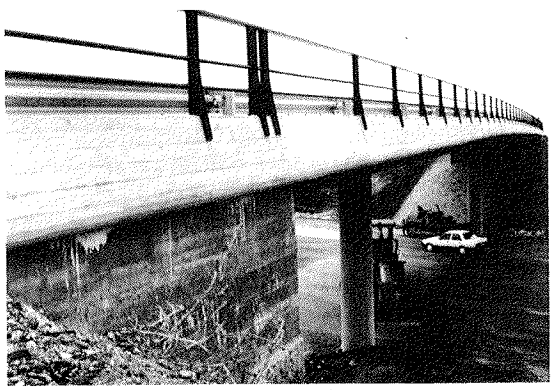


Foto 2. Circunvalación de Valencia - E6.

Foto 3. Circunvalación de Valencia - E7.

aquéllos. Asimismo, y a excepción del paso de F.E.V.E. ya comentado, las superestructuras se resuelven mediante tableros continuos de tres vanos, con sección en losa maciza con voladizos laterales, con luces centrales variables entre 27,5 m y 39,0 m. Las luces de los vanos laterales guardan una relación, con respecto a la del central, comprendida entre 0,40 y 0,75. Los esviajes de los diferentes tableros fueron muy variables, estando comprendidos entre 0º y 45º.

El ancho mínimo del tablero es de 9,0 m, ampliándose en algunos casos a 12,0 m, cuando existía algún carril adicional. En las estructuras de paso de la Autovía sobre la Carretera de Náquera y en el Enlace de San Antonio de Benageber, dada la gran anchura de la plataforma, que en este segundo caso llegaba a 19,0 m, se diseñó una sección constituida por dos núcleos macizos, unidos por una losa intermedia de canto reducido, y voladizos laterales.

Los tableros fueron dimensionados, debido a consideraciones estéticas, con una gran esbeltez, con relaciones canto/luz próximas a 1/28, lo que conduce a cuantías de pretensado superiores a las usuales, habiendo resultado los valores obtenidos, entre 14,3 Kg/m^2 y 20,1 Kg/m^2. El pretensado, en todos los casos, se resolvió mediante tendones continuos, tesados desde ambos extremos del puente y formados por torones, de 0,6" de diámetro, en número variable entre 12 y 19 por tendón.

Las pilas están constituidas, en la mayoría de los casos, por fustes cilíndricos de sección circular, habiéndose dispuesto un solo fuste por línea de apoyos, en los tableros cuya anchura lo permitía. La tipología de los estribos ha sido variable, en función de las características del emplazamiento de cada una de las estructuras, habiéndose utilizado tanto estribos abiertos como cerrados. La cimentación se ha realizado, en todos los casos, mediante zapatas superficiales.

Tanto el primer tramo de la Autovía de Circunvalación a Valencia, en el que existen siete puentes, como el Puente sobre el Enlace de Benageber, han sido construidos por Cubiertas y M.Z.V., S.A., habiendo sido subcontratada la realización de las estructuras a J. Castro Matelo S.A. Por lo que respecta al segundo tramo de la mencionada Autovía, en el que se han realizado cuatro estructuras, incluido el Puente de F.E.V.E. que se describe a continuación, ha sido construido por AUXINI y PAVASAL, formando la Unión Temporal de Empresas BYPAX.

El mencionado paso de F.E.V.E. sobre la Autovía, ha sido resuelto mediante un puente continuo de tres vanos, con luces laterales de 16,4 m y luz central de 29,3 m. El tablero, con un esviaje de 20,4º, tiene sección transversal en artesa, de 1,60 m de canto, en cuyo interior se sitúa una vía simple sobre balasto y en el que se aprovechan las cabezas superiores de las dos almas para formar los necesarios andenes, de 1,0 m de ancho cada uno. El ancho total de la sección es de 6,15 m. El pretensado, con excentridad reducida respecto al centro de gravedad de la sección, como es habitual en este tipo de estructuras, es continuo, con anclajes activos en ambos extremos del puente, y está formado por 4 tendones, de 15 torones de 0,6" de diámetro, en cada una de las almas.

A continuación describiremos una serie de puentes realizados por el procedimiento de vanos sucesivos. En todos los casos, la construcción del puente comienza con la realización de la infraestructura (cimentaciones) y la subestructura (pilas y estribos). El tablero se ejecuta dividiendo la construcción en un número de fases igual al de vanos. La realización de cada fase consta de las siguientes operaciones: colocación de la cimbra y los encofrados, disposición de las armaduras pasivas, vainas, anclajes y accesorios de pretensado, hormigonado, enfilado de los tendones de pretensado y tesado de los mismos, desencofrado y retirada de la cimbra. En la primera fase, se construye el primer vano y un quinto del segundo; en las fases sucesivas, cuatro quintos de un vano y un quinto del siguiente, y en la última, cuatro quintos del vano final.

El esquema de pretensado es el correspondiente a puentes continuos construidos por el méto-

do de vanos sucesivos, interrumpiéndose en cada frente de fase, donde se sitúan los anclajes activos desde los cuales se realiza el tesado. En la zona del frente de cada fase, se produce el cruce de los tendones que se anclan en dicho frente, con los de la fase consecutiva, que se fijan mediante anclajes pasivos accesibles, para realizar su sustitución, si fuera necesario, en caso de rotura. Dichos anclajes se sitúan, en los puentes de sección cajón, en cuñas situadas en la parte interior de las almas, 2,0 m por detrás del frente de fase; y en los puentes de sección nervada, en un cajetín superior, dispuesto a tal efecto.

La estructura E-3, perteneciente a la Variante de la C-635 en el tramo Sama de Langreo-El Entrego Norte, construida bajo la dirección de la Consejería de Obras Públicas, Transportes y Comunicaciones del Principado de Asturias, tiene una longitud total de 187,3 m, distribuida en dos vanos extremos de 26,75 m, y cuatro vanos intermedios de 33,45 m, estando situada en una alineación de curvatura variable en planta, con radio mínimo de 250 m.

La sección transversal de tablero está constituida por dos nervios o núcleos aligerados, de 1,60 m de canto, unidos en su parte superior mediante una losa y completados por dos voladizos laterales. Tanto la losa intermedia como los voladizos son de canto constante e igual a 0,20 m. Cada núcleo tiene una anchura, en su parte inferior, de 1,60 m, y un aligeramiento circular de 1,30 m de diámetro. La anchura total de la sección es de 13,0 m, correspondiente a dos aceras de 1,50 m, dos carriles de 3,50 m y dos arcenes de 1,50 m.

El pretensado está formado por cuatro tendones por núcleo, situados dos en cada alma, constituidos por torones de 0,6" de diámetro, en número variable entre 16 y 23, dependiendo de la fase constructiva. La cuantía de pretensado es de 14,3 Kg/m^2.

Las pilas están constituidas por fustes cilíndricos, de sección circular, de 1,30 m de diámetro, disponiéndose uno por núcleo. Su altura máxima es de 11,0 m. La transmisión de cargas al terreno se realiza mediante cimentaciones superficiales en los estribos y pilas extremas, y mediante pilotes de 1,50 m de diámetro en las pilas centrales.

La construcción de cada una de las fases se ha realizado mediante una cimbra autolanzable, que apoyándose en la fase anterior ya construida y en unas torres adyacentes a las pilas de la propia fase, permite el encofrado y hormigonado del tablero a sección completa. Una vez finalizada la construcción de una fase, mediante diversos mecanismos que permiten el abatimiento de los encofrados, se desplaza la cimbra a la siguiente fase, rodando sobre el tablero de la fase recién construida.

A continuación, describiremos un conjunto de cinco puentes, construidos asimismo por el método de vanos sucesivos, que presentan en común una sección transversal en cajón monocelular. Estos puentes son los siguientes:

PUENTE SOBRE EL RIO TURIA

Es una obra de paso perteneciente al desdoblamiento de la carretera CN-332 en el tramo Valencia-Silla y permite el paso sobre el nuevo cauce del río y dos ramales de la variante, situados en la margen sur. La obra fue realizada bajo la dirección de la Demarcación de Carreteras del M.O.P.U. en Valencia.

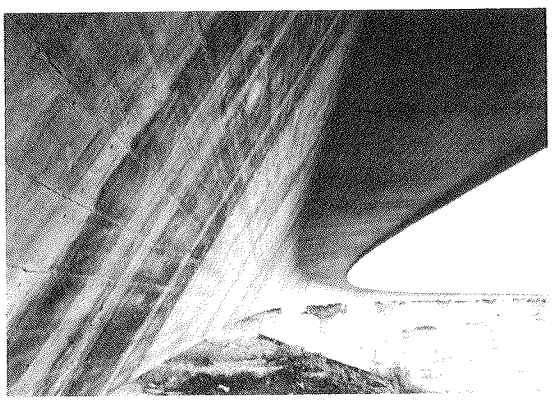
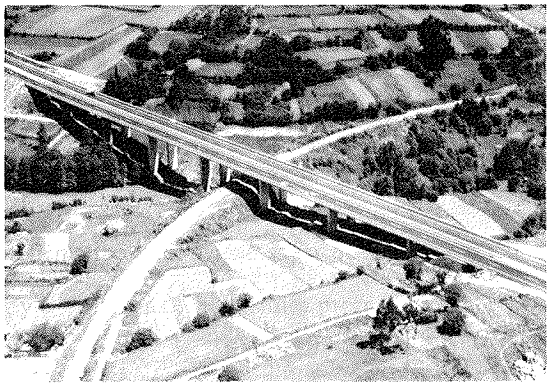


Foto 4 y Foto 5. Puente sobre el rio Turia

VIADUCTO DE ANGROIS

Esta estructura se encuentra situada en la Vía de Circunvalación de Santiago, que pertenece a la Autopista del Atlántico, y permite el paso de ambas calzadas de la misma, sobre el barranco del mismo nombre, una vía ferroviaria y varios caminos.



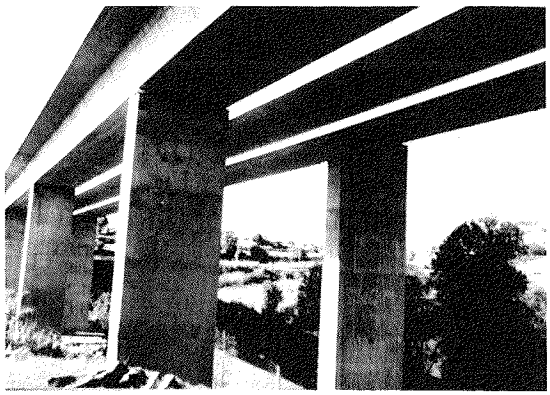
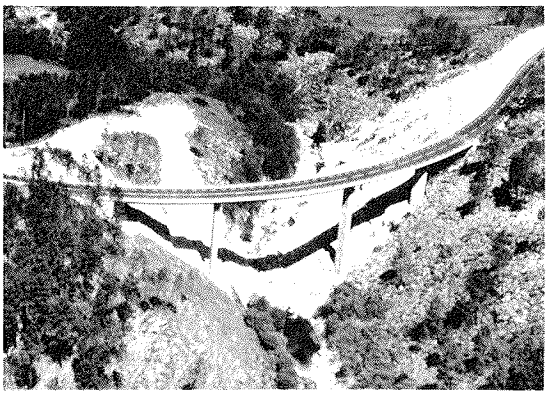


Foto 6 y Foto 7. Viaducto de Angrois.



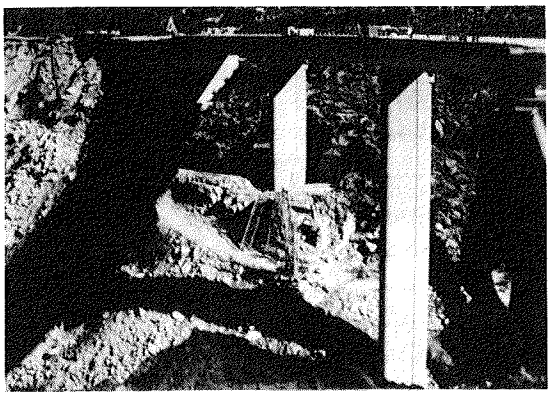


Foto 8 y Foto 9. Puente sobre el rio Nau.

PUENTES SOBRE LOS RIOS NAU Y CALDO

Estos viaductos son obras de paso, pertenecientes a la Variante de la CN-540. Están situados en el Tramo Río Limia-Tormo y permiten el paso de la variante sobre los ríos del mismo nombre, en su desembocadura en el embalse.

VIADUCTO DE BARBELAS

Está situado en el Tramo Felgosas-Xubia de la Variante de la C-642 de Ribadeo al Ferrol, por Ortigueira. Al igual que los dos puentes anteriores, su construcción se ha realizado bajo la dirección de la Consellería de Ordenación del Territorio y Obras Públicas de la Xunta de Galicia.

El número de vanos, longitud total y distribución de luces de cada uno de los puentes son los siguientes:

	N.º vanos	Long.	Luces
TURIA	9	399,0	34,0 + 6 x 49,5 + 2 x 34,0
ANGROIS	8	380,0	40,0 + 6 x 50,0 + 40,0
NAU	4	171,0	40,0 + 50,0 + 45,0 + 36,0
CALDO	4	145,0	35,0 + 50,0 + 35,0 + 25,0
BARBELAS	4	162,0	36,0 + 2 x 45,0 + 36,0

La plataforma del Puente sobre el Río Turia está constituida por dos aceras, con barandilla y barrera rígida, de 1,50 m, y una calzada de 10,50 m, lo que completa un ancho total de plataforma de 13,50 m. En cuanto al resto de los puentes, la calzada es de 10,90 m y se completa la plataforma con dos barreras rígidas en los extremos.

La sección transversal del tablero, como ya se ha indicado, está constituida por un cajón monocelular, con almas inclinadas, completado por dos voladizos laterales. En todos los casos, el canto del tablero es de 2,50 m, estando formado el núcleo del cajón por dos almas de 0,40 m de espesor y dos losas de canto variable, con un valor mínimo de 0,20 m. El espesor de la losa inferior varia longitudinalmente, en las proximidades de los apoyos, entre su valor mínimo y 0,60 m.

El pretensado, en todos los casos, está constituido por tendones formados por 12 torones de 0,6" de diámetro, en número variable entre 4 y 8 tendones por alma, dependiendo de los puentes y de las fases.

Las pilas del Puente sobre el Río Turia están formadas por un único fuste cilíndrico, de 2,00 m de diámetro, rematado por un cargadero que permite disponer dos apoyos, con separación entre ejes de 4,30 m. La altura máxima de las mismas es de 10,5 m y su cimentación se realiza mediante un único pilote, de 2,60 m de diámetro y 40 m de longitud, aproximadamente. En el resto de los puentes, las pilas se han resuelto mediante fustes únicos, con sección transversal en cajón monocelular, rectangulares en el Viaducto de Angrois y rematadas con medias cañas semicirculares en el resto. Las alturas de pilas son variables, con valores máximos entre 30,0 y 40,0 m.

Las cuantías de los materiales empleados en la construcción del tablero de estas cinco estructuras son las siguientes:

	Hormigón	Acero activo	Acero pasivo
TURIA	0,60	14,0	91,6
ANGROIS	0,53	15,0	124,0
NAU	0,53	13,7	95,4
CALDO	0,53	13,8	97,3
BARBELAS	0,53	13,6	96,8
	m^3/m^3	Kg/m^2	Kg/m^3

Por lo que respecta a los aparatos de apoyo, en los viaductos sobre los ríos Nau y Caldo y sobre el barranco de Barbelas, se han dispuesto, en todas las líneas, apoyos convencionales de neopreno zunchado. En los otros dos puentes, cuya longitud es mucho mayor, únicamente las dos o tres pilas centrales disponen de apoyos de este tipo, mientras que en el resto se han colocado apoyos deslizantes de neopreno-teflón. En cada línea de apoyos existen dos aparatos de este tipo, uno de los cuales presenta el movimiento transversal impedido. Para la construcción de estos dos puentes, se realizó una fijación provisional de los apoyos del estribo dorsal, que fue eliminada cuando en el proceso constructivo se alcanzó la primera línea de apoyos de neopreno zunchado.

Los seis puentes construidos por el método de vanos sucesivos, han sido ejecutados por la empresa constructora J. Castro Matelo, S.A.

El sistema de pretensado empleado en todos los puentes descritos en la presente comunicación es el Sistema Freyssinet.

RESUMEN

En la presente comunicación se describen algunos ejemplos de puentes pretensados, construidos en los tres últimos años, con proyecto realizado en la empresa Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES).

Se presentan realizaciones correspondientes a distintos tipos estructurales y métodos constructivos, que cubren una amplia gama de usos, luces y anchuras de plataforma.

SUMMARY

This paper presents several prestressed bridges erected during the last three years, which design has been developed by Proyectos y Estructuras, S.A. (PROES).

The described bridges represent different kinds of structural solutions and constructive methods for a wide scope of spans, sizes and purposes.

* * *

Reunión del Consejo de la FIP

Durante los días 4 a 6 de abril último, el Consejo de la FIP celebró, en Stavanger (Noruega), su primera reunión correspondiente al presente año 1991.

En ella, bajo la presidencia del Profesor René Walther, participaron veinticinco Delegados en representación de dieciocho de los países integrados en la Federación y los Presidentes de seis de las Comisiones Técnicas que en la actualidad vienen trabajando en la FIP. El Sr. Piñeiro participó en esta reunión en representación del Grupo Nacional Español, la A.T.E.P.

Entre los diferentes temas tratados dentro del Orden del Día previsto, merecen comentarse, para general conocimiento y debida información de nuestros Asociados, los siguientes:

—Al inicio de la Sesión, el Presidente dió la bienvenida a Mr. Kajal, quien por primera vez asistía a las reuniones del Consejo en representación del Grupo Nacional de Bangladesh recientemente incorporado a la FIP. Informó también que los hasta ahora representantes de Estados Unidos, Mr. Thomas, y de Bélgica Mr. De Buck, habían sido sustituidos por Mr. Wilson y Mr. Charlier, respectivamente. Mr. Charlier, no obstante, continuará actuando como Secretario de la Comisión Técnica de Prefabricación. Finalmente, dió cuenta de que, durante los últimos meses, habían fallecido Mr. Martin Paterson, Secretario de la Comisión 7 y Mr. New que, durante varios años, había sido Presidente de la Comisión de Prefabricación y que fue uno de los primeros galardonados con la Medalla de la FIP.

—Se debatió ampliamente la futura organización de la FIP y todo lo relativo a las negociaciones en marcha con el objeto de ampliar y mejorar las relaciones entre la FIP, el CEB y la IABSE. Las discusiones en el seno del Comité Internacional de Enlace, han conducido a la decisión de adoptar una Carta Constitucional. En ella, por el momento se establece que cada una de las Asociaciones citadas, deberán someter a la aprobación del Comité, las convocatorias a los Congresos y Simposios que piensen organizar, con el objeto de programar un calendario compatible de reuniones, sin interferencias de unas con otras. Los Simposios serán reuniones conjuntas bajo la presidencia de la Asociación que la convoque. Los Congresos seguirán siendo responsabilidad exclusiva de la Asociación que los organice, pero las otras Asociaciones tendrán la oportunidad de organizar Sesiones particulares, como ha hecho el CEB en el Congreso de la FIP celebrado en Hamburgo. Se subrayó que, no obstante, hasta el momento dicha Carta Constitucional aún no ha sido firmada.

Se destacó también la posibilidad de formar Comisiones Técnicas mixtas, para evitar duplicidad de trabajos, y se decidió constituir, dentro de la FIP, una Comisión especial que presidirá Mr. Moksness, Vicepresidente General de la FIP, para intentar reforzar las relaciones con las otras Asociaciones internacionales.

—Mr. Moksness presentó una muy interesante propuesta en relación con la posible futura organización de la FIP; su estructuración; Comisiones Técnicas que deben constituirse y sus funciones específicas; estrechamiento de relaciones con las otras Asociaciones Internacionales y coordinación de los trabajos que vienen realizando, con el objeto de evitar duplicación innecesaria de esfuerzos. Esta propuesta se estudiará detenidamente y se volverá a tratar el tema en la reunión que el Consejo celebrará, en mayo del 92, en Budapest.

—El Presidente anunció que el Dr. Andrew cesará en su cargo de Secretario General de la FIP, después del Simposio en Budapest; y se propuso que sea designado para sustituirle, el Dr. John Dougill, de la "Institution of Structural Engineers". La propuesta fue aceptada.

—Se acordó que, para el próximo año 1992, volverá a incrementarse en un 10% el importe actual de las cuotas anuales de la FIP, con el fin de compensar el déficit que actualmente se viene padeciendo.

—A propuesta del Presidium, se acordó que, con motivo del Simposio que habrá de celebrarse, en Beijing, en septiembre del presente año, se impondrán sendas Medallas de la FIP al Dr. He Guangkian, de China, y Dr. Oud, de Holanda.

—Se informó sobre la marcha de los trabajos de organización de los próximos Simposios de la FIP programados para los días 3 al 6 de septiembre del 91, en Beijing; 11 al 14 de mayo del 92, en Budapest, y 17 al 20 de octubre del 93, en Kyoto.

También se trató de la organización del próximo Congreso de la FIP que se prevé celebrar, del 29 de mayo al 3 de junio de 1994, en Washington.

—El Dr. Oud invitó a la FIP a que celebre en Amsterdam (Holanda), su Congreso de 1998 y el Dr. Fenz sugirió que se programe un Simposio de la FIP, en Viena, en 1996, coincidiendo con la conmemoración de los 1.000 años de la fundación de la ciudad.

El Presidente, Prof. Walther, tomó nota de ambas propuestas y anunció que, una vez estudiadas por el Presidium, se adoptará la decisión que proceda, en una próxima reunión del Consejo.

—Por lo que respecta a las próximas reuniones del Consejo, se acordó lo siguiente:

- La segunda reunión de 1991 se celebrará el lunes 2 de septiembre, en Beijing, coincidiendo con el Simposio.
- La primera de 1992, el 9 y 10 de mayo, en Budapest, coincidiendo también con el Simposio programado, en dicha ciudad, para esas fechas.
- La segunda de 1992 está programada para el mes de septiembre, en Washington.
- Para 1993, por el momento, únicamente está programada una reunión, el 16 de octubre, con ocasión del Simposio que habrá de celebrarse, en esas fechas, en Kyoto.

Proyecto y construcción del puente Concepción-Puerto Militar, sobre el río Paraguay

Diplo. Ing. Dieter Horstmann
Ingeniero Civil
Entrecanales y Tavora, S.A.

Alfredo Martín Paredes
Dr. Ing. de Caminos, Canales y Puertos
Ibérica de Estudios e Ingeniería, S.A. (IBERINSA)

1. INTRODUCCION

La finalidad del Puente Concepción es realizar la segunda conexión entre el Chaco y el Paraguay oriental, terminando con ello la discontinuidad que representa el río para la ruta Transchaco, de gran importancia económica por la unión con Bolivia y Brasil.

Una vez terminado el puente y la ruta Concepción-Pozo Colorado, se facilitará el tráfico de vehículos desde la zona Norte, vía Transchaco, a Asunción; el acceso a Argentina a través de Pozo Colorado; a Brasil a través de Pedro Juan Caballero y con Bolivia por la Ruta Panamericana; quedando con ello unido por carretera el Atlántico y el Pacífico (véase figura 1).

Ambas obras, el Puente Concepción y la carretera Concepción-Pozo Colorado, que formaban parte del concurso de proyecto y obra que convocó el MOPU Paraguayo, fueron adjudicadas a Entrecanales y Távora, S.A. en Octubre del año 1983; y el proyecto fue adjudicado a Ibérica de Estudios e Ingeniería S.A. (IBERINSA).

2. PROYECTO DEL PUENTE

2.1. Solución elegida

La ubicación elegida para el puente fue aguas abajo de la ciudad de Concepción, en un estrechamiento del río Paraguay, con objeto de reducir la longitud total del puente más el de la carretera, así como disponer su acceso oriental cerca del aeropuerto actual y de forma que la construcción de cimentaciones y pilas no perturbase la operación del puerto de Concepción.

El puente es de trazado recto en planta y sobre dos brazos del río separados por la Isla Chaco I, dándose la circunstancia de que ambos brazos son utilizados por la navegación; el situado del lado de Concepción o Canal Principal, se usa en épocas de avenidas medias y altas del río y el otro, el de Riacho Negro, en avenidas bajas. El Canal Principal requiere un gálibo de navegación de 29 metros en vertical, sobre la cota +7,20, por 80 metros en horizontal, ampliable a 150 metros en horizontal y 23,0 metros en vertical; y el canal de navegación del lado Chaco, Canal de Riacho Negro, requiere un gálibo de navegación de 29 metros en vertical, sobre la cota +3,60 m,

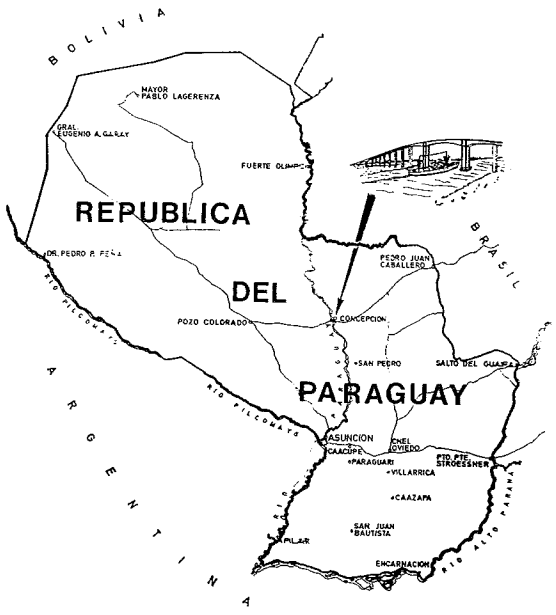


Fig. 1. Situación del Puente de Concepción-Puerto Militar

por 80 metros en horizontal. Todas las cotas se refieren al cero hidrométrico del puerto de Concepción. Estando en construcción el Puente, la Administración Nacional de Navegación y Puertos permitió reducir la altura del canal de navegación de Riacho Negro a 26 metros, lo que permitió reducir el acceso lado Chaco en un vano, así como reducir la altura de las pilas y estribos correspondientes.

El alzado del puente, que en un principio se había previsto con accesos con una pendiente del 5%, unidos por un círculo de 6147,67 metros de radio, hubo que ajustarlos, durante la construcción, al nuevo gálibo, lo que se hizo con un acuerdo parabólico entre el círculo y el nuevo acceso lado Chaco, tres metros más bajo, permitiendo este acuerdo plena visibilidad, incluso para velocidades mayores de 80 kg/hora.

Al final, el puente quedó con la siguiente distribución de luces entre ejes de pilas y estribos.

$$4 \times 42{,}50 + 85 + 170 + 85 + 8 \times 42{,}50 +$$
$$+ 50 + 100 + 50 + 6 \times 42{,}50 = 1.305 \text{ metros}$$

donde los vanos de 170 metros y de 100 metros salvan los dos canales de navegación.

Para cubrir estas luces importantes, sin depender de las avenidas del río, se eligió la solución de tableros de hormigón pretensado construidos por voladizos sucesivos. Los tableros intermedios sobre la Isla Chaco-I y los de los accesos, se resolvieron con tableros de vigas prefabricadas y lanzadas, sobre las que se hormigonó "in-situ" una losa de 20 cm de espesor (véase Fig. 2).

2.2. Estudio geotécnico y prueba de carga de un pilote

El estudio geotécnico se dividió en dos fases:

La primera fase, cuando todavía no se conocía cuál era la solución estructural del puente más adecuada a las necesidades generales y a las características del terreno, consistió en la perforación de 14 sondeos rotativos, con la correspondiente extracción de muestras, en dos ejes normales al río, distanciados entre sí unos 100 metros.

Del análisis de la información obtenida de los sondeos y de los posteriores ensayos de laboratorio, se dedujo que entre ambos perfiles no había diferencias significativas que indujeran a elegir uno de ellos frente al otro, como futuro eje del puente, confirmando de esta manera la existencia de una uniformidad en el subsuelo, en dirección paralela al río. Se eligió el eje situado hacia aguas arriba, más alejado de la Estancia, exactamente a 220 metros de la Estancia Santa Rita.

Los terrenos encontrados se clasificaron en dos tipos:

—Suelos aluviales cuaternarios.
—Areniscas carboníferas del grupo Aquidaban.

Dado el gran espesor de suelos aluviales, variable entre 36 y 50 metros, se planteó la necesidad de elegir entre pilotes columna, que transmiten por la punta las cargas a la arenisca, y pilotes flotantes, que transmiten las cargas por punta y fuste al suelo aluvial, sin necesidad de llegar a la roca.

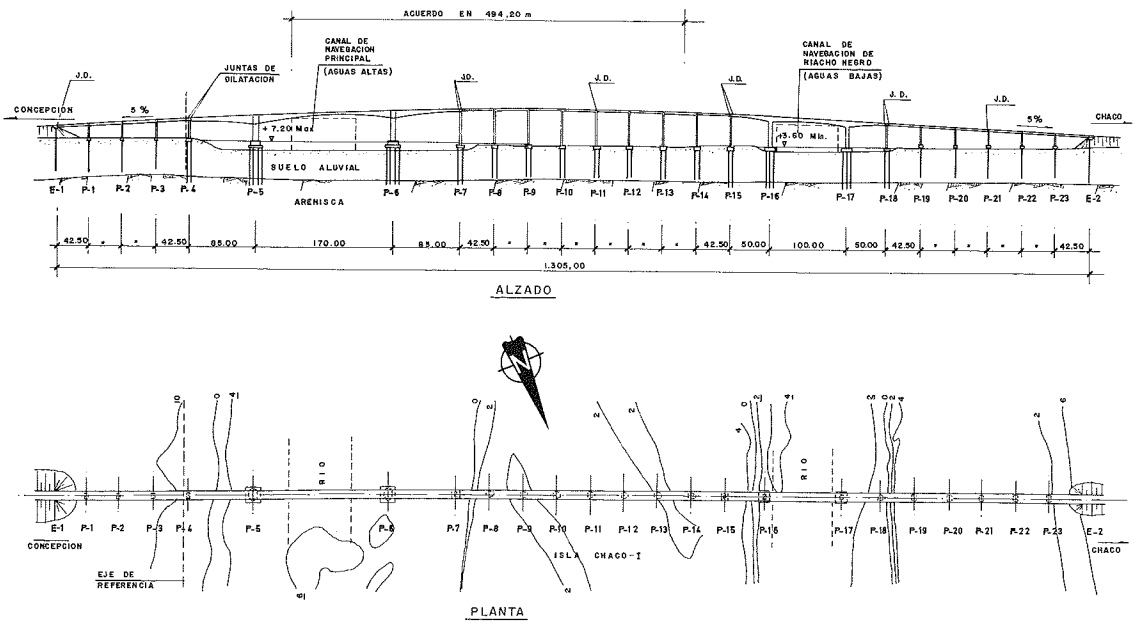


Fig. 2. Alzado y planta del puente.

En los cauces de los dos canales de navegación, debido a las elevadas luces de las estructuras, los esfuerzos transmitidos a la cimentación son muy fuertes. Esto aconseja diseñar los pilotes al máximo de su capacidad portante. Por otra parte, estas estructuras son muy sensibles a los movimientos de la cimentación y requieren que ésta sea lo más rígida posible. Empotrando la punta de los pilotes en la arenisca, se consiguió aumentar la capacidad de carga y reducir al mismo tiempo los asientos de los mismos. Este último fenómeno se mejoró notablemente inyectando una lechada de cemento a alta presión, en la punta, para consolidar la arenisca descomprimida por la excavación.

Para los accesos lado Concepción y lado Chaco y para el cruce de la Isla Chaco-I, no eran precisas grandes luces y, por tanto, no era necesario diseñar cimentaciones que absorbieran grandes esfuerzos. Además, se eligió una estructura poco sensible a los asientos diferenciales, por lo que fue posible proyectar pilotes flotantes, más cortos que los pilotes columna.

Esta fase del estudio geotécnico, se dió por finalizada cuando se fijó la tipología del puente y el reparto de luces.

La segunda fase del estudio geotécnico consistió en una investigación detallada de las condiciones del subsuelo en el emplazamiento de cada una de las pilas. Se realizó en tres etapas diferentes y solapadas en el tiempo: Trabajo de campo, ensayos de laboratorio y análisis de gabinete.

Los trabajos de campo consistieron en la perforación de 33 sondeos rotativos, con las correspondientes tomas de muestra y ensayos "in-situ": Un sondeo por pila y estribo, tres en las pilas 5 y 6 y dos en las pilas 16 y 17.

Se confeccionó un perfil geotécnico por eje longitudinal del puente, clasificando los suelos aluviales en 5 tipos y la roca en 6, obteniendo para cada uno de ellos los parámetros medios que los caracterizaban.

En esta segunda fase del Informe Geotécnico, se confirmó la necesidad de adoptar una cimentación profunda, debido a la baja capacidad portante del suelo aluvial en superficie y al fenómeno de socavación.

Prueba de carga sobre un pilote

La gran longitud de los pilotes obligó a realizar la excavación mediante el empleo de lodos bentoníticos. Para conocer cuál es la capacidad portante de los pilotes, ya que podía estar afectada por el uso de lodos, se realizó una prueba de carga sobre un pilote corto, en el que se dispuso un colchón de paja en la punta para eliminar la carga transmitida por ésta.

El pilote se construyó utilizando el mismo procedimiento que se iba a emplear en el resto de la cimentación, en un emplazamiento cercano al puente.

Se puede resumir que la carga de hundimiento del pilote ensayado fue del orden de las 100 t y que el asiento que correspondía a dicha carga era muy pequeño, lo que estaba de acuerdo con la teoría general de mecánica del suelo.

La elección entre pilotes columna y pilotes flotantes se resolvió a favor de los primeros en los tramos hiperestáticos de los canales de navegación y a favor de los segundos en los tramos isostáticos de vigas en los accesos y en la Isla Chaco-I.

La carga teórica de hundimiento de los pilotes, con un coeficiente de seguridad de 3, era de 1.300 t en los pilotes columna y 955 en los pilotes flotantes.

La razón de elegir pilotes columna en las estructuras hiperestáticas fue con objeto de aprovechar al máximo la capacidad portante de los pilotes y reducir los movimientos de las cimentaciones. En las estructuras isostáticas se eligieron los pilotes flotantes, ya que las acciones de cimentación son menos importantes y los movimientos de las cimentaciones tienen menor repercusión en la estructura.

En época de crecidas, se podía producir una socavación general del lecho del río, que podía alcanzar el valor de 8 metros en el canal principal y 5,50 metros en el canal de Riacho Negro, por lo que pareció justificado económicamente realizar el diseño de las cimentaciones con una socavación de 10 metros, suma de la general y local mínima y analizar el comportamiento de las cimentaciones, así diseñadas, con una socavación de 20 metros en los tramos hiperestáticos.

2.3. Descripción del proyecto

2.3.1. Tableros

Los tableros son de 11 metros de anchura, para soportar dos carriles de tráfico de 3,50 metros de anchura, con sus correspondientes arcenes de 0,50 metros y aceras de 1,50 metros. Todos los tableros son de hormigón pretensado, de 350 kg/cm^2 de resistencia característica. Todos los tendones de pretensado están constituidos por cables de media pulgada, según norma americana ASTM A-416, calidad 270, estabilizado y de baja relajación; el sistema de pretensado es STRONGHOLD. Todo el acero pasivo es AEH-400 NoF.

El tramo de 85 + 170 + 85 es de sección transversal en cajón, de 6,00 metros de ancho en su base y canto variable de 3,50 metros en clave, a 10,00 metros en arranques, con variación

parabólica. El cajón se termina con dos voladizos laterales, de 2,50 metros de longitud. Las almas del cajón tienen un espesor de 0,45 metros, que se regruesan a 0,80 metros en la zona de pilas.

El forjado superior del cajón es de canto variable, para recoger las pendientes transversales del drenaje de la calzada y con cartabones de unión a las almas, donde se ubican los anclajes de los cables de pretensado.

El forjado inferior del cajón tiene un espesor mínimo de 0,25 metros en clave y un espesor máximo de un metro, en arranques y sobre las pilas, con variación lineal.

El tramo 50 + 100 + 50 es de sección transversal en cajón, de 6,00 metros de ancho en su base y canto variable de 2,50 metros en clave a 6,00 metros en arranques, con variación parabólica y terminándose el cajón con dos voladizos laterales de 2,50 metros de longitud (véase Fig. 3).

El espesor de las almas del cajón es de 0,40 metros. El forjado superior del cajón es igual al del tramo anterior, y el forjado inferior tiene un espesor variable de 0,20 metros en clave a 0,80 metros en arranques.

Los tramos de vigas son, en total, 18; cuatro en el acceso lado Concepción, ocho entre los dos tramos principales y seis en el acceso lado Chaco. Cada tramo de vigas se ha resuelto con cuatro vigas prefabricadas y pretensadas (véase Fig. 4).

Las vigas son de 41,20 metros de longitud total, de sección en doble T, con un canto de 2,30 metros y van pretensadas con 5 tendones de 11 ϕ 0,5", de los cuales, dos tendones de 11 ϕ 0,5" se tesan, una vez hormigonada la losa de 0,20 metros de espesor, por la parte superior del tablero. El trazado de los cables es parabólico. Las vigas prefabricadas llevan dispuesta la armadura pasiva de enlace con la losa.

Los apoyos de las vigas son a media madera, en apoyos de caucho zunchado de 400 x 500 x x 110 milímetros.

En los tramos de vigas se ha intentado ir a un número mínimo de juntas de dilatación, disponiendo losas de continuidad entre los tramos isostáticos, a base de disponer una junta de dilatación cada 3 ó 4 vanos, esto es, cada 127,50 ó 170 metros, para mejorar el tráfico. Así, en el acceso lado Concepción, sólo se disponen dos juntas en el estribo y en la pila 4. En el tramo intermedio, sobre la Isla Chaco-I, que consta de ocho vanos, se disponen tres juntas de dilatación, en los extremos y en el centro. Y en el acceso lado Chaco, que tiene seis vanos, se disponen tres juntas de dilatación en extremos y centro.

2.3.2. Pilas

Todas las pilas son de hormigón armado, de 250 kg/cm^2 de resistencia característica. Las pilas principales del tramo 85 + 170 + 85, esto es, pilas 5 y 6, se han dispuesto con dos pantallas flexibles, cada una de 1,20 metros de espesor y una separación libre de 5,00 metros, con sección transversal, cada pantalla, ligeramente arqueada, para mejorar las condiciones constructivas con encofrado deslizante.

Las dos pantallas de cada pila se juntan en un robusto pedestal, provisto de tajamares para

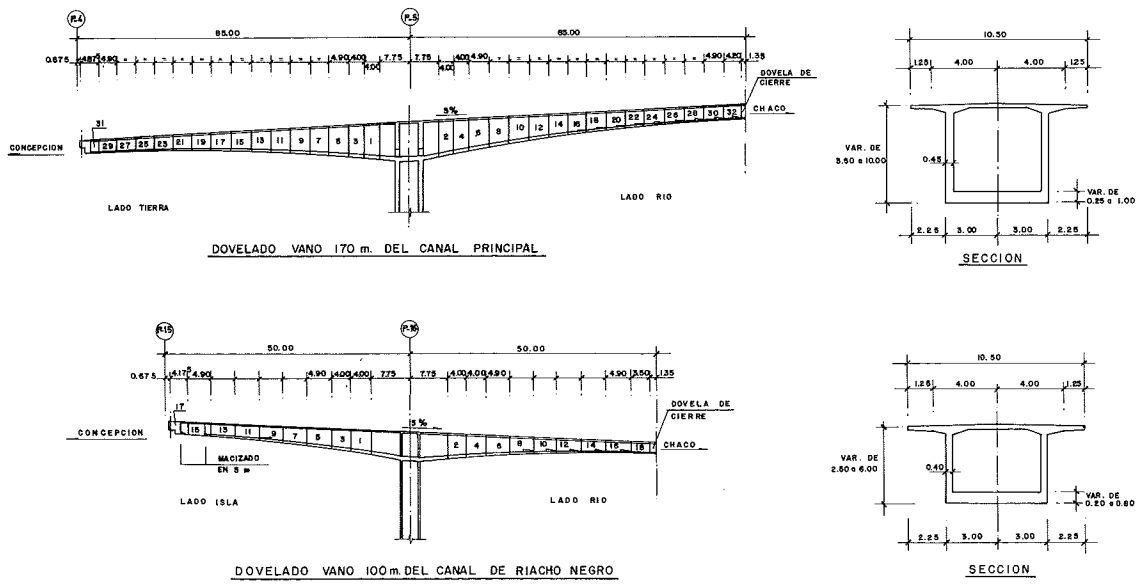


Fig. 3. Dovelado vanos principales.

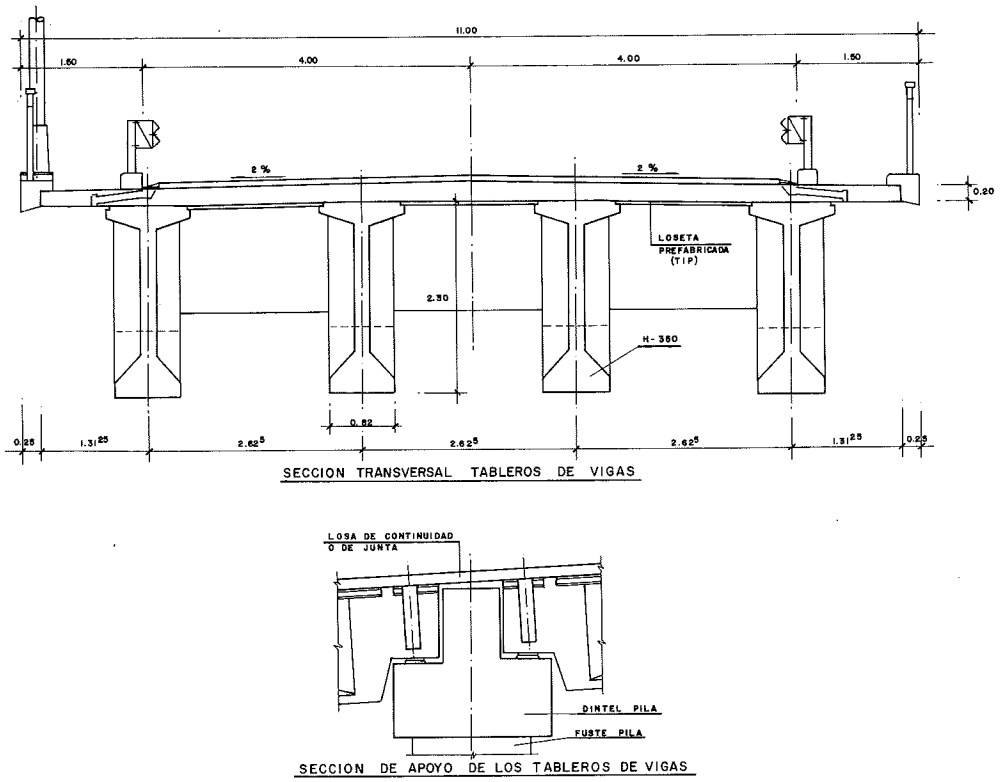


Fig. 4. Sección transversal tableros de vigas.y de apoyo.

favorecer el paso del agua y proteger las pantallas contra el choque accidental de embarcaciones. Este pedestal se elevó hasta la cota +7,20. Las pilas 5 y 6, de 21,90 y 29,12 metros, respectivamente, de altura media sobre el pedestal, se eligieron con pantallas flexibles, con objeto de reducir los momentos flectores provocados por el acortamiento del vano central por retracción, fluencia y temperatura.

Las pilas principales del tramo 50 + 100 + 50, esto es, pilas 16 y 17, se han hecho huecas, de 6 x x 4 metros de dimensión exterior y 0,40 metros de espesor de pared. No se ha creído necesario, en este caso, disponer pantallas flexibles, pues los acortamientos del vano de 100 metros, por retracción, fluencia y temperatura, son menos importantes que los del vano de 170 metros. Además, se macizaron estas pilas hasta la cota +7,20, para protegerlas del choque de embarcaciones. La altura de estas pilas sobre el encepado en el eje es de 30,55 y 25,55 metros, respectivamente.

Las pilas que se adoptaron en los tramos de vigas, así como las pilas de enlace con los tableros laterales de los tramos hiperestáticos son todas de las mismas características.

En ellas hay tres partes diferenciadas, que son el dintel, el fuste y la cimentación. El dintel tiene una dimensión en planta de 10 metros en sentido transversal al puente, por 3,35 metros en sentido longitudinal y 1,50 metros de canto. En los 6,00 metros centrales que apoyan en el fuste, el canto se reduce a 0,50 metros en los voladizos laterales del capitel, de 2,00 metros de longitud. En los 1,20 metros centrales, se regruesa el dintel en 1,50 metros, para permitir el paso de la cimbra de lanzamiento de las vigas por las cabezas de las pilas, quedando por tanto la sección transversal del dintel de las pilas, en forma de T invertida. En las pilas de transición, esto es, pilas 4, 7, 15 y 18 el regruesamiento de la zona central del dintel fue de 1,75 metros aproximadamente, puesto que el dintel se llevó a cota de rasante de hormigón, para poder anclar en él las juntas de dilatación que se disponen en estas pilas.

En las restantes pilas la losa del tablero pasa por encima de los dinteles de pila, ya sean losas de continuidad o juntas de dilatación. Estas losas de continuidad o de junta, se construyeron una vez que la cimbra de lanzamiento de vigas dejó de pasar por los dinteles.

Sobre los dinteles de las pilas se dispusieron los ocho apoyos de las vigas, cuatro a cada lado, disponiendo los apoyos de las vigas a 0,45 metros del borde del capitel.

Los fustes de las pilas son de 6,00 metros en sentido transversal al puente, por 2,50 metros en sentido longitudinal; estos fustes son huecos, con un espesor de paredes de 0,30 metros. La pila más alta sobrepasa los 45 metros y la altura media es de 30 metros.

En el diseño de las pilas se tuvieron en cuenta los efectos que la cimbra para el lanzamiento de las vigas producía en las mismas, en las distintas etapas de construcción.

Los efectos debidos al pandeo se estudiaron con una longitud de pandeo de 0,7 h, siendo h la altura de las pilas en cada caso, lo que corresponde a un soporte articulado y empotrado, en las hipótesis de servicio; y en las hipótesis constructivas, se tomó una longitud de pandeo de 2 h, que corresponde a una pieza en voladizo.

2.3.3. Cimentación y estribos

En base al Estudio Geotécnico, se adoptó una cimentación profunda, con pilotes de hormigón armado, de 1,80 metros de diámetro, hormigonados "in-situ" con tubo TREMIE y excavados a rotación con el empleo de lodos bentoníticos.

Se ha dispuesto un total de 105 pilotes, de los que 62 corresponden a los dos canales de navegación, esto es, cimentación de las pilas 4 a 7 y 15 a 18, y los otros 43 pilotes corresponden al resto de las pilas y estribos.

Los primeros 62 pilotes se empotraron 6,50 metros en la arenisca inferior y tienen una longitud variable entre 47 y 51 metros. Los segundos 43 pilotes quedaron flotantes en el suelo aluvial y su longitud es variable entre 37 y 39 metros, a excepción de en los estribos E-1 y E-2, en los que la longitud de los pilotes es de 54 y 50 metros, respectivamente, ya que se prolongaron por el terraplén, constituyendo en realidad el alzado de estribos abiertos.

En todos los pilotes se dispusieron tubos metálicos para realizar una inyección con lechada de cemento después de endurecido el hormigón. En los pilotes flotantes se colocó previamente una bolsa de grava en la punta. En los pilotes empotrados en la arenisca, se inyectó el espacio existente entre la roca y el hormigón, desplazando los lodos. En cualquiera de los dos casos se consiguió una consolidación del terreno decomprimido por la excavación, mejorando con ello su capacidad portante y reduciendo los asientos.

La separación mínima entre ejes de pilotes es, en general, de tres diámetros, 5,40 metros, dada su longitud.

Los pilotes se unieron en cabeza mediante encepados rígidos de hormigón armado, de los que arrancan las pilas. El canto de estos encepados se fijó con un doble sistema; que el encepado fuera rígido según la EH-82 y que fuera capaz de absorber los esfuerzos cortantes sin armadura adicional.

La armadura en pilotes se calculó a flexocompresión con las tablas de P. Jiménez Montoya (5), analizando la pareja de solicitaciones simultáneas de carga vertical y momento, que diera los esfuerzos pésimos para cada hipótesis de carga. Se consideró una armadura mínima del $3^0/_{00}$.

Los encepados se diseñaron rígidos, con el fin de que el hormigón fuera capaz de absorber los esfuerzos cortantes sin necesidad de armadura adicional. La armadura de los encepados se realizó según el artículo 58 de la EH-82, complementado, cuando fue preciso, por el método de Bierot y Remy (6).

Especial mención merecen las zapatas de dos pilotes, en las que se colocó armadura adicional para soportar las pequeñas torsiones que pudieran producirse por el replanteo de los pilotes.

2.4. Normas de diseño

El puente se diseñó con las acciones de la Instrucción española (1) y las normas de hormigón armado (EH-82) (2) y de hormigón pretensado (EP-80) (3), españolas.

Los tableros se diseñaron en clase II de la EP-80, como es habitual en los puentes de carretera.

No se tuvieron en cuenta las acciones sísmicas, por encontrarse la estructura en zona de grado menor de VI en la escala internacional macrosísmica, según la norma española (4).

Además de las acciones de la Instrucción, se tuvieron en cuenta los efectos de la cimbra de lanzamiento de vigas sobre las pilas y sobre los tramos hiperestáticos, así como las del paso de los carretones "Elefante" con las vigas.

3. CONSTRUCCION DEL PUENTE

3.1. Antecedentes

En 1982, se produjo una crecida excepcional del río Paraguay, la máxima del siglo, a la cota +8,42, con inundación, no sólo de la Isla, con 3,50 metros de agua por encima del nivel del terreno, sino incluso de toda la margen derecha.

En 1983, se repitió una crecida similar, hasta la cota +8,13. Las excepcionales crecidas en estos dos años, así como la indudable tendencia a subir, de los niveles máximos que se venía produciendo desde 1976 en adelante, obligaron a replantearse la conveniencia o no de realizar unos rellenos sobre la Isla, hasta la cota +7,00 prevista inicialmente, rellenos que significaban un efecto de dique de mucha importancia.

Por lo tanto, las cimentaciones correspondientes a la Isla Chaco-I, que en principio se había previsto resolverlas con pilotes construi-

dos desde tierra, no se pudieron realizar así, debido a las grandes crecidas que llevaba el río Paraguay, que habían hecho desaparecer la Isla Chaco-I bajo las aguas. La construcción de un espigón en la Isla, no parecía prudente, por la velocidad del agua que hubiera producido. Por ello, se prefirió dragar un canal que diera el calado suficiente para la ejecución de los pilotes con medios flotantes.

Además, se tendrían que haber elevado los rellenos para el emplazamiento de las instalaciones, a la cota +9,00 y no a la 7,00, prevista inicialmente.

3.2. Trabajos previos

Los trabajos de construcción del Puente comenzaron en el lado Concepción con el trazado y construcción de la carretera de acceso, de 7,0 km de longitud, que conectaba la ciudad de Concepción con la cabecera oriental del puente, pasando por el aeropuerto de Concepción.

Al mismo tiempo, se comenzaron los trabajos de dragado de la Isla, que separa ambos canales de navegación entre las pilas 7 y 16, en un ancho de 60 metros y un calado mínimo de 3 metros. Este canal permitió ejecutar el puente y abastecerlo de materiales, en esta zona, con medios flotantes.

Se empleó una draga de succión autocargable, que al mismo tiempo descargaba el material en el lado Chaco, formando un relleno, en la zona desde la pila 19 hasta el estribo E-2, a la cota +6,0, con el fin de poder ejecutar estas cimentaciones en tierra.

3.3. Instalaciones de obra

Todas las instalaciones se ubicaron en el lado Concepción, a una cota superior a la +9,0, con el fin de estar a salvo de la máxima crecida que se había producido precisamente en el año anterior, llegando las aguas altas hasta la +8,42 e inundando tanto la Isla como la zona Chaco del puente.

Por esta razón también, se instaló el parque de vigas prefabricadas a 200 metros por detrás del estribo E-1, a la cota +11,7 para poder lanzar y colocar las 72 vigas desde un solo lado del puente, pasando por encima del mismo, con total independencia de las posibles inundaciones de la zona de la Isla y del Chaco.

La novedad era que, tanto el tren de lanzamiento como las vigas, tenían que pasar por encima de los vanos del voladizo, ya terminados, dando así lugar a su dimensionamiento con la hipótesis de carga correspondiente.

Para el abastecimiento del hormigón "in-situ", se montó en el río una planta de 50 m^3/hora, que descargaba con cintas y tolva sobre tres unidades de barcazas mixer, autopropulsadas, con una capacidad de 12 m^3 (2 tambores de 6 m^3) cada una (Foto 1).

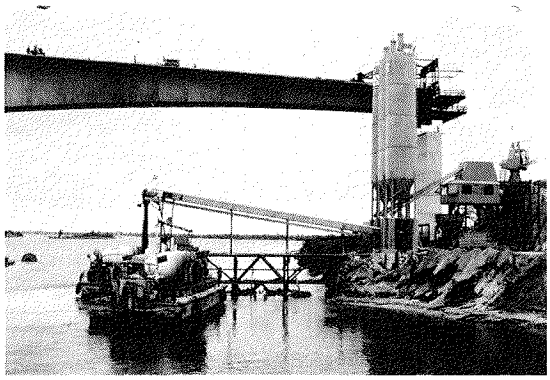


Foto 1. Carga del hormigón sobre mixer flotantes.

Para los áridos, se extraía un todo-uno del río, que fue clasificado en obra con una planta de clasificación y de lavado.

La arena se sacaba del río directamente mediante draga y se descargaba refulándola en una piscina.

La energía eléctrica para las instalaciones (plantas, grúas, talleres, almacenes, oficinas) fue producida por tres grupos electrógenos, de 330 KVA cada uno, más uno de reserva; y la del parque de prefabricados, por un grupo de 330 KVA. La parte fluvial se abastecía con 4 grupos, de 130 KVA cada uno.

3.4. Prefabricación de las vigas

Para la prefabricación se destinó un área, de 250 metros de largo y 110 metros de ancho, situada en el comienzo del terraplén lado Concepción.

Para prefabricar las 72 vigas, de 94,5 toneladas de peso cada una, y 41,2 metros de longitud, se construyeron tres bancadas de prefabricados y 300 m.l. de bancadas de almacenamiento, capaces de acopiar la totalidad de la producción.

Las cabezas de las vigas, con sus anclajes de pretensado, se prefabricaban a su vez utilizando un molde metálico, con un dispositivo regulable para poder dar inclinaciones variables a los apoyos a media madera, según lo exigía la curvatura de la rasante del puente (Fotos 2a y 2b).

El hormigonado de la cabeza se hacía horizontal y luego se volteaba la pieza y se colocaba, mediante un pórtico, sobre la bancada de prefa-

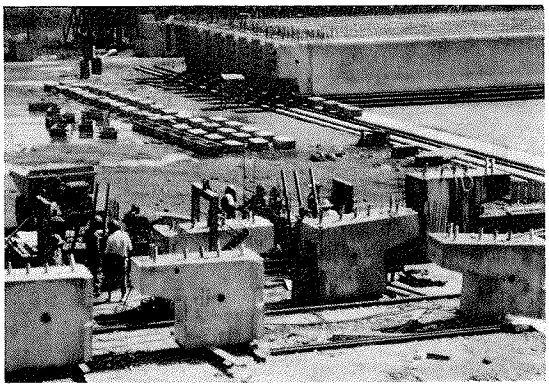


Foto 2 a).

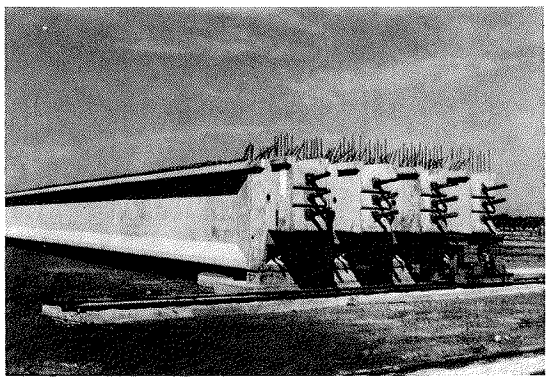


Foto 2 b).
Fotos 2, a) y b). Parque de fabricación de vigas.

bricación. La viga se hormigonaba con bomba y se tesaba con una resistencia mínima de 250 kg/m^2.

El ritmo de fabricación media era de 4,5 vigas por semana.

3.5. Cimentación

3.5.1. Pilotaje

Entrecanales subcontrató la ejecución del pilotaje a la empresa ICOS, S.A. De los 105 pilotes que constituyen la totalidad de la obra, los ejecutados con el equipo montado sobre medios flotantes han sido 82 unidades, lo que ha obligado a disponer de equipos habilitados para alcanzar grandes profundidades, ya que a la longitud de pilote útil había que añadir la lámina de agua más el francobordo de la pontona (10 - 15 m), siendo la máxima profundidad alcanzada, desde la cota de trabajo, la de 63 metros (Foto 3).

La maquinaria empleada por ICOS, S.A., que para la ejecución de los pilotes en el cauce se montó en una pontona de 44 x 15 x 3,6 metros, de Entrecanales, fue la siguiente:

—Grúa de orugas RUSTON-BUCYRUS Mod. 61-B, con pluma de 28 metros.

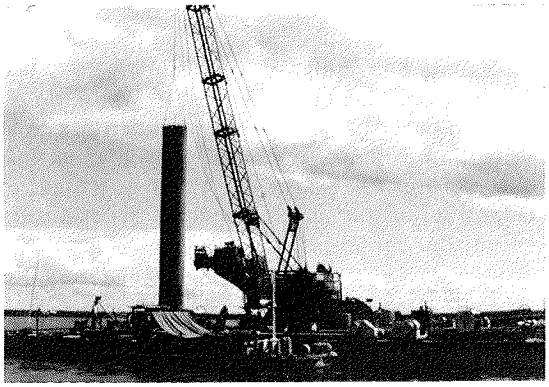


Foto 3. Equipo flotante para pilotaje.

—Equipo de rotación SOIL-MEC Mod. RT-35, con Kelly, de 4 camisas de 18 metros. Collar hidráulico con centralita CASAGRANDE, para 1,80 metros de diámetro.

—Estación de lodos con depósitos de 50 m^3, mezcladoras, bombas, etc.

—Equipo de desarenado de la bentonita, con desarenador MINOBRA de 50 m^3/h y aire comprimido a razón de 7 m^3/min.

—Buckets de perforación, trépanos, cucharas bivalvas, tubos de revestimiento y tubo TREMIE para el hormigonado.

—Se dispuso también de varias embarcaciones de servicio y de remolcadores, así como de dos embarcaciones con dos mezcladoras, de 6 m^3 cada una, a bordo, para el transporte del hormigón por el río.

La secuencia de las operaciones necesarias para la ejecución de los pilotes fue la siguiente: (Véase figura 5).

a) Entubación y perforación

Una vez posicionada la pontona, se colocaba la entubación en el sitio exacto y se forzaba la hinca del mismo en el fondo, maniobrándolo con el collar hidráulico, limpiando simultáneamente el interior del tubo con una cuchara bivalva, así como procurando dejar siempre un tapón de terreno interior, de por lo menos 2 metros, con el fin de evitar sifonamientos.

Enseguida, comenzaba la perforación con el equipo de rotación, perforando el tapón, profundizando a taladro libre, una longitud que fuera siempre unos 2 metros menor que la del siguiente tramo de entubación que se iba a empalmar.

Una vez colocada la entubación necesaria, que oscilaba entre 27 y 37 metros de longitud, y que en casos aislados llegó a ser de 52 metros, y comprobada la estanqueidad en cuanto a fuga de

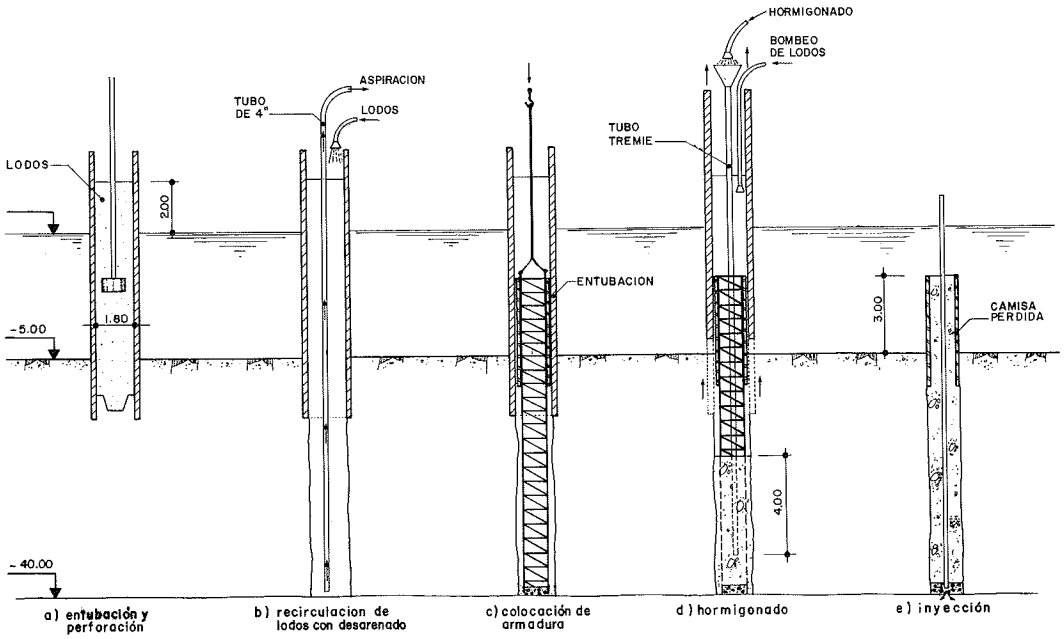


Fig. 5. Ejecución de los pilotes.

lodo bentonítico se refiere, se seguía la perforación hasta la cota final, a taladro libre.

Para ello, era absolutamente necesario que la cota superior del lodo bentonítico estuviera, por lo menos, dos metros por encima de la cota del agua, para garantizar la estabilidad de las paredes del taladro.

Por lo general, todas las perforaciones se han podido realizar por rotación, excepto en muy pocos casos en que se ha tenido que utilizar el trépano para romper una pequeña capa de canto rodado grueso que se encontraba por encima de la arenisca.

b) Recirculación de los lodos, con desarenado

Alcanzada la cota deseada, se procedía a la recirculación de los lodos. Esta operación se realizaba introduciendo un tubo de 4" hasta el fondo de la perforación, aspirando el lodo mediante aire comprimido y conduciéndolo a pasar por un desarenador, con adición constante de un volumen equivalente de lodo regenerado y limpio, a la perforación.

Esta operación continuaba hasta tanto que el contenido de arena retenida en el tamiz 200 ASTM no superase el 2% en volumen, y duraba de 4 a 6 horas.

c) Colocación de la armadura

Una vez limpio el fondo del pilote, se procedía a la colocación de las armaduras mediante grúa, por tramos que se empalmaban y cuyo tramo superior, en los pilotes en el cauce del río, llevaban una camisa de chapa metálica perdida, con el fin de servir de encofrado para los 3 metros de pilote, que sobresalía del fondo del río.

Además, las jaulas de armadura llevaban cuatro tubos ϕ 3" para permitir la inyección de lechada en el contacto con el terreno subyacente y algunas, elegidas previamente, llevaban un tubo de ϕ 4" para la investigación de la punta mediante sondeo, después de la inyección.

c) Hormigonado

Comprobada por última vez la profundidad de la perforación, se procedía al montaje del tubo TREMIE para el hormigonado.

Inmediatamente antes de comenzar el vertido, se soplaba aire a presión con el fin de poner en suspensión la posible sedimentación de finos aún suspendidos en los lodos.

Retirada la manguera de aire, se introducía una pelota de papel en el TREMIE y se empezaba el vertido del hormigón mediante bomba de hormigón, situada en una barca auxiliar abarloada a la pontona del equipo de perforación.

El resto de las operaciones era, mantener el extremo inferior del TREMIE siempre en el hormigón, por lo menos 4 metros, recuperar la entubación por tramos, de forma que su cota inferior quedase siempre 3 metros por debajo de la cota del hormigón, recuperación, regeneración y almacenamiento del lodo bentonítico.

El calor en verano, hasta por encima de 40º, planteaba el problema de la pérdida total de consistencia del hormigón, necesaria para el hormigonado con sistema TREMIE.

Para solventar el problema, hubo que recurrir al enfriamiento del agua de amasado, como única medida eficaz, ya que no hay aditivo en el mercado, actualmente, que lo resuelva satisfactoriamente.

Como medidas adicionales para bajar la temperatura del hormigón, se pintaron los mixer y los silos de cemento, de blanco; se regaban los áridos gruesos y se hormigonaba exclusivamente de noche.

e) Inyección

Para la inyección se utilizaban los tubos arriba mencionados, taladrando a través de ellos hasta alcanzar la bolsa de gravas o atravesando la superficie de contacto hormigón-arenisca.

Se inyectó la lechada de cemento en etapas sucesivas, utilizando uno de los cuatro tubos, en cada etapa, en los pilotes con bolsa de grava, y dos tubos a la vez, por etapa, en los pilotes empotrados en la arenisca.

Según las prescripciones del pliego, las presiones máximas aplicadas fueron muy altas; no inferiores a 45 kg/m^2 y a 35 kg/m^2 en los pilotes empotrados en arenisca y con bolsa de grava, respectivamente, pero nunca superiores a 80 kg/cm^2.

Los sondeos, realizados a través de los tubos de ϕ 4", dieron un resultado altamente satisfactorio del conjunto pilote-terreno inyectado.

3.5.2. Encepados

Para la construcción de los encepados en el río, se construyeron recintos estancos, de tablestacas. Para su construcción se utilizaban marcos metálicos que, apoyados sobre cuatro pilotes metálicos auxiliares, sirvieron de guía para la hinca y, posteriormente, para riostra interior del recinto.

Para poder achicar los recintos se creó previamente un tapón en el fondo de los mismos, a base de hormigón sumergido.

El espesor del mismo se calculó para que parte de la subpresión fuera contrarrestada por su peso propio y el resto por la adherencia entre los pilotes y el hormigón sumergido, y que el propio hormigón sumergido fuera capaz de absorber los esfuerzos de flexión producidos. La hipótesis de cálculo era para una cota de agua máxima de

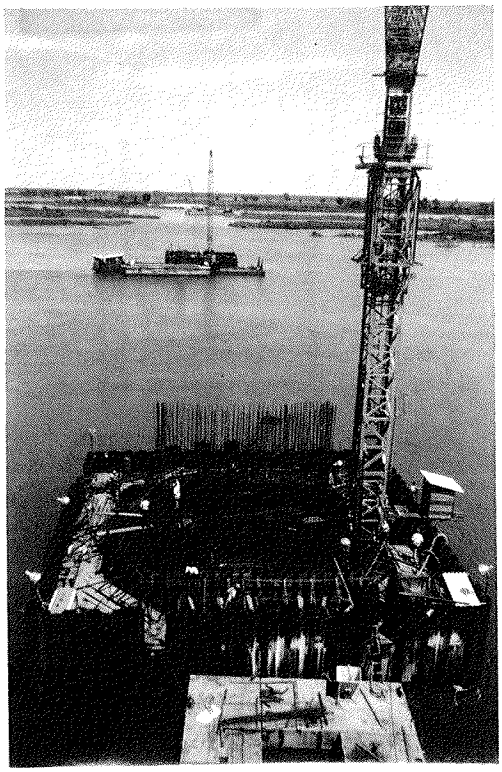


Foto 4. Ejecución de los encepados con recinto de tablestacado.

+7,50, que era la cota de coronación del recinto (Foto 4).

Una vez achicado el recinto, se descabezaron los pilotes, se colocó la armadura y se vertió el hormigón mediante bomba.

Posteriormente y después de alcanzar el hormigón de los encepados su resistencia final, se recuperaron las tablestacas.

3.6. Pilas y dinteles

Todas las pilas se construyeron con un encofrado autotrepante sistema PERI.

Los elementos portantes de este sistema son las consolas de trepa, que se anclan en el hormigón de la pila mediante conos y pernos de anclaje recuperables y en los cuales se apoyan el encofrado, así como los equipos hidráulicos que elevan los paneles de encofrado junto con las plataformas de trabajo (Foto 5).

Las tongadas elegidas eran de 3,2 metros, para economizar al máximo la armadura, cuya longitud podía así ser un múltiplo de 12 metros, contando 4 metros por tongada (3,20 metros, más 80 cm de solape).

La armadura se izaba con maquinillas, el hormigón se colocaba con bomba y el personal accedía a través de torres de escalera.

El desmontaje y el montaje del encofrado se hacía con grúa automóvil, sobre una barcaza.

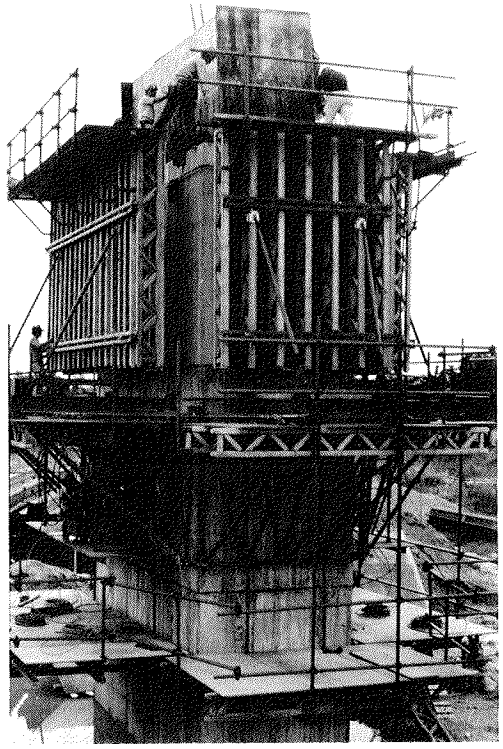


Foto 5. Encofrado trepante de pilas.

Asimismo, se mantenía y desmontaba con la grúa automóvil el encofrado de los dinteles y la jaula de armadura de los mismos, que se prefabricaba completamente, abajo.

El hormigonado del dintel se hacía igualmente con bomba.

3.7. Construcción de los voladizos

El procedimiento de construcción de los tramos principales fue mediante carros móviles, con hormigonado "in-situ" de las dovelas.

Para la colocación de los carros en posición, se necesitó la construcción previa de dovelas de cabeza de pilas principales. La construcción de estas cabezas, de 15,5 metros de longitud, se realizó con una cimbra colgada en los salientes de las pilas 5 y 6 del tramo 85 + 170 + 85 m, hormigonando en primera fase el forjado inferior del cajón, en una segunda fase 10 m del alma del cajón y en una tercera y última fase el resto del cajón (fotos 6a y 6b).

En las pilas 16 y 17, correspondientes al tramo 50 + 100 + 50, el hormigonado de las cabezas de pila, también de 15,5 metros de longitud, puesto que eran los mismos carros, se realizó con una autocimbra, que quedó embebida en el hormigón, y un hormigonado por fases análogo al anterior.

A partir de las cabezas para el montaje de los

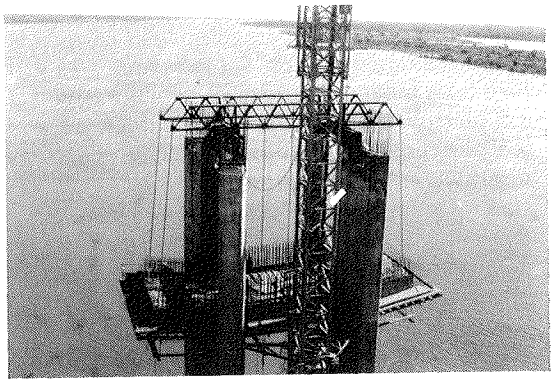


Foto 6 a).

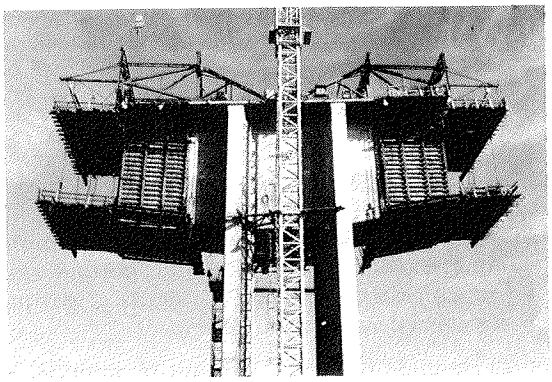


Foto 6 b).
Fotos 6, a) y b). Cabeza de la pila principal.

carros, se fueron hormigonando las dovelas, alternativamente, en un número total de 32 por pila, 16 a cada lado, en el vano principal, y un total de 18 por pila, 9 a cada lado, en el vano secundario. (Foto 7).

Una vez terminados los voladizos de las pilas, se hormigonaron en ambos vanos sendas dovelas de cierre, de 2,70 metros de longitud, y se efectuó el pretensado de cierre, en el vano central, con 20 cables 24 ϕ 0,5", y en el vano de 100 m, con 20 cables de 16 ϕ 0,5".

Una vez efectuado el pretensado de las dovelas centrales, se apoyaron los voladizos en sus respectivos apoyos deslizantes y unidireccionales.

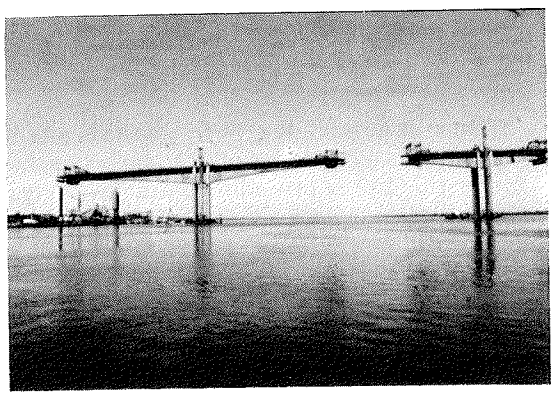


Foto 7. Voladizos del vano principal de 170 m.

Para esta última operación, en el caso de los voladizos de 50 metros, sobre las pilas 15 y 18, hizo falta rellenar los mismos, con hormigón, en 4,5 metros, así como tesar 10 cables, de 16 ϕ 0,5", en cada uno de ellos, para evitar reacciones negativas sobre estos apoyos.

3.8. Lanzamiento de las vigas

Las vigas se lanzaron con la cimbra SICET 140/45. Esta cimbra caminó por las cabezas de pila a saltos de 42,50 metros; pero también caminaba por los tramos principales, por lo que hubo que tener en cuenta su efecto sobre éstos, en cuanto al diseño. La secuencia de las operaciones era la siguiente:

a) Primero, se montó la cimbra delante del Estribo E-1, precisándose una longitud de 120 metros.

b) Se lanzaron las 16 vigas correspondientes a los 4 primeros vanos del lado Concepción, comprendidos entre E-1 y P-4, transportando las vigas, con carros "Elefante", desde el parque hasta el encuentro con la cimbra.

c) Dejando la cimbra en zona de montaje, se terminaron de hormigonar los tableros entre E-1 y P-4.

d) Terminado el puente hasta la pila 7 y terminadas las pilas hasta la 15, se trasladó la cimbra a la zona de lanzamiento del segundo conjunto de vanos isostáticos, comprendido entre las pilas 7 y 15.

e) Las vigas se trasladaron, mediante carretones "Elefante", desde el parque de fabricación y acopio, a la zona de enganche de cimbra, entre pilas 6 y 7.

f) Se lanzaron las vigas correspondientes a los dos primeros vanos, entre pilas 7 y 9, hormigonándose a continuación los dos tableros.

g) A continuación, se colocaron vigas en los dos vanos siguientes, penetrando los carretones "Elefante" hacia el último vano hormigonado.

h) Se procedió de forma análoga hasta terminar los ocho vanos de esta zona, entre pilas 7 y 15 (Fotos 8 y 9).

i) Una vez terminado el puente hasta la pila 18 y terminadas también las pilas restantes, incluído el estribo E-2, se procedió a lanzar las 24 vigas correspondientes a los seis vanos últimos, llevando las vigas, con carretones "Elefante", hasta el vano entre pilas 17 y 18, donde las recogía la cimbra.

j) Una vez colocadas todas las vigas, se trasladó la cimbra hasta la zona donde se montó, para su desmontaje. (Foto 10).

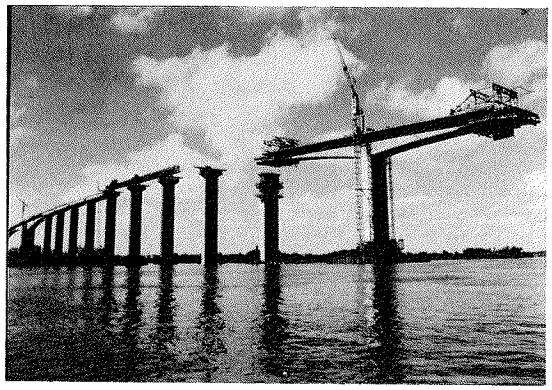


Foto 8. Lanzamiento de vigas.

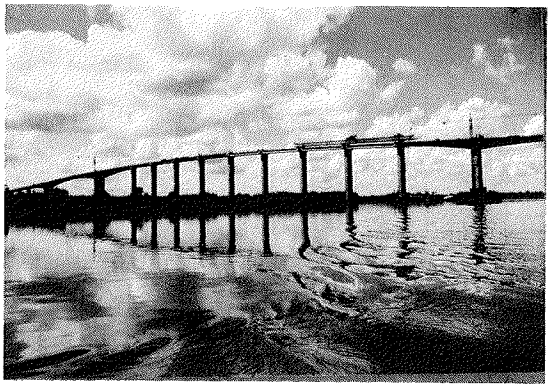


Foto 9. Lanzamiento de vigas.

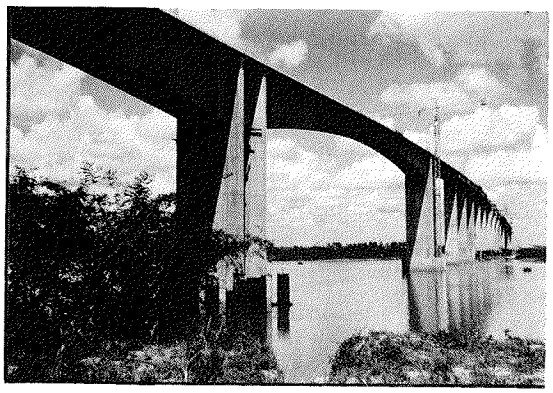


Foto 10. Vista general del puente.

4. Cuantías

Las cuantías de materiales de construcción, en el tablero, fueron las siguientes:

Hormigón: 0,65 m^3/m^2
Acero pasivo: 110 kg/m^2
Acero para pretensar: 28 kg/cm^2.

5. BIBLIOGRAFIA

(1) "Instrucción relativa a las acciones a considerar en el proyecto de puentes de carrete-

ra", editada por el M.O.P.U. el 28 de Febrero de 1972.

(2) EH-82 "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón en masa y armado", editada por el M.O.P.U.

(3) EP-80 "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado", editada por el M.O.P.U.

(4) Norma sismorresistente P.D.S.-1 (1974) Parte A. Normativa, editada por la Imprenta Nacional del B.O.E.

(5) "Hormigón armado", Prof. P. Jiménez Montoya, A. García Meseguer, F. Moran Cabré, 8ª edición. Editorial Gustavo Gili, S.A.

(6) "Métodos de cálculo de encepados para pilotes. Informe sobre ensayos. Disposiciones constructivas". J. Blevot y R. Fremy, Revista "ANNALES DE L'INSTITUTE TECHNIQUE DU BATIMENT ET DES TRAVAUX PUBLICS", de Febrero de 1967.

(7) "Geotecnia y cimientos III" Volumen I, capítulo Pilotaje, de Jiménez Salas et. al.

RESUMEN

El Puente Concepción-Puerto Militar, de 1.305 m de longitud total, fue proyectado con dos vanos principales, de 170 m y 100 m, que salvan los dos canales de navegación. Estos vanos y los vanos adyacentes, con la mitad de luz que los anteriores, fueron construidos en hormigón pretensado, con carros móviles de avance.

El resto de los vanos se proyectó con vigas prefabricadas, de hormigón pretensado, de 42,2 m de longitud.

Toda la cimentación del Puente es con pilotes, de 1,8 m de diámetro, ejecutados "in-situ".

El artículo describe el proyecto y el proceso constructivo del Puente.

SUMMARY

The Concepcion-Puerto Militar bridge, with a total length of 1.305 m was designed with two main spans of 170 m and 100 m, respectively for two navigation channels. These spans as well as the correspondent lateral spans, of half the length of the main ones, were constructed in prestressed concrete by the cast-in-place cantilever construction method.

All other spans were designed with prestressed precast beams of 42,2 m length.

The whole foundation of the bridge is with cast-in-place concrete piles of 1,8 m diameter.

This paper shows the design as well as some aspects of the performance of the bridge.

¿ Está Vd. interesado en la técnica del pretensado ?

En caso afirmativo le conviene saber que, en la actualidad, existe en España la ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO (A.T.E.P.), con sede en el Instituto Eduardo Torroja de la Construcción y del Cemento del C.S.I.C., y con personalidad jurídica propia de acuerdo con los Estatutos que, conforme a lo prevenido en el artículo 3º de la Ley de 24 de diciembre de 1964, han sido visados por la Autoridad competente, por resolución del 13 de agosto de 1969.

El Consejo de Señores Ministros, en su Reunión del 4 de marzo de 1977, acordó el reconocimiento de la A.T.E.P. como Asociación de "utilidad pública", a la vista de su actuación en pro de la difusión y desarrollo de la técnica del pretensado en nuestro país.

Esta Asociación, que ha venido a sustituir, continuando su misma línea de actuación, a la antigua Asociación Española de Hormigón Pretensado, constituida el 13 de junio de 1949, como adscrita al citado Instituto Eduardo Torroja, es de carácter estrictamente científico y ajena por completo a todo interés de índole comercial.

De acuerdo con sus Estatutos, el fin que persigue la A.T.E.P. es fomentar los progresos de todo orden referentes a la técnica del pretensado, colaborando al desarrollo técnico y social del país dentro del campo específico de esta rama de la construcción. A tal objeto tiene asignadas, entre otras, las siguientes actividades:

- Proponer, orientar, realizar y colaborar en la realización de los trabajos de investigación científica, técnica y económica necesarios para el mejor desarrollo del pretensado.
- Organizar asambleas, simposios, reuniones, cursillos, ciclos de conferencias, visitas técnicas o de información, viajes colectivos para participar en Congresos y reuniones internacionales y, en general, cuantas actividades tiendan a una mejor difusión de la técnica del pretensado.
- Suministrar información sobre la técnica y la práctica en materia de pretensado.
- Divulgar los métodos que tiendan a facilitar el desarrollo y perfeccionamiento del pretensado, en cualquier sentido, organizando el intercambio de conocimientos, ideas, resultados de investigaciones y procedimientos prácticos constructivos y de cálculo referentes a esta técnica.
- Reunir la experiencia de sus diversos Miembros a fin de contribuir al perfeccionamiento de los sistemas relacionados con la técnica del pretensado.
- Estudiar e informar, en determinados casos, problemas concretos relacionados con la técnica del pretensado, que se le planteen y presenten interés general.
- Editar cuantas publicaciones se estimen adecuadas para contribuir a difundir la información sobre los últimos avances y noticias de interés relacionados con la técnica del pretensado.
- Acopiar y divulgar entre sus Miembros datos de bibliografía española y extranjera sobre la técnica del pretensado.
- Estudiar los planes necesarios para fomentar el mejoramiento de las industrias relacionadas con las técnicas de que se ocupa la Asociación.
- La Asociación se halla vinculada a la Federación Internacional del Pretensado (F.I.P.) y en íntimo contacto con ella, con lo cual está siempre informada de cuantas actividades y novedades de carácter internacional se producen en este campo, información que se traslada a todos los Asociados para su debido conocimiento. A través de la F.I.P. recibe también periódicamente las publicaciones relacionadas con la técnica del pretensado editadas por los distintos países. Estas publicaciones se encuentran a disposición de todos los Asociados, para consulta.
- Todos los Miembros de la Asociación, por el hecho de serlo, son considerados también como Miembros de la F.I.P., y disfrutan de los derechos que a éstos corresponden.
- Se tiene organizado un servicio de distribución de los libros y manuales que la F.I.P. pone a la venta, mediante el cual los interesados pueden adquirirlos en España, con sensibles descuentos.
- Trimestralmente, publica la revista "Hormigón y Acero", en la que se recogen: Trabajos relacionados con la técnica de estructuras en sus aspectos científico y de cálculo; estudios experimentales; las normas oficiales, sobre pretensado, vigentes en los diferentes países, etc. Sus páginas siempre están abiertas a la colaboración de todos los Miembros.
- La Asociación viene editando una serie de Manuales, en donde se recogen las recomendaciones que se estiman idóneas para una adecuada realización de las diversas operaciones que constituyen el proceso normal de ejecución de las obras pretensadas, y que se venden a los Asociados a precios muy reducidos.

MIEMBROS PROTECTORES DE LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO

(Continuación de Int. Portada)

FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A. (FOCSA).—Paseo de la Castellana, 118-4.ª planta. 28046 Madrid.
FREYSSINET, S.A.—General Perón, 24. 28020 Madrid.
GRACE, S.A.—Apartado 523. 08080 Barcelona.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.—Almogávares, 11-17. 08018 Barcelona.
HORMIGONES GERONA, S.A.—Lorenzana, 45. 17002 Gerona.
HORMIGONES PROYECTADOS, S.A.—Avda. Príncipe de Asturias, 63. 08012 Barcelona.
HUARTE, S.A.—Oficina Técnica.—Avda. General Perón, 40-C-4.º. 28020 Madrid.
IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—Referencia 3001. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERDUERO, S.A. Servicio Formación.—Referencia 8501. Gardoqui, 8. 48008 Bilbao.
IBERICA DE ESTUDIOS E INGENIERIA, S.A. (IBERINSA).—Avda. de Burgos, 11. 28036 Madrid.
IBERING, ESTUDIOS Y PROYECTOS, S.A.—Plaza Gala Placidia, 5-7. 08006 Barcelona.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.—Portal de Gamarra, 46. 01013 Vitoria.
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYPSA).—General Díaz Porlier, 49-51. 28001 Madrid.
INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A. (IDASA).—Pérez Cepeda, 5 y 7. 15004 La Coruña.
INSTITUTO ESPAÑOL DEL CEMENTO Y SUS APLICACIONES (IECA).—Velázquez, 11-3.º-izda. 28001 Madrid.
INSTITUTO TECNICO DE LA CONSTRUCCION, S.A.—Avda. de Elche, 164. 03008 Alicante.
INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES (INTEMAC).—Monte Esquinza, 30. 28010 Madrid.
INTERNACIONAL DE INGENIERIA Y ESTUDIOS TECNICOS (INTECSA). Biblioteca.—Orense, 70. 28020 Madrid.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA, S.A.—Príncipe de Vergara, 103. 28006 Madrid.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.—Alfonso XII, 3. 28014 Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.—Apartado 23. 08100 Mollet del Vallés (Barcelona).
PACADAR, S.A.—Hermosilla, 57. 28001 Madrid.
PRETENSADOS DEL LOURO, S.A.—Polígono Industrial Atios. 36400 Porriño (Pontevedra).
SENER, TECNICA INDUSTRIAL Y NAVAL, S.A.—Avda. del Triunfo, 56. 48930 Las Arenas (Vizcaya).
SIKA, S.A.—Carretera Madrid-Irún, Km. 14,500. Polígono Industrial. 28100 Alcobendas (Madrid).
SOCIEDAD ESPAÑOLA DE ESTUDIOS PARA LA COMUNICACION FIJA A TRAVES DEL ESTRECHO DE GIBRALTAR, S.A. (SECEGSA).—Estébanez Calderón, 3-1.º-A. 28020 Madrid.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).—Príncipe de Vergara, 135. 28006 Madrid.
TREFILERIAS DEL NORTE, S.A.—Carretera de Zorroza a Castrejana, 150. Apartado 590. 48080 Bilbao.
TREFILERIAS QUIJANO, S.A.—Fábrica de Forjas de Buelna. 39400 Los Corrales de Buelna (Cantabria).
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A. (TYCSA).—Monturiol, 5. 08210 Barberá del Vallés (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las Entidades citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

asociación técnica
española del pretensado