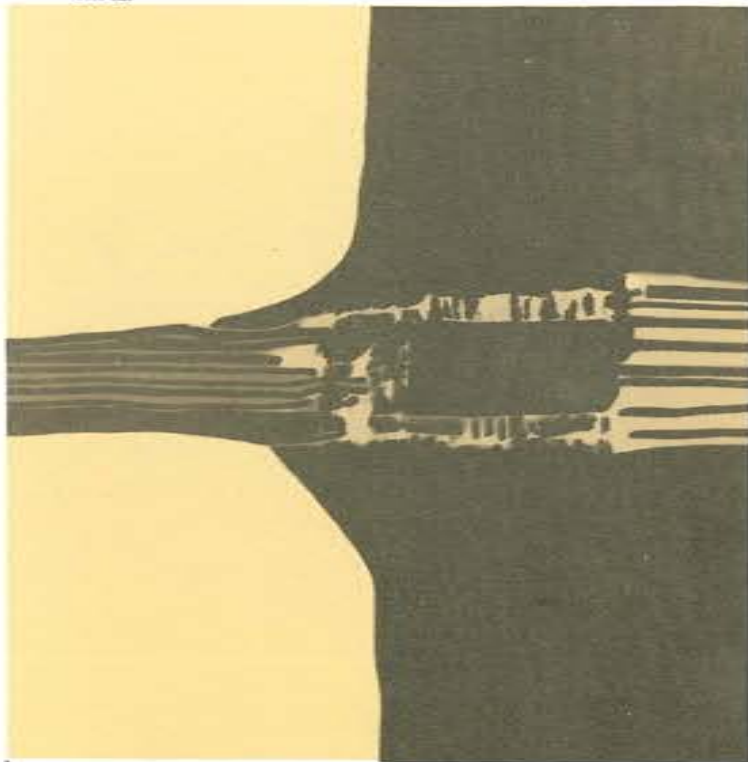


hormigón

y ACERO

nº 145



Xª ASAMBLEA TECNICA NACIONAL DE
LA ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA
DEL PRETENSADO 16 A 21 DE NOVIEMBRE
1981 MURCIA

ASOCIACION TECNICA ESPAÑOLA DEL PRETENSADO.

DECLARADA DE UTILIDAD PUBLICA CON FECHA 4-3-77

INSTITUTO EDUARDO TORROJA DE LA CONSTRUCCION Y DEL CEMENTO

COSTILLARES (CHAMARTIN). MADRID-33.

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.

- AGRUPACION DE FABRICANTES DE CEMENTO DE ESPAÑA.— Velázquez, 23. Madrid-1.
ALVI, S.A. (PREFABRICADOS ALBAJAR).— Orense, 10. Madrid-20.
CAMARA, S.A.— Av. de Santander, s/n. Valladolid.
CAMINOS, EDIFICIOS Y OBRAS, S.A.— J. Lázaro Galdiano, 4. Madrid-16.
CARLOS FERNANDEZ CASADO, S.A.— Grijalba, 9. Madrid-6.
CENTRO DE ESTUDIOS Y EXPERIMENTACION DE O.P. CENTRO BIBLIOGRAFICO.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
CENTRO DE TRABAJOS TECNICOS, S.A.— Aribau, 185. Barcelona-21.
COMBEA, S.L.— Apartado 408. Castellón de la Plana.
DRAGADOS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Avda. de América, 24. Madrid-2.
ELABORADOS METALICOS, S.A.— Apartado 553, La Coruña.
ENTRECANALES Y TAVORA, S.A.— Biblioteca. Juan de Mena, 8, Madrid-14.
FOMENTO DE OBRAS Y CONSTRUCCIONES, S.A.— Balmes, 36. Barcelona-7.
FORJADOS DOMO.— Hermosilla, 64. Madrid-1.
FREYSSINET, S.A.— General Perón, 24. Madrid-20.
HEREDIA Y MORENO, S.A.— Princesa, 3. Madrid-3.
HIDROELECTRICA DE CATALUÑA, S.A.— Archs, 10. Barcelona-2.
HORMIGONES GERONA, S.A.— Lorenzana, 45. Gerona.
IBERINSA.— Príncipe de Vergara, 43. Madrid-1.
INDUSTRIAS GALYCAS, S.A.— Portal de Gamarra, 46. Vitoria.
INGENIERO JEFE DE LA SECCION DE PUENTES Y ESTRUCTURAS.— Ministerio de O.P. y Urbanismo. Dirección General de Carreteras, Madrid-3.
INTECSA.— Orense, 70. Madrid-20.
INTEMAC.— Monte Esquinza, 30. Madrid-4.
JOSE ANTONIO TORROJA, OFICINA TECNICA.— Príncipe de Vergara, 103. Madrid-6.
LABORATORIO CENTRAL DE ESTRUCTURAS Y MATERIALES.— Alfonso XII, 3. Madrid-7.
NUEVA MONTAÑA QUIJANO, S.A.— Fábrica de Forjas de Buelna. LOS CORRALES DE BUELNA (Santander).
PACADAR, S.A.— Hermosilla, 57. Madrid-1.
PRELOAD SISTEMAS, S.A.— Paseo de la Castellana, 140. Madrid-16.
PRENSOLAND, S.A.— Calle Industria, s/n. SAN MARTIN DE CENTELLAS (Barcelona).
PRETENSADOS DEL LOURO, S.L.— Atios. PORRIÑO (Pontevedra).
PROCEDIMIENTOS BARREDO.— Av. de América, 40. Madrid-2.
PROMONAL.— Poeta Artola, 12. Valencia-21.
S.A.E. BBR.— Polígono Industrial Barcelonés. Calle Carrero Blanco, s/n. ABRERA (Barcelona).
S.A. ECHEVARRIA.— Apartado 46. Bilbao-8.
TECNICAS DEL PRETENSADO, S.A. (TECPRESA).— Velázquez, 105. Madrid-6.
TRENZAS Y CABLES DE ACERO, S.A.— Monturiol, 5. SANTA MARIA DE BARBARA (Barcelona).

La Asociación Técnica Española del Pretensado se complace en expresar públicamente su agradecimiento a las empresas citadas, por la valiosa ayuda que le prestan, con su especial aportación económica, para el desenvolvimiento de los fines que tiene encomendados.

INTEMAC



INSTITUTO TECNICO DE MATERIALES Y CONSTRUCCIONES



Ensayo de pilares a compresión
centrada

MADRID

Oficinas:
Monte Esquinza, 30 - 4º D
MADRID-4
Tels. (91) 41051 58/62/66

Laboratorio:

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

BARCELONA

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

hormigón y acero

n.º 145

4.º trimestre, 1982

CUOTAS ANUALES

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

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

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

APARTADO 19.002 - COSTILLARES - CHAMARTIN - MADRID - 33

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

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

ARENAS, Juan José
AROCA, Ricardo
BARREDO, Carlos
CUVILLO, Ramón del
CHUECA, Rafael
ELICES, Manuel
FERNANDEZ TROYANO, Leonardo
FERNANDEZ VILLALTA, Manuel
FISAC, Miguel
JODAR, Juan
JULIA, Manuel
LLOMBART, José Antonio
MANTEROLA, Francisco Javier
MONEO, Mariano
MORENO TORRES, Juan
PIÑEIRO, Rafael
ROMERO, Rafael
SANCHEZ CASTRO, Carlos
SANCHEZ GALVEZ, Vicente

hormigón y acero

n. 145

índice

		<u>Pág.</u>
457-0-78	Análisis de estructuras de hormigón frente a acciones directas e indirectas, teniendo en cuenta la no linealidad del material	9
	Analyse des structures en béton, face à des actions directes et indirectes, compte tenu de la non-linéarité du matériel.	
	Analytical study of concrete structures under direct and indirect actions, taking account of the material non linearity.	
	<i>A. Aguado, A. Marí y E. Penón.</i>	
591-2-164	Discretización de rigideces de torsión en emparrillados	19
	Discretisation des raidissements de torsion dans les treillies.	
	Torsion stiffness discretization in grillages.	
	<i>Fernando Da Cunha Rivas.</i>	
457-0-79	Interrogantes que plantea el cálculo de secciones compuestas	25
	Questions posées par le calcul des sections composées.	
	Questions issued by the sections compound design.	
	<i>E. González Valle.</i>	

		Pág.
457-8-89	Nuevo manual de la ATEP sobre conservación de obras pretensadas Nouveau manuel de l'ATEP sur l'entretien des travaux précontraints. New ATEP handbook about prestressing works conservation. <i>Ramón del Cuvillo.</i>	29
457-3-14	Análisis elasto-plástico de estructuras porticadas con grandes movimientos Etude analytique elasto-plastique pour les structures portique avec de grands déplacements. Elastic-plastic analytical study of portal frames with large motions. <i>A. Samartín y G. Gutiérrez.</i>	35
457-3-15	Análisis en segundo orden de estructuras de hormigón armado Analyse en deuxième ordre pour les structures en béton armé. Second order analysis of reinforced concrete frames. <i>A. Mari y J. Murcia.</i>	49
457-8-90	El laboratorio de ensayo de estructuras en modelo reducido, de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona Le laboratoire pour l'essai de structures en modèle réduit de l'Escuela de Ingenieros de Caminos à Barcelone. The scale model structural testing laboratory of the Escuela de Ingenieros de Caminos of Barcelona. <i>J. Oliver, B. Suárez, E. Blanco y E. Oñate.</i>	65
591-8-27	Realizaciones de edificios industrializados mediante piezas prefabricadas de hormigón pretensado Réalisations de bâtiments industrialisés au moyen d'éléments préfabriqués en béton précontraint. Industrialized building construction by means of prestressed concrete precast members, practical applications. <i>M. Burón Maestro y A. Ortiz Bonet.</i>	79
837-8-4	Refuerzos realizados últimamente y presentación del nuevo sistema de anclaje C.G.C. Renforcements réalisés dernièrement et introduction du nouveau système d'ancrage C.G.C. Latest reinforcements performed and exhibition of C.G.C. new anchorage system. <i>C. Barredo de Valenzuela.</i>	115

		<u>Pág.</u>
591-0-26	Historia resumida de las realizaciones en hormigón pretensado, en la región de Murcia Bref histoire des réalisations en béton précontraint, dans la région murcienne. Short history on prestressed concrete practical applications in Murcia region. <i>J. Jódar, M. Rodríguez, P. Navarro y M. Soler.</i>	125
591-2-165	Ensanche de tres viejos puentes sobre el río Arga (Navarra) Elargissement de trois vieux ponts sur l'Arga (Navarra). Widening of three old bridges over river Arga (Navarra). <i>J. J. Arenas de Pablo.</i>	129
591-2-166	Nuevo puente del Comercio sobre el río Cauca en la carretera de Cali-Palmira (Colombia) Nouveau pont du "Comercio" sur le Cauca, sur la route Cali-Palmira (Colombia). "Comercio" new bridge across Cauca river, Cali-Palmira road (Colombia). <i>J. J. Arenas y A. C. Aparicio.</i>	137

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

ESPAÑA

ACEROS Y TECNOLOGIA PARA LA CONSTRUCCION (ATECSA).— Madrid.
AGROMAN, S.A.— Madrid.
ALBISA, S.A.— Algeciras (Cádiz).
ARIDOS LIGEROS, S.A.— Madrid.
AUTOPISTAS, CONCESIONARIA ESPAÑOLA, S.A.— Barcelona.
AUXINI, S.A.— Madrid.
AZMA, S.A.— Madrid.
BIGUETES, S.L.— Elche (Alicante).
BUTSEMS, S.A.— Madrid.
CAMARA OFICIAL DE COMERCIO, INDUSTRIA Y NAVEGACION.— Barcelona.
CASTRO HERMANOS, S.L.— Mislata (Valencia).
CASTRO MATELO, V., S.A.— Sigüeiro (La Coruña).
CATEDRA DE CONSTRUCCION II DE LA ESCUELA TECNICA DE INGENIEROS
AGRONOMOS.— Córdoba.
CEMENTOS MOLINS, S.A.— Sant Vicenc dels Horts (Barcelona).
CENTRO DE ESTUDIOS CEAC.— Barcelona.
CIMENTACIONES ESPECIALES, S.A.— Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS DE CAMINOS CANALES Y PUERTOS.— Madrid.
COLEGIO DE INGENIEROS TECNICOS DE OBRAS PUBLICAS.— Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES.— La Coruña.
COLEGIO OFICIAL DE APAREJADORES Y ARQUITECTOS TECNICOS.— Gerona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE ARAGON. SECCION BIBLIOTECA.— Za-
ragoza.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CANARIAS. DEPARTAMENTO LABORA-
TORIOS. Sta. Cruz de Tenerife.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE CATALUÑA.— Barcelona.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS DE MADRID. BIBLIOTECA.— Madrid.
COLEGIO OFICIAL DE ARQUITECTOS VASCO-NAVARRO.— Bilbao.
COLEGIO OFICIAL DE INGENIEROS DE CAMINOS. CANALES Y PUERTOS.— Málaga.
CONFEDERACION HIDROGRAFICA DEL GUADALQUIVIR. BIBLIOTECA.— Sevilla.
CONSTRUCCIONES Y CONTRATAS, S.A.— Madrid.
CONTROLEX.— Alicante.
COTESA, COLOCACIONES TECNICAS, S.A.— Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.— Barcelona.
CUBIERTAS M.Z.O.V., S.A.— Madrid.
CUMBRE MODULAR, S.A.— Barcelona.
DIRECCION DE INFRAESTRUCTURA DEL MANDO SUPERIOR DE APOYO LOGIS-
TICO DEL EJERCITO. MINISTERIO DEL EJERCITO.— Madrid.
DITECO, S.L.— Valencia.
DIVISION DE PLANTEAMIENTO Y PROYECTOS. CENTRO DE ESTUDIO Y APOYO
TECNICO.— Valladolid.
ELABORADOS DE HORMIGON, S.A.— Burgos.

ELEMENTOS ESTRUCTURALES PREFABRICADOS (EEPSA).— Manresa (Barcelona).
EMPRESA AUXILIAR DE LA INDUSTRIA (AUXINI).— Madrid.
ENAGA, S.A.— Pozuelo de Alarcón (Madrid).
ESCUELA UNIVERSITARIA DE INGENIERIA TECNICA INDUSTRIAL.— Córdoba.
ESTEBAN ORBEGOZO, S.A.— Zumárraga (Guipúzcoa).
ESTUDIO PREST.— Barcelona.
ESTUDIOS Y PROYECTOS TECNICOS INDUSTRIALES, S.A.— Madrid.
E.T.S. DE ARQUITECTURA.— Barcelona;
E.T.S. DE ARQUITECTURA.— Sevilla.
EUROESTUDIOS, S.A.— Madrid.
FEDERACION NACIONAL DE ENTIDADES EMPRESARIALES DE DERIVADOS DEL
CEMENTO (ANDECE).— Madrid.
FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A.— Madrid.
FORJADOS DOL.— Esquivias (Toledo).
FORJAS Y ALAMBRES DEL CADAGUA.— Erandio (Bilbao).
GIJON E HIJOS, S.A.— Motril (Granada).
GOMHERSA.— Talavera de la Reina (Toledo).
HIDAUQUE, S.A.— Granada.
HISPANO FRANCESA DE VEHICULOS INDUSTRIALES, S.A. BIBLIOTECA.— Madrid.
HORMIGONES GERONA, S.A.— Gerona.
HORMYCER, S.L.— Madrid.
HUARTE Y CIA, S.A.— Madrid.
IBERDUERO, S.A.— Bilbao.
IBERDUERO, S.A. (CENTRO DE DOCUMENTACION).— Bilbao.
IBERTECNICA, S.A.— Madrid.
IDASA, INGENIERIA DEL ATLANTICO, S.A.— La Coruña.
INBADELCA, S.A.— Baracaldo (Vizcaya).
INDUSTRIAS VEYGA, S.A.— Tarrasa (Barcelona).
INFORMES Y PROYECTOS, S.A. (INYS).— Madrid.
INGENIERIA Y CONSTRUCCIONES SALA AMAT, S.A.— Barcelona.
INSTITUTO NACIONAL DE EMPLEO Y PROMOCION SOCIAL. SECCION ASUNTOS
GENERALES (SEAF-PPO).— Madrid.
INSTITUTO NACIONAL DE REFORMA Y DESARROLLO AGRARIO.— Madrid.
JULIAN ARUMI, S.L.— Vich (Barcelona).
LA AUXILIAR DE LA CONSTRUCCION.— Sta. Cruz de Tenerife.
LABORATORIO DE INGENIEROS DEL EJERCITO.— Madrid.
LABORATORIO GEOCISA. BIBLIOTECA.— Coslada (Madrid).
LABORATORIO DE CARRETERAS Y GEOTECNIA JOSE LUIS ESCARIO.— Madrid.
LAING IBERICA, S.A.— Madrid.
LIBRERIA RUBIÑOS.— Madrid.
LUIS BATALLA, S.A. (LUBASA).— Castellón de la Plana.
MAHEMA, S.A.— Granollers (Barcelona).
MATERIALES Y TUBOS BONNA, S.A.— Madrid.
MECANOGUMBA, S.A.— Mollet del Vallés (Barcelona).
NUEVA CERAMICA CAMPO.— Lendo-Laracha (La Coruña).
OTEP INTERNACIONAL, S.A.— Madrid.
POSTELECTRICA, S.A.— Palencia.
POSTENSA, S.A.— Bilbao.
PRAINSA.— Zaragoza.

PREBETONG CANARIA, S.A.— Sta. Cruz de Tenerife.
PREFABRICADOS ALAVESES, S.A. (PREASA).— Vitoria.
PREFABRICADOS DEL CEMENTO, S.A. (PRECESA).— León.
PREFABRICADOS DEL HORMIGON, S.A. (CUPRE-SAPRE).— Valladolid.
PREFABRICADOS NAVARROS, S.A.— Olazagutia (Navarra).
PREFABRICADOS POUSA, S.A.— Santa Perpetua de Moguda (Barcelona).
PREFLEX. COMPAÑIA LABORAL, S.A. Gijón (Oviedo).
PRETENSADOS AEDIUM, S.L.— Mutilva Baja (Navarra).
PREYPRESA.— Aranda de Duero (Burgos).
PRODUCTOS DERIVADOS DEL CEMENTO, S.A. HORTE.— Valladolid.
PROTEC, S.L.— Lugones (Oviedo).
REALIZACIONES Y ESTUDIOS DE INGENIERIA, S.A.— Pinto (Madrid).
RENFE (Madrid).
SAINCE.— Madrid.
S.E.A.T. (BIBLIOTECA).— Barcelona.
SENER, S.A.— Las Arenas (Vizcaya).
SERVICIO MILITAR DE CONSTRUCCIONES.— Barcelona.
SERVICIO TERRITORIAL DE CARRETERAS.— Gerona.
SIKA, S.A.— Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA ESPAÑOLA TUBO FABREGA.— Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA FERROVIAL.— Madrid.
SOCIEDAD ANONIMA MATERIALES Y OBRAS.— Valencia.
SPANDECK CATALANA, S.A.— Barcelona.
SUBDIRECCION GENERAL DE EDIFICACION. SECCION DE NORMATIVA (MOPU).—
Madrid.
SUBDIRECCION GENERAL DE ESTUDIOS ECONOMICOS Y TECNOLOGIA (MOPU).—
Madrid.
TEJERIAS “LA COVADONGA”.— Muriedas de Camargo (Santander).
TEPSA.— Tarrasa (Barcelona).
TOSAM, S.L.— Segovia.
TUBERIAS Y PREFABRICADOS, S.A. (TYPSA).— Madrid.
TUBOS BORONDO.— Madrid.
UNIVERSIDAD POLITECNICA. HEMEROTECA.— Valencia.
VALLEHERMOSO, S.A.— Madrid.
VALLEHERMOSO, S.A.— San Juan de Aznalfarache (Sevilla).
VIAS Y OBRAS PROVINCIALES.— San Sebastián.
VIGAS REMARRO.— Motril (Granada).
VIGUETAS ASTURIAS, S.A.— Oviedo.

EXTRANJERO

ASOCIACION DE FABRICANTES DE CEMENTO PORTLAND DEL URUGUAY.—
Montevideo (Uruguay).
ASSOCIAÇÃO BRASILEIRA DE CIMENTO PORTLAND.— Sao Paulo (Brasil).
BIBLIOTECA DE LA FACULTAD DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD DE BUENOS AIRES
Buenos Aires (Argentina).

BIBLIOTECA DE INGENIERIA. UNIVERSIDAD CATOLICA DEL PERU.— Lima (Perú).
BIBLIOTECA UNIVERSIDAD CATOLICA.— Quito (Ecuador)
CEPIC, S.C.— Córdoba (Argentina).
CONSULAR. CONSULTORES ARGENTINOS ASOCIADOS.— Buenos Aires (Argentina).
CONSULBAIRES.— Buenos Aires (Argentina).
COPERCO.— Mendoza (Argentina).
FACULTAD DE ARQUITECTURA. UNIVERSIDAD DE VALPARAISO.— Valparaiso (Chile).
FACULTAD DE CIENCIAS EXACTAS E INGENIERIA.— Rosario (Argentina).
FACULTAD DE INGENIERIA. BIBLIOTECA.— Caracas (Venezuela).
INSTITUTO NACIONAL DE TECNOLOGIA. CENTRO DE INVESTIGACION DOCUMENTARIA.— Buenos Aires (Argentina).
INSTITUTO DE PESQUISAS TECNOLOGICAS. BIBLIOTECA CENTRAL. Sao Paulo (Brasil).
LABORATORIO DE ENGENHARIA DE ANGOLA.— Luanda (Rep. P. de Angola).
MINISTERIO DE OBRAS PUBLICAS. DIRECCION DE VIALIDAD. DIVISION BIBLIOTECA Y PUBLICACIONES.— La Plata. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
PONTIFICIA UNIVERSIDAD CATOLICA DE CHILE. DIRECCION DE BIBLIOTECAS.— Santiago (Chile).
SOCIEDAD HORMIGON ARMADO PRETENSADO (S.H.A.P., S.A.).— Pilar. Provincia de Buenos Aires (Argentina).
UNIVERSIDAD DE LOS ANDES. FACULTAD DE INGENIERIA.— Mérida (Venezuela).
UNIVERSIDAD CATOLICA MADRE Y MAESTRA.— Santiago de los Caballeros (República Dominicana).
UNIVERSIDAD CATOLICA VALPARAISO. BIBLIOTECA CENTRAL. DEPARTAMENTO ADMINISTRATIVO. Valparaiso (Chile).
UNIVERSIDAD DE PUERTO RICO. BIBLIOTECA.— Mayaguez (Puerto Rico).
UNIVERSIDAD TECNICA FEDERICO SANTAMARIA.— Valparaiso (Chile).

AVISO IMPORTANTE

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

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

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

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

Los comentarios deben enviarse, por duplicado, a la Secretaría de la A.T.E.P., Apartado 19.002, Madrid-33, dentro del plazo de tres meses contados a partir de la fecha de distribución de la Revista.

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

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

Análisis de estructuras de hormigón, frente a acciones directas e indirectas, teniendo en cuenta la no linealidad del material

Por: Antonio Aguado, Antonio Marí y Eduardo Penón
Cátedra de Hormigón Armado y Pretensado
E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos
Universidad Politécnica de Barcelona

1. INTRODUCCION

Históricamente, en el análisis estructural ha existido un trato prioritario del aspecto mecánico frente al geométrico; lo cual se refleja en las distintas fases del análisis. Así, en primer lugar, en los datos de entrada se han estudiado, fundamentalmente, como acciones, las cargas exteriores; mientras que con respecto a otros tipos de acciones (deformaciones o desplazamientos), en algunos casos se ha justificado su no consideración y, en otros, se han tenido en cuenta, de manera más o menos precisa y que, en muchos casos, suponía un tratamiento separativo con respecto al resto de las acciones (cargas).

En segundo lugar, para un determinado nivel de análisis (en este caso, análisis en primer orden), existen, como es bien conocido, distintas formas de abordar el mismo, existiendo también en este sentido, una preponderancia del aspecto mecánico, tanto a nivel sección (p. ej.: diseño para el estado límite de rotura) como a nivel estructura (métodos por equilibrio).

En cuanto a los resultados del análisis, éstos hacen, en general, especial hincapié en las leyes de esfuerzos, tensiones o reacciones, frente a las deformaciones y los desplazamientos de los que, corrientemente, se hacen comprobaciones.

En esta comunicación, se utiliza el método de las deformaciones impuestas para analizar estructuras hiperestáticas de hormigón, sometidas a las siguientes acciones: cargas permanentes y sobrecargas, gradientes y distribuciones uniformes de temperatura, y desplazamientos de apoyos; teniendo en cuenta unas características no lineales del material. En los ejemplos que se presentan, se incide, tanto en situaciones de servicio como en situaciones próximas a rotura.

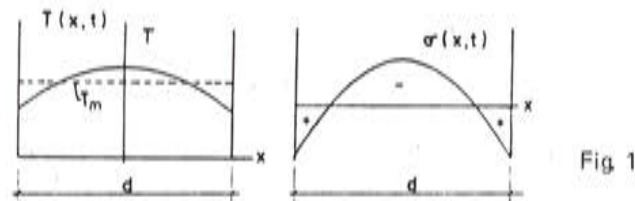
Por último y de acuerdo con lo expuesto en esta introducción, en lo que sigue, se quiere dar un tratamiento paritario a los aspectos mecánicos y geométricos, en las distintas fases del análisis, citadas.

2. ANALISIS ESTRUCTURAL

Para el análisis de la estructura frente a las acciones descritas, vamos a utilizar el método de las deformaciones impuestas, tal y como se presenta en (1) y (3). Este método se incluye en el grupo de los llamados "métodos exactos", ya que exige el cumplimiento simultáneo de las tres condiciones del análisis: equilibrio, compatibilidad y características del material.

En este método, la no linealidad del material se introduce como una acción: deformaciones impuestas (incrementos de curvaturas) en cada sección; y se consideran unas características lineales de la estructura. Así pues, en el nivel de análisis en que trabajamos es válido el principio de superposición; lo cual nos permite pasar de un problema no lineal a superposición de problemas lineales. Véase (1).

Las deformaciones producidas por los efectos térmicos (gradientes o distribuciones uniformes) son unas acciones más, que se introducen de forma análoga a la indicada en el caso anterior. Así, p. ej.: los gradientes térmicos dan lugar, a nivel sección, a incrementos de curvatura, además de a unos estados tensionales que deben estar en equilibrio, tal como se presenta en la fig. 1.



El comportamiento de una estructura hiperestática, con material no lineal, frente a las deformaciones impuestas debidas a efectos térmicos o desplazamientos de apoyos, es sensible a las características de ductilidad, tanto de las secciones como de la estructura. Así, si se trabaja con estructuras "dúctiles" y en situaciones próximas a rotura, se puede llegar a una disipación casi total de los esfuerzos asignados por estas deformaciones; mientras que para situaciones de servicio esta disipación es menor.

En los ejemplos que se presentan se recogen estos aspectos, los cuales son de gran interés cara al dimensionamiento o la comprobación de estructuras.

Nivel sección

El comportamiento estructural a nivel sección está definido por un diagrama no lineal Momento-Curvatura (M-C), para un valor dado del esfuerzo axial. La forma del mismo no es intrínseca al método, pudiéndose emplear cualquiera de los diagramas adoptados por distintos autores: curvos, bilineales, etc. Para la definición de los diagramas M-C utilizados en esta comunicación, se han tenido en cuenta las siguientes hipótesis:

- Los diagramas tensión-deformación ($\sigma-\epsilon$) utilizados son: En el hormigón en rotura, se emplea un diagrama parábola-rectángulo de acuerdo con el C.E.B. (4); mientras que para el acero, se considera un diagrama bilineal, tanto para aceros de dureza natural como para aceros deformados en frío, de acuerdo, asimismo, con el C.E.B. (4).
- Se tiene en cuenta la contribución del hormigón entre fisuras (tensión stiffening), de acuerdo con G. MACCHI y E. SIVIERO (5). Esto permite una mayor precisión al analizar la estructura en situaciones de servicio, lo cual tiene, de acuerdo con lo dicho más arriba, una gran importancia; puesto que frente a las deformaciones impues-

tas citadas, pueden ser más condicionantes, p. ej.: para el dimensionamiento, las situaciones de servicio que las de rotura. En la fig. 2, se presentan unos diagramas M-N-C, con y sin la consideración de "tensión stiffening".

A nivel sección, se consideran gradientes lineales de temperaturas a lo largo del espesor de la sección; si bien en el caso de gradientes con distribuciones no-lineales de temperaturas, puede considerarse una distribución lineal equivalente, de acuerdo con el Apéndice A del ACI 349-76 (7). Fig. 3.

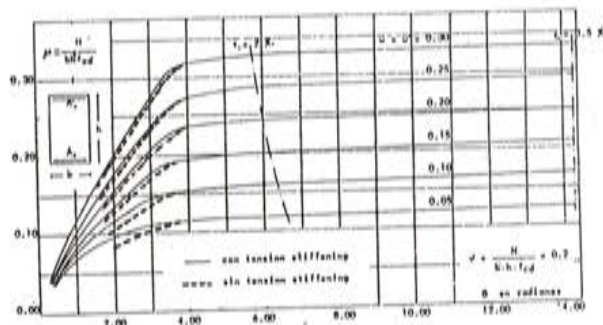


Fig. 2

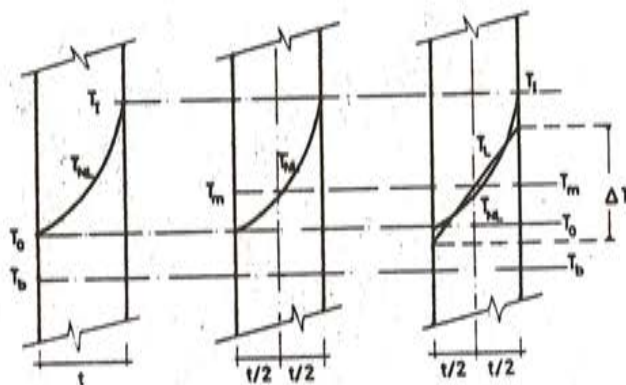


Fig. 3

Elemento estructural

Los modelos más complejos que estudian el comportamiento estructural consideran, normalmente, la variación de las características mecánicas, geométricas y del material (p. ej.: Variación de inercia, etc.) y se emplean con frecuencia en el análisis estructural para una aplicación incremental de las acciones.

El método de las deformaciones impuestas se aplica, en este caso, para una situación determinada de las acciones, pero sin que exista variación de las características citadas; lo cual se refleja, por ejemplo, en la invariabilidad de la matriz de rigidez.

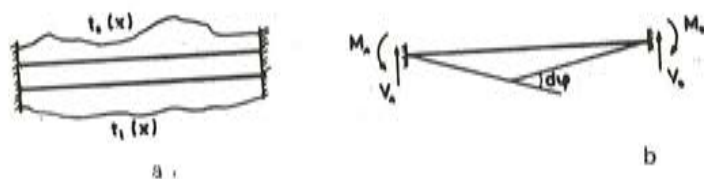


Fig. 4

La distribución de temperaturas en un elemento estructural genérico, puede seguir cualquier ley; no tiene por qué ser uniforme, tal como se muestra en la fig. 4.a.

El análisis de la estructura puede abordarse por equilibrio o por compatibilidad, basándonos en la posibilidad de pasar de acciones, en cualquier punto del elemento estructural, a esfuerzos (o deformaciones) en los extremos del mismo. Fig. 4.b. Véanse referencias (1), (3). En esta comunicación, se aborda por compatibilidad el ejemplo nº 1, mientras que se hace por equilibrio el ejemplo nº 2.

Ejemplo 1: Viga continua de tres tramos

En este ejemplo, aplicamos este método al estudio de la redistribución de esfuerzos, en una estructura sometida a un gradiente térmico lineal entre sus caras. El análisis está hecho por el método de compatibilidad.

La estructura analizada corresponde al puente del "Eje Cuzco-Barajas", en la Autopista de la Paz, en Madrid. La configuración longitudinal del mismo, consiste en una viga continua, de tres tramos, pretensada; con luces de 43,00; 48,00 y 43,00 m.; con 1,70 m. de canto constante y una sección cajón tricelular.

Esta estructura es la misma que aparece en la ref. (10); sin embargo, en este caso estudiamos únicamente la solución correspondiente a hormigón armado, en la que la armadura pasiva ha sido dispuesta de tal modo que nos da el mismo momento último que la solución en pretensado, para cada sección.

El comportamiento de la estructura es analizado hasta el colapso en las siguientes hipótesis de carga.

Hipótesis de carga 1

Valores característicos: peso propio + carga permanente de superestructura + γ veces las cargas correspondientes a la Instrucción de Puentes de Carreteras, aplicadas en el vano central.

Hipótesis de carga 2

Idéntica a la hipótesis 1, añadiéndole un gradiente térmico de 10°C, entre las caras superior e inferior, con una distribución lineal y uniforme en todas las secciones de la estructura.

Para realizar el análisis, cada vano se divide en 11 secciones definidas cada 1/10 de la luz, obteniendo para cada una de ellas el diagrama momento curvatura correspondiente.

Los resultados del análisis en la solución correspondiente a hormigón armado, para ambos procesos incrementales de carga, uno con temperatura y otro no, se refieren a la evolución del momento flector en la sección 2.6. La diferencia entre ambas curvas será, para cada valor de la carga, el momento debido al incremento de temperatura.

La evolución de este momento puede verse en la fig. 5, en las curvas inferiores, y debe leerse en la escala de la derecha. En dicha figura se han representado los resultados obtenidos por A. Aparicio en (10) y por nosotros, pudiéndose observar entre ambos métodos una sensible coincidencia para valores bajos de la carga ($\gamma < 1$), que representan valores para los que no se ha alcanzado el momento de fisuración, y para valores altos ($\gamma > 3$) en los que se ha superado el momento de plastificación de los materiales; mientras que para valores intermedios ($1 < \gamma < 3$) existe una diferencia entre ambos. La explicación de la misma está en la consideración, en la presente comunicación, de la contribución del hormigón entre fisuras

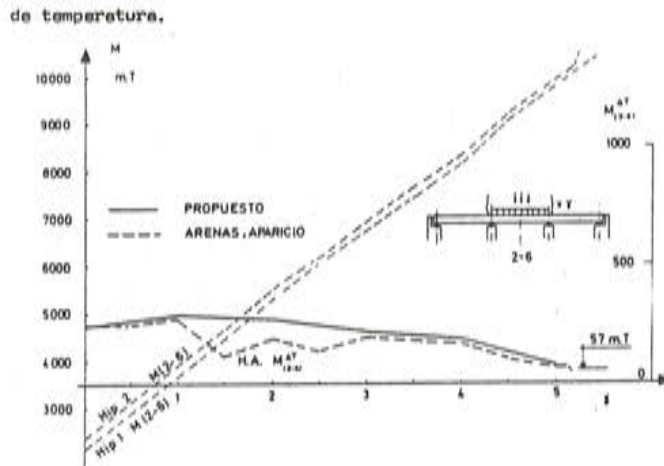


Fig. 5

(tensión stiffening) que origina una mayor rigidez en la sección; lo cual se refleja, por un lado, en unos mayores esfuerzos; mientras que, por otro, es menor la curvatura (deformación de flexión).

Lógicamente, la rigidez de la fase fisurada es menor en caso de no considerar la "tensión stiffening" y por ello, la disipación de esfuerzos en fase de servicio es mayor. En caso de considerarla, el diagrama momento curvatura no presenta una variación tan brusca entre las fases no fisurada y fisurada en cada sección. Esto incide, por otro lado, en que al ir aumentando la carga e ir fisurándose secciones de distintas zonas, exista una distribución de la disipación de esfuerzos más uniforme; si bien pueden presentarse pequeñas variaciones.

Como resumen, cabe señalar que, el comportamiento de la estructura frente a las acciones indirectas (en este ejemplo: gradientes térmicos), depende, para situaciones de servicio, de la consideración o no de la contribución del hormigón entre fisuras. Así, en este caso, la disipación de esfuerzos debido al gradiente térmico está alrededor del 25% de la correspondiente con material lineal, si se considera la contribución citada; y aumenta hasta valores próximos al 50% ($\gamma = 2$) en el caso contrario. En cuanto a situaciones próximas a rotura, no influye la consideración o no de la contribución del hormigón entre fisuras, alcanzándose en este caso disipaciones de esfuerzos de hasta el 90% ($\gamma = 5$) de la correspondiente con material lineal, ya que la rigidez en estas situaciones es pequeña.

Ejemplo 2: Pórtico simple biempotrado

El objeto de este ejemplo es analizar el comportamiento de una estructura porticada, hasta el colapso de la misma frente a acciones directas (carga uniforme y carga puntual horizontal) y frente a acciones indirectas (desplazamiento de uno de los apoyos). En la resolución del problema no lineal (por el material), se aplica el método de las deformaciones impuestas, abordando el mismo por medio de un método de equilibrio.

La estructura estudiada consiste en un pórtico biempotrado, con pilares de 6,10 m de altura y un dintel de 9,15 m de longitud. La sección es constante para toda la estructura y de dimensiones 30,4 cm x 60,8 cm; con una armadura de $2 \phi 25$ en cada cara. Las características de los materiales son: Hormigón: $f_{cd} = 219,9 \text{ kg/cm}^2$; $E_c = 2,19 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$. Acero: $f_{yd} = 4.218 \text{ kg/cm}^2$; $E_s = 2,04 \times 10^6 \text{ kg/cm}^2$.

Con los datos anteriores se han construido los diagramas Momento-Curvatura, teniendo en cuenta, en cada caso, el valor del esfuerzo axial que actúa sobre la sección. La obtención de estos diagramas se hace a partir del programa de ordenador expuesto en (8), con el

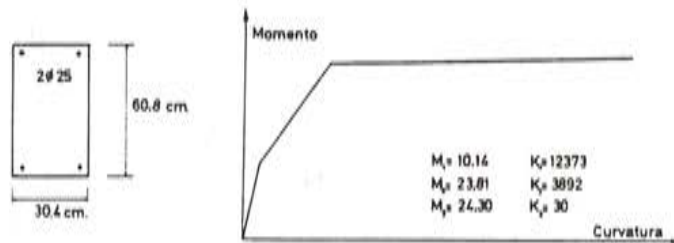


Fig. 6

que se obtienen diagramas definidos por puntos, a los que posteriormente se ajustan diagramas trilineales. (Fig. 6).

Para analizar la influencia de cada tipo de acción, se presentan tres casos diferentes, en los que se hace un proceso incremental de una de las acciones, manteniendo constantes las demás hasta que se alcanza el colapso de la estructura; entendiéndose que éste se produce cuando al menos una de las secciones de la misma se agota bajo solicitaciones normales o tangenciales.

a. Incrementando la carga horizontal

En este caso, vamos a ir variando el valor de la carga horizontal aplicada, manteniendo constante el valor de la carga uniforme ($q = 2 \text{ t/m}$) y el desplazamiento del apoyo $\delta = 5 \text{ cm}$. En la fig. 7 se representa la evolución del momento en la sección más desfavorable (en este caso la del arranque inferior del pilar izquierdo), a medida que se incrementa la carga horizontal (H).

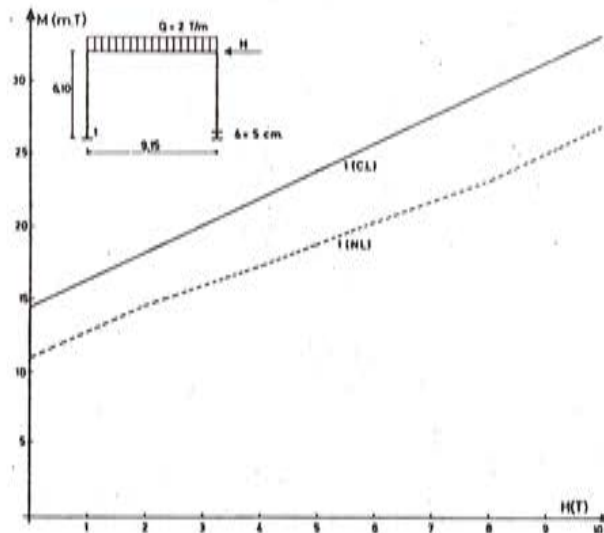


Fig. 7

Para la sección estudiada, se observa que, para cualquier valor de la carga horizontal (incluso para $H = 0$), se produce una redistribución de esfuerzos, dado que el momento flector producido en la citada sección por la combinación de la carga repartida y el desplazamiento, supera el momento de fisuración; con lo que entra en la fase no lineal del diagrama M-C. Para el caso de $H = 0$, la redistribución de momentos en la sección estudiada es del 17% del valor obtenido según el cálculo lineal.

Conforme se aumenta el valor de la carga, la redistribución del momento flector en dicha sección, aumenta, hasta llegar al valor del 26% correspondiente a la carga $H = 10$ t, en la que se produce el colapso de la estructura (Se alcanza el momento último en la sección 1. Véase fig. 7). Por otro lado, la carga que produce el colapso de la estructura según el cálculo lineal es $H = 6,5$ t. Estos resultados señalan el hecho de que, si las condiciones de ductilidad de las secciones son adecuadas, pueden alcanzarse valores de redistribución de esfuerzos, cargas de colapso y deformaciones, bastante mayores a los obtenidos mediante un cálculo lineal.

b. Incrementando la carga repartida

Para este caso, en el que se hace variar la carga repartida manteniendo constante el resto de las acciones ($H = 2$ t y $\delta = 5$ cm), el análisis proporciona resultados cualitativamente similares al caso anterior, ya que para valores muy pequeños (incluso nulos) de la carga repartida, se produce redistribución de esfuerzos.

En la fig. 8 se representa la evolución de los momentos existentes en las secciones más desfavorables; en este caso, secciones 1 y 3. El colapso de la estructura se produce por el agotamiento de la sección 3, para una carga $q = 4,25$ t/m; mientras que la carga de colapso correspondiente a un cálculo lineal, es de $q = 3,4$ t/m. La redistribución de esfuerzos en las secciones 1 y 3, para la situación de rotura, es del 27% y del 20% respectivamente, de los valores obtenidos según un cálculo lineal. Estos valores son admisibles, ya que las secciones son bastante dúctiles. Así, para la sección 3, el coeficiente de ductilidad (curv. última/curv. plastif.) toma el valor de 4,5..

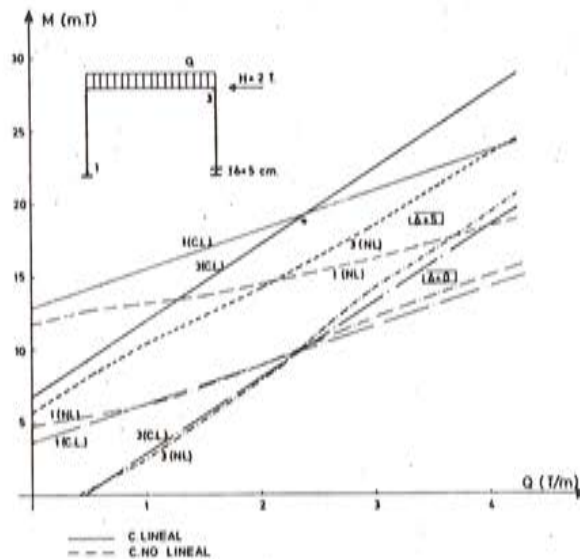


Fig. 8

Por otro lado, con objeto de ver la influencia de los desplazamientos en la redistribución de esfuerzos, se ha estudiado este mismo caso, pero tomando $\delta = 0$ cm. Los resultados del mismo según un cálculo no lineal, se representan, para las secciones 1 y 3, en la fig. 8. En esta figura puede observarse que los esfuerzos obtenidos según un cálculo no lineal son mayores, en estas secciones, que los obtenidos según un cálculo lineal. El resultado que se obtiene para este pórtico tiene la explicación de que las secciones más desfavorables son la sección 2 (para $\delta = 0$) y la zona central del dintel, en vez de las secciones 1 y 3 (para $\delta = 5$ cm.); por lo que la redistribución se hace mediante la transmisión de esfuerzos desde las zonas más solicitadas a las zonas menos solicitadas. Esta consideración no se puede generalizar, exis-

tiendo, tal como se indica en (1), casos en los que las secciones más desfavorables aún resultan más solicitadas al realizar un cálculo no lineal. Este punto y su incidencia en la seguridad, es un tema vigente de investigación.

En la fig. 9 se representa la diferencia de momentos, para las secciones 1 y 3, de las soluciones del cálculo no lineal, teniendo en cuenta dos hipótesis de desplazamientos distintas: $\delta = 0$ cm y $\delta = 5$ cm. En ella puede observarse que, para situaciones de servicio, estos incrementos son mayores (en este caso, del orden del doble) que los obtenidos en situaciones próximas a rotura. Para estas últimas, si las condiciones de ductilidad fuesen adecuadas, estos incrementos de momentos tomarían valores muy pequeños; por lo que podría hablarse de una disipación casi total de los esfuerzos producidos por las acciones indirectas (desplazamiento del apoyo). Estas consideraciones resultan de especial interés cara al dimensionamiento, tanto en situaciones de servicio como de rotura.

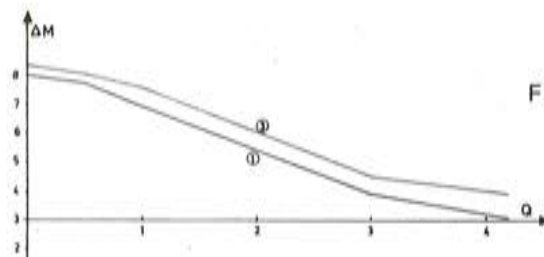


Fig. 9

c. Incrementando los desplazamientos verticales del apoyo

En este apartado se hacen variar los desplazamientos del apoyo, manteniendo constante el resto de las acciones ($H = 2$ t y $q = 2$ t/m). En la fig. 10 se representa la evolución de los momentos existentes en las secciones 1 y 3.

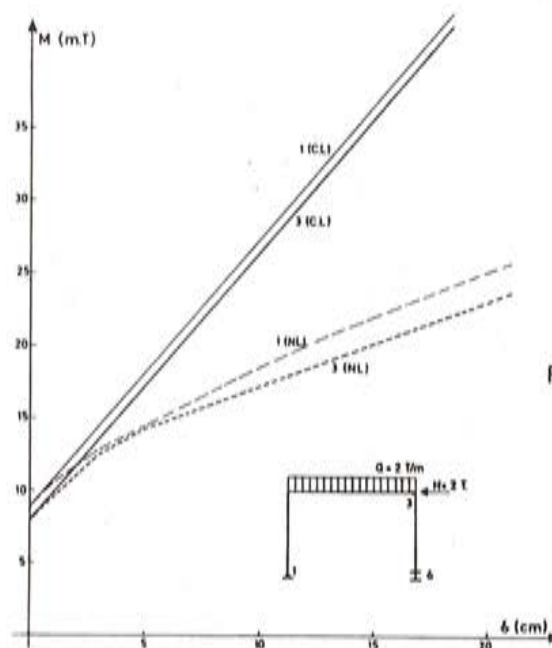


Fig. 10

En dicha figura puede observarse que, para un valor nulo del desplazamiento ($\delta = 0$ cm) no existen secciones fisuradas; por lo que no hay redistribución de esfuerzos. Ahora bien, a medida que vamos aumentando el valor del desplazamiento, la redistribución de momentos que se produce, crece de forma más que lineal; llegándose, para situaciones próximas al colapso de la estructura ($\delta = 21$ cm), a valores alrededor del 50% del momento flector correspondiente a un cálculo lineal. Estos valores, para iguales condiciones de ductilidad que en los casos anteriores, son notablemente superiores a los obtenidos en los mismos.

Por otro lado, el desplazamiento que origina el colapso de la estructura (agota la sección 1) según un cálculo no lineal ($\delta = 21$ cm), es notablemente superior a su homólogo en un cálculo lineal ($\delta = 9$ cm). Todos estos puntos señalan el distinto comportamiento de la estructura (en cuanto a redistribución de esfuerzos y deformaciones) frente a acciones directas o acciones indirectas.

4. CONCLUSIONES

En esta comunicación se ha utilizado el método de las deformaciones impuestas, para analizar el comportamiento de estructuras de hormigón frente a la actuación conjunta de acciones directas (peso propio y cargas de uso) y acciones indirectas (gradientes térmicos o desplazamientos de apoyos). El problema se ha abordado, tanto por métodos de compatibilidad como por métodos de equilibrio.

Los resultados obtenidos en los ejemplos, confirman aspectos ya conocidos, como son:

- Para situaciones de servicio, es conveniente tener en cuenta la contribución del hormigón entre fisuras, a la hora de analizar el comportamiento de la estructura.
- En situaciones de rotura, si las condiciones de ductilidad son adecuadas, se produce una gran redistribución, en la que existe una disipación importante de los esfuerzos debidos a las acciones indirectas.

Según esto, se podrían hacer dos matizaciones en cuanto al dimensionamiento. Así, en situaciones de servicio, es aconsejable el considerar la contribución del hormigón entre fisuras; mientras que en situaciones de rotura, es recomendable el garantizar unas condiciones de ductilidad mínimas y dimensionar las secciones para los esfuerzos producidos por las acciones directas, más un cierto porcentaje de los mismos que refleja la incidencia de las acciones indirectas.

5. REFERENCIAS

1. AGUADO, A., "Estudio del análisis no lineal de estructuras de hormigón, mediante superposición de problemas lineales en deformaciones", Universidad Politécnica de Barcelona, Tesis Doctoral, Barcelona, Febrero 1980.
2. AGUADO, A. and MURCIA, J., "Nonlinear analysis of concrete structures by imposed deformation method. Application to the study of load and temperature effects", C.E.B., Commission 2, "Structural Analysis", Meeting at Venice, October 1980.
3. AGUADO, A., MURCIA, J. and MARI, A., "Nonlinear analysis of Concrete Structures by the imposed deformations method. Comparison with experimental results", I.A.B.S.E. Colloquium, Delft, June 1981.
4. C.E.B. Manuel de Calcul "Flexion-Compression", Bulletin d'Information n^o 135, Paris, Mai 1980.

5. MACCHI, G. and SIVIERO, E., "Deformability of prismatic reinforced concrete members with rectangular cross-section under combined bending and axial load", Bulletin d'Information n^o 101, "Estructures hyperstatiques", Juillet 1974.
6. A.C.I., "A.C.I. Manual of Concrete Practice 1980", Part 4, Nuclear Safety Related Structures.
7. A.C.I. Committee 349, "Reinforced Concrete Design for Thermal effects on Nuclear Power Plant Structures", A.C.I., Journal, November-December 1980.
8. MARI, A., "Análisis de estructuras de hormigón armado y pretensado en teoría de segundo orden" Universidad Politécnica de Barcelona, Tesis Doctoral, Marzo 1981.
9. FALKNER, H., "Draft Proposal C.E.B. - Manual on Thermal Effects", C.E.B., Meeting Commi-
ssion II, Pavia, October 1981.
10. APARICIO, A., "Evolución hasta la rotura por solicitaciones de tableros contínuos de puentes de hormigón armado y pretensado", Tesis Doctoral, E.T.S. Ingenieros de Caminos, Canales y Puentes, Universidad de Santander, 1980.

Discretización de rigideces de torsión en emparrillados

Fernando da Cunha Rivas
Ingeniero de Caminos
IDASA, Ingeniería del Atlántico

INTRODUCCION

El método del emparrillado es ya clásico en las oficinas de proyectos de estructuras, sobre todo en cuanto a puentes se refiere. El problema de cómo asignar las rigideces de la obra real a las barras del emparrillado es también añejo desde la publicación del trabajo (1).

Sin embargo, cuando se toca el tema del reparto de rigideces de torsión entre barras transversales y longitudinales, aparecen muchas técnicas, aparentemente diferentes, en la bibliografía. Las más usuales (para el autor), en el caso de losas macizas son las siguientes:

a) R. West (1973):

Discretiza la losa con las características mecánicas de unas vigas longitudinales y transversales, cuyos anchos suman el del tablero. Esto significa darle una rigidez de torsión, del orden del doble de la de la losa como sólido continuo.

Se obtiene el torsor, en cada nudo, promediando los valores calculados, por metro de ancho, para la barra transversal y longitudinal; es decir:

$$m_{xy}^n = 1/2 (m_{xy} - m_{yx}) = \text{torsor en el nudo (mt/m)}$$

b) De otra forma:

Se discretizan las características mecánicas de torsión, partiendo de la rigidez a torsión de losa, $(1/3 bt^3)$, que se reparte entre barras transversales y longitudinales por igual.

Se obtiene el torsor de nudo sumando los valores calculados, por unidad de ancho, para las barras longitudinales y transversales:

$$m_{xy}^n = m_{xy} - m_{yx} = \text{torsor en el nudo (mt/m)}$$

Sin embargo, otros autores (Sawko) afirman que los resultados son muy similares, independientemente de que se asignen estas rigideces de torsión, sólo a las barras transversales, sólo a las barras longitudinales o que se repartan.

De ser cierta esta apreciación, puede representar una ventaja operativa para el calculista, no sólo al introducir datos en el emparrillado sino también al obtener el torsor en el nudo, porque se evitan tediosos cálculos, siempre que no se disponga de subrutinas adecuadas post-emparrillado.

Este trabajo no tiene otro objeto que verificar esta última teoría, para un caso concreto de losa maciza estudiada en fase elástica; es decir, sin disminuir la rigidez de torsión por la probable fisuración.

El caso elegido, cuya geometría se detalla en la fig. 1, se trata de una losa maciza, de 0,50 m de canto y 10 m de ancho, continúa, de dos vanos de 8 m de luz, apoyada en todo su ancho en los extremos y en un sólo fuste centrado en su sección intermedia. Esta geometría absurda, se ha diseñado para que los esfuerzos torsores provocados por cargas descentradas sean de gran envergadura.

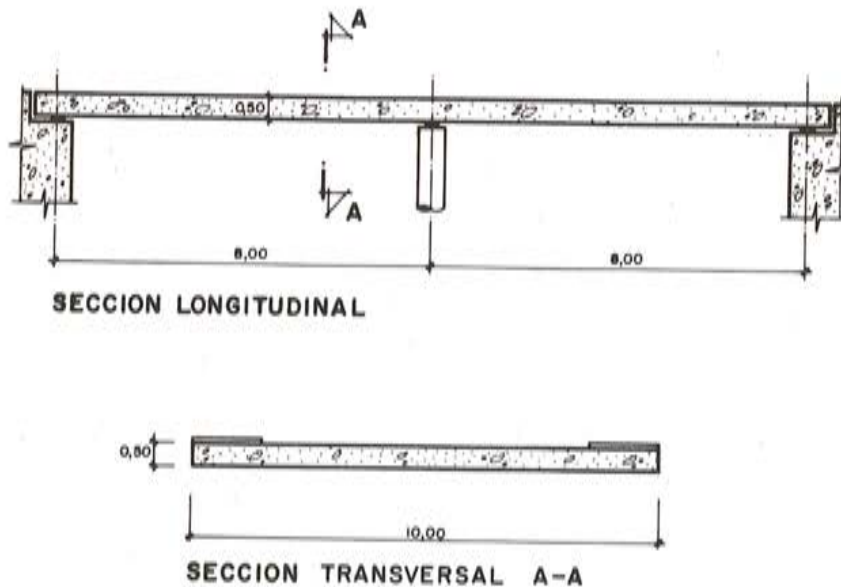
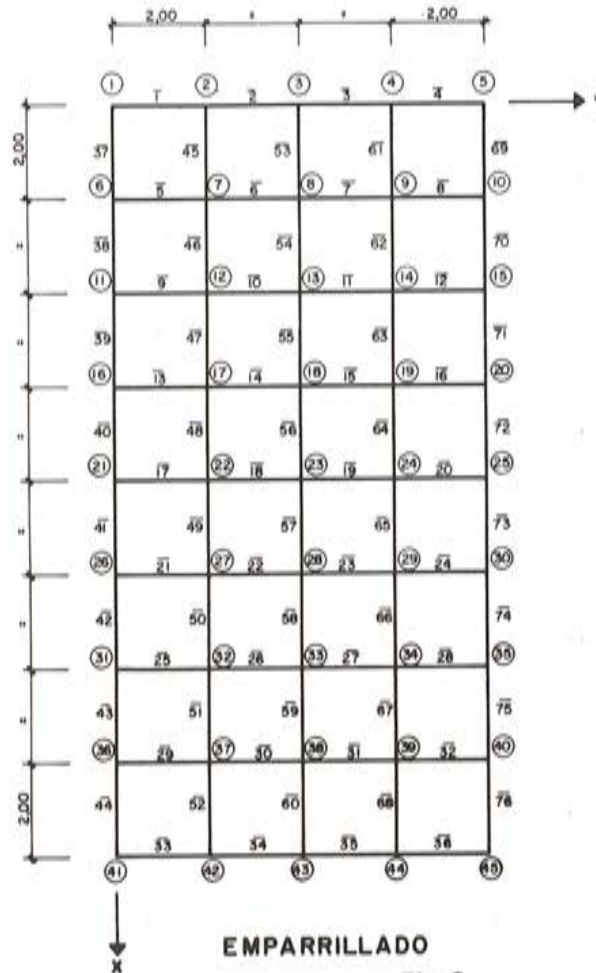


Fig. 1

A este tablero se le colocan cuatro cargas puntuales, de 100 t cada una, situadas transversales a 4 m del eje y longitudinalmente en secciones a 2 y 4 m del apoyo extremo, en cada vano.

El tablero se idealiza a un emparrillado que se detalla en la figura 2.



EMPARRILLADO

Fig. 2

Los parámetros variables son las rigideces de torsión de las barras longitudinales y transversales. Hacemos tres tipos de reparto de rigideces:

1. Toda la rigidez de torsión, en barras transversales.
2. Toda la rigidez de torsión, en barras longitudinales.
3. Rigidez de torsión repartida, al 50% entre barras longitudinales y transversales.

Se exponen resultados de:

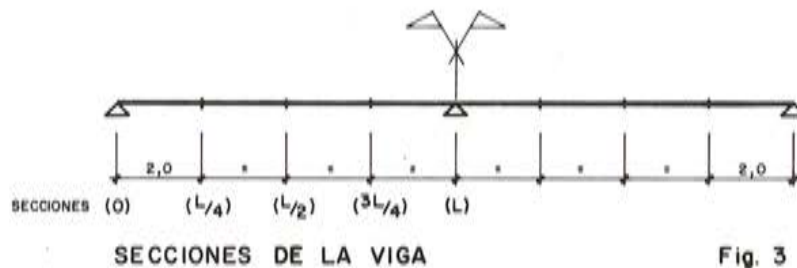
- Momentos flectores longitudinales, a todo ancho, en secciones dadas cada 2 m (En la sección de apoyo intermedio se dan también resultados de modelo de losa ortótropa)
- Torsores longitudinales, a todo ancho, en las mismas secciones.
- Distribución de momentos flectores transversales en la sección de apoyo intermedio (también se exponen resultados del modelo de losa ortótropa).

Los resultados a todo ancho, se comparan también con el esfuerzo que existiría en una viga lineal, cargada con cuatro cargas puntuales de 100 t y cuatro pares torsores de 400 mt.

MOMENTOS FLECTORES LONGITUDINALES, A TODO ANCHO

Discretización Sección	Viga	Emparrillado 1	Emparrillado 2	Emparrillado 3	Losa ortótropa
0	0	0	0	0	—
1/4L	189,1	202,3	200,9	201,4	—
1/2L	178,1	203,9	201,9	202,4	—
3/4L	-32,8	6,0	3,0	3,6	—
L	-243,8	-190,9	-196,0	-195,2	-191,04

A la vista de estos resultados se puede concluir que el reparto de rigideces de torsión no tiene influencia sobre los momentos flectores a todo ancho. Los valores numéricos del cuadro, se han obtenido sumando las cifras de cada barra longitudinal del emparrillado, en las secciones correspondientes. Aunque no proporcionamos los valores de estos esfuerzos para cada barra, diremos que las variaciones que aparecen al cambiar el reparto de rigideces son del orden del 10 - 15% entre sí y con los resultados de losa ortótropa.



TORSORES LONGITUDINALES A TODO ANCHO

Discretización Sección	Viga	Emparrillado 1	Emparrillado 2	Emparrillado 3
0	800,0	478,8	504,6	513,1
L/4	800,0/400,0	476,5	445,0	461,0
L/2	400,0/0	274,2	282,5	270,9
3L/4	0	99,4	113,2	103,8
L	0	0	0	0

Las diferencias entre los resultados de cada tipo de discretización son inferiores al 10%. Se observa que los resultados del modelo viga (intuitivamente erróneo) son del orden de un 60% superiores a los del modelo emparrillado, en la sección más desfavorable. Las diferencias entre torsores en nudos (resultado que no se especifica), al hacer variar la forma del reparto, son inferiores al 20%.

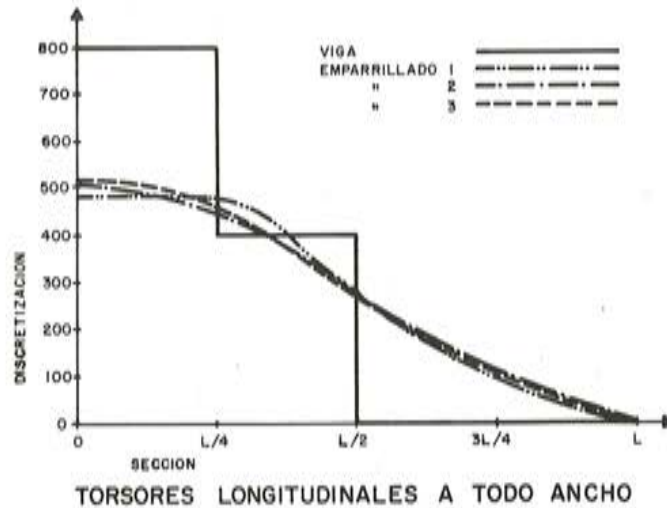


Fig. 4

MOMENTOS FLECTORES TRANSVERSALES
Sección L/2 (Resultados en mt.)

Sección \ Discretización	Emparrillado 1	Emparrillado 2	Emparrillado 3
y = 1	0,1	52,6	28,9
3	-41,7	-35,5	-36,3
5	-42,6	-42,2	-41,4
7	-25,4	-32,3	-28,3
9	0	-22,3	-11,4

Se observa una buena coincidencia entre las tres maneras de repartir las rigideces de torsión en la zona central; pero no así en los bordes. Para tratar de tener más elementos de juicio, hacemos la comparación con el método de la losa ortótropa, en la sección de apoyo intermedio.

Sección L (Resultados en mt.)

Sección \ Discretización	Emparrillado 1	Emparrillado 2	Emparrillado 3	Losa ortótropa
y = 1	0	28,0	14,7	4,0
3	-13,9	0,3	-6,1	-16,1
5	-103,2	-106,0	-103,0	-114,0
7	-16,8	-20,2	-18,0	-28,1
9	0	-7,3	-2,7	-3,8

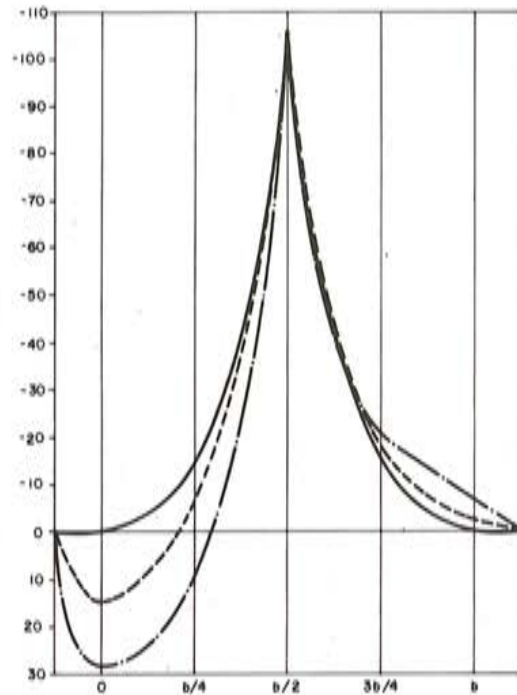


DIAGRAMA DE MOMENTOS FLECTORES
TRANSVERSALES SOBRE APOYO CENTRAL.

Fig. 5

El comentario podría ser el mismo anterior, ampliado en el sentido de que los resultados de losa ortótropa guardan mayor semejanza con los de emparrillado 1.

CONCLUSION

Parece que, para el caso particular de losas macizas, el reparto de rigideces de torsión en las barras de un emparrillado no es relevante para la obtención de los esfuerzos, tanto de flexión como de torsión.

Si se asigna esta rigidez sólo a las barras transversales, se alivia en parte el tedioso trabajo de rellenar impresos de datos y la pesada labor de obtener esfuerzos en el tablero real, a partir de los resultados numéricos que proporciona el ordenador.

REFERENCIAS

1. Recommendations on the use of grillage analysis for slab and pseudo-slab bridge decks. R. West. Cement and Concrete Association, Ciria.

Interrogantes que plantea el cálculo de secciones compuestas

E. González Valle
Ing. de Caminos

Las secciones compuestas o mixtas, como se definen en la Instrucción EP-80, presentan particularidades de comportamiento que condicionana, fuertemente la aplicación de algunos principios recogidos en las pautas de comprobación y dimensionado de las mismas. Hemos planteado algunos interrogantes, con el ánimo de que las investigaciones o aclaraciones posteriores despejen las incógnitas con que se encuentra el proyectista que pretende aplicar los principios del dimensionado según EP-80. Tales interrogantes, limitados a dos conceptos fundamentales, por razones del tiempo solicitado para esta comunicación, son:

- La evaluación del momento de descompresión.
- La comprobación de secciones frente a tensiones rasantes.

a) La evaluación del momento de descompresión y su influencia en el cálculo de secciones

En sentido literal, el cálculo del estado límite de descompresión, consiste en comprobar que, bajo una sollicitación actuante determinada, no se alcanza la descompresión en ninguna fibra de la sección. Tal aspecto, no tiene sentido práctico en muchos tipos de secciones compuestas en las que, si hacemos abstracción de fenómenos de fluencia, la presencia de un hormigón en estado neutro, previamente a la entrada en carga, hace que la aplicación de acciones produzca tracciones desde el escalón inicial.

La transcendencia de este aspecto, desde el punto de vista de la durabilidad, razón que exige la comprobación de los estados límites de servicio, no es importante; pero si parece oportuno concretar, para las secciones compuestas, cual debe ser el significado del momento de la descompresión haciéndolo, tal vez, corresponder en su significado práctico, más que a una sección, a unas fibras concretas. En este sentido, el código modelo FIP-CEB señala que el momento de descompresión se refiere a la fibra extrema en que la sollicitación actuante produce tracciones.

Hay un segundo aspecto que afecta mucho más a la filosofía del diseño. Las secciones compuestas, en múltiples casos, adquieren su configuración definitiva, tras pasar por diferentes situaciones de entradas en carga, parciales, con secciones resistentes que evolucionan. Una determinada sollicitación, afecta a una determinada sección, y otra parte de la sollicitación afecta a una sección diferente. Poniendo el ejemplo de un tablero de vigas, la viga deberá generalmente soportar, con su sección simple, las acciones de peso propio de vigas y losa superior. Las restantes acciones, pavimento y sobrecargas, actuarían sobre la sección compuesta. ¿Cabe en estos casos hablar del momento de descompresión de la sección?. Evidentemente sí, pero ¿cuál es el significado de tal sollicitación resistente si no se hace mención directa a la sollicitación actuante, la cual afecta a diferentes tipos de sección?

Imaginemos un caso ideal en el cual la totalidad de las acciones permanentes, actúen sobre la sección simple, (caso de un forjado a base de elementos pretensados y forjado in situ sin cimbrar). Resulta evidente que el estado límite de servicio en clase III, viene condicionado, en parte, por la sección simple, y en consecuencia el momento de descompresión M_o , sería, bajo la actuación de las cargas permanentes, el correspondiente a la fibra inferior de la sección simple. La ulterior actuación de sobrecargas, sobre la sección compuesta, conduce a la aparición de tracciones y a una transformación de la sección. ¿Cómo quedaría gobernada la comprobación a esfuerzo cortante, en lo que refiere al cálculo de la contribución del hormigón V_{cu} ? Evidentemente, habría que concretar el sentido, tanto del momento de descompresión como del momento de cálculo, así como el esfuerzo cortante concomitante, V_{rd} ó V_d , para la comprobación:

$$V_{cu} = V_{cuo} \left[1 + \frac{M_o}{M_d} (2 - \cotg \theta) \right] \left[1 - \frac{V_{rd}}{3 V_{cuo}} (\cotg \theta - 1) \right]$$

b) La comprobación de secciones frente a esfuerzos rasantes

El problema de la comprobación de secciones frente a esfuerzos rasantes es específico de las secciones compuestas, cuyo funcionamiento viene condicionado por la garantía de comportamiento solidario de las partes de la sección ejecutadas en las diferentes fases de construcción; comportamiento que, por otra parte, está ligado fundamentalmente al estado de tensiones tangenciales que se desarrollan en la "interface".

La instrucción EP-80 establece reglas generales de diseño para las uniones entre hormigones que deben desarrollar un comportamiento conjunto en flexión; pero entendemos que sería preciso concretar el proceso completo a que debe ajustarse, tanto la evaluación de la sollicitación actuante como la de la sollicitación resistente. Vamos a plantear los interrogantes que se desprenden del análisis de estas secciones.

En lo que respecta a la sollicitación actuante, ha sido regla general el evaluar las tensiones tangenciales en la "interface" de acuerdo con criterios diríamos que clásicos, es decir, de acuerdo con criterios que partían de la base de un comportamiento lineal de los materiales y de una ley de deformación plana de las secciones. Pero dentro del contexto de la instrucción EP-80, el cálculo de las tensiones tangenciales en una determinada sección y a un determinado nivel de fibra, estaría relacionado con el diagrama del bloque que se adopte, para la zona comprimida de la sección, y bajo los criterios que se adopten para la comprobación en flexión dentro de la teoría de los estados límites últimos.

En particular, podrían plantearse secciones, o mejor dicho, zonas de pieza, en las cuales las tensiones tangenciales fuesen radicalmente diferentes, en función del diagrama que se adopte.

En particular, si consideramos dos secciones idénticas, separadas una longitud L , y en las cuales, los volúmenes comprimidos ocupasen toda la zona de la sección por encima de la "interface", llegaríamos a la conclusión de que las tensiones tangenciales en la "interface" serían nulas. Tal consideración podría producirse en el supuesto de considerar bloque rectangular de compresiones, en agotamiento, o bloque parábola rectángulo, siempre que el rectángulo ocupase la parte de sección por encima de la "interface". Nos encontraríamos en situación de que, siendo el esfuerzo cortante de valor significativo, las tensiones tangenciales, a una determinada altura de fibra, serían nulas. Pero también es verdad que para llegar a tal estado, presumiblemente, la pieza habrá pasado por estados de carga más desfavorables, aunque de menor intensidad, capaces de originar la desolidarización de la pieza, si la sección ha sido dimensionada considerando el bloque comprimido en su situación de agotamiento por flexión. J. Calavera (1) ha analizado en detalle el estado de tensiones tangenciales en la unión a lo largo de una pieza en flexión, llegando a la conclusión de que los efectos de la sollicitación actuante, es decir, el cálculo de tensiones tangenciales, es preciso realizarlo bajo hipótesis de comportamiento que son función, fundamentalmente, de tres factores esenciales:

- Diagrama de cálculo en flexión del hormigón.
- Nivel de sollicitación, en flexión, que presenta la pieza.
- Capacidad de la pieza, para admitir, mediante plastificación parcial, reajustes o redistribuciones de las tensiones tangenciales entre el punto de momento máximo y el punto de momento nulo.

Por otra parte, y en lo que respecta a lo que podríamos llamar cálculo de la sollicitación resistente, sería preciso también plantear interrogantes, que afectan en mayor medida a los elementos sin armadura de cosido que a los que la poseen. ¿Cuál es la situación de diseño a que responden, en la realidad, múltiples soluciones de forjado?. Es criterio de la norma EP-80, recurrir a la experimentación para comprobar el modelo a que responde este tipo de secciones, y que las tensiones de agotamiento se establezcan para un determinado sistema estructural por la vía de la experimentación. ¿Pero no sería más lógico que, un determinado tipo de elemento estructural, tuviese garantizado su comportamiento en base a unos ensayos específicos de adherencia semejantes, en cuanto a procedimiento, al que se establece en las normas para garantizar las condiciones de adherencia de las armaduras de hormigón armado?

Parece urgente, pues, reglamentar, por una parte, la formulación *teórica* de principio a que debe ajustarse el cálculo de tensiones tangenciales, en la unión entre piezas prefabricadas y hormigones vertidos in situ; y por otra, establecer los criterios que debe ajustarse la *investigación experimental*, congruente con el esquema de cálculo aplicado y anteriormente citado, para el establecimiento de las tensiones admisibles, de comparación o de referencia, que permitan sancionar técnicamente como aceptable la solución o sistema constructivo aplicado. En tal sentido, el grupo de trabajo "SHEAR AT THE INTERFACE" de la FIP, ha desarrollado un esquema para medida de la rugosidad, y especificaciones complementarias sobre el tratamiento superficial durante la ejecución de las piezas compuestas dando, en función de tales medidas de control, tensiones de agotamiento de referencia para valoración de la resistencia de las uniones entre hormigones vertidos in situ y prefabricados.

Por último, quiero destacar la enorme contribución que, a la clarificación del tema del comportamiento de las secciones compuestas, ha aportado el Dr. Ing. de Caminos J. Calavera, con su libro sobre forjados de edificación anteriormente reseñado, y agradecerle, la claridad con que ha sabido inculcarme los conceptos básicos del comportamiento de dichas secciones compuestas, y el haberme permitido hacer uso de las ideas expuestas en su libro, para preparar esta Comunicación.



PREFABRICACION LIGERA Y PESADA

ALVISA

PREFABRICADOS ALBAJAR

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



HUESCA:

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

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

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

MADRID

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

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

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

ZARAGOZA

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

Nuevo manual de la ATEP sobre conservación de obras pretensadas

Por: Ramón del Cuvillo
Dr. Ing. de Caminos

Es ya costumbre que en las Asambleas Técnicas de la Asociación se presente el Manual que va a ver pronto la luz. En la última Asamblea de La Coruña, se trató sobre el correspondiente a "Colocación de Armaduras" y, si nos remontamos algo más, en las Asambleas de Canarias y Sevilla se presentaron los que se referían a los "Sistemas de Tesado", a la "Inyección" y a la "Ejecución del Tesado".

El proceso seguido en la elaboración de los Manuales es el siguiente:

Decidido por la Junta de Gobierno el tema objeto del Manual, se convoca a los Miembros de la ATEP posiblemente interesados en dicho tema. Este numeroso grupo, expresa las ideas generales y contenido, objeto del manual. A partir de un Índice así establecido, un reducido grupo de Miembros elabora un borrador, que se somete luego a la comisión amplia de la ATEP, para su examen, corrección o modificación, si fuera necesario, y aprobación final.

En nuestro caso, el reducido grupo de trabajo que redacta el borrador del Manual, tiene casi ultimado dicho borrador y, aunque falta aún por completar alguno de sus capítulos, creemos que se pueden exponer y comentar, aunque sea de forma sucinta dado el escaso tiempo de que disponemos, sus puntos principales.

Debemos empezar señalando que este Manual va a ser quizás el primer documento que se redacta en nuestro país sobre conservación de elementos estructurales; o sea aquéllos que tienen como característica o aspecto fundamental, su resistencia. En cuanto a documentación extranjera que trate el tema con la generalidad que le hemos querido dar, tampoco es fácil encontrarla. No conocemos ningún trabajo similar.

Se entiende, por ello, la dificultad que ha supuesto la redacción de este borrador. Ha sido preciso resolver hasta problemas lingüísticos y de definición.

¿Qué se entiende por Conservación de una Obra? Se define, en el Manual, como el conjunto de operaciones y trabajos necesarios para que dicha obra se mantenga en la misma situación, o con idénticas características funcionales, resistentes e incluso estéticas, con las que fue proyectada y construída. Hay otra posible definición en el sentido de que, dichas operaciones y trabajos, deben mantener la obra en un aceptable nivel de servicio. Se comprende que, para un elemento estructural, la diferencia entre ambas definiciones puede ser verdaderamente sensible, bien por variaciones reales de acciones exteriores, o por modificación de las Instrucciones que fijan la seguridad deseable de dichos elementos estructurales, fruto de un mejor conocimiento del comportamiento de los mismos o de sus materiales componentes.

Según la definición adoptada, el refuerzo de una estructura, entendiéndose por tal toda operación o trabajo que implique un aumento en la capacidad portante del elemento pretensado, no debe considerarse como parte de la Conservación de dicho elemento. En la práctica, puede resultar difícil distinguir unas operaciones de otras; y la frontera es, en casos, extremadamente difícil de establecer.

Problema más grave que el que plantea la definición de lo que se entiende por Conservación, sobre todo si se acepta la adoptada en el Manual, es el que surge cuando se trata de justificar la necesidad de la Conservación de una obra pretensada.

La idea de Conservación de las obras es un hecho aceptado y de realización normal en algunos tipos de estructuras, tales como las metálicas. Un claro ejemplo lo constituyen las compañías explotadoras de ferrocarriles; dada la época de gran difusión de este medio de transporte, existe un gran número de puentes metálicos de ferrocarril, cuya vigilancia y conservación suelen estar organizadas y sistematizadas. Tanto desde el punto de vista de la seguridad estructural como desde el de la durabilidad, que se reflejan o traducen en una economía en la explotación de las obras, la Conservación de dichas obras a través de los distintos procesos o fases de vigilancia, protección de superficies, tratamiento o reposición de apoyos, reparaciones, etc., se lleva a cabo de forma totalmente natural y se encuentra también totalmente justificado el presupuesto que a tales trabajos se dedica.

No sucede así en la mayoría de los restantes tipos de obra, tales como las de piedra o ladrillo. Dadas las características de durabilidad de estos materiales, en especial la piedra, no resulta tan evidente, ni la necesidad ni el beneficio económico que pueda reportar el establecimiento de un sistema ordenado y científico de Conservación de estas estructuras. De ahí el escaso desarrollo, hasta época muy reciente, de una tecnología específica del tratamiento de la piedra, por ejemplo, y el escaso éxito obtenido con algunos tratamientos, por falta de experiencia y hábito en su realización.

Situación análoga se plantea en las obras de hormigón, como tal piedra artificial, cuyas características de durabilidad y comportamiento a lo largo de los años, han acreditado su bondad como material de construcción y la versatilidad y economía de su utilización. Tipología tan usual y frecuente como el arco, confirmó la idea del escaso interés por todo tipo de Conservación. El empleo de armaduras, con carácter pasivo, que da lugar al hormigón armado, no significa tampoco un paso definitivo hacia la preocupación por estos temas, a pesar de que dichas armaduras, especialmente dispuestas en zonas sometidas a tracción, con el consiguiente riesgo de fisuración y corrosión de las mismas, debieran haber hecho cambiar las ideas al respecto. Este riesgo y otras razones, entre ellas las constructivas, dan lugar a la aparición del hormigón pretensado, procedimiento constructivo que une las ventajas conocidas del hormigón armado, con la supresión de la desventaja que supone un cierto riesgo de fisuración.

Con estas ideas, se le atribuye al hormigón pretensado, desde su origen, por otra parte no muy lejano, una vida estructural larga y con escasos problemas de Conservación,

abandonando las obras, una vez puestas en servicio, a todo tipo de acciones externas, ataques ambientales, excesos de carga, etc., e incluso a desórdenes provocados por el mal funcionamiento de otras partes de la construcción, tales como los debidos a fallos del terreno, mal funcionamiento de los apoyos, etc, que influyen muy desfavorablemente en los propios elementos de hormigón pretensado.

La necesidad de la Conservación de las obras, incluye a todas ellas, cualquiera que sea su tipo y el material que las constituya. Esta necesidad nace del inevitable deterioro en el transcurso del tiempo, y de las propias deficiencias, tanto de proyecto como de construcción, puestas de manifiesto también a lo largo del tiempo. Pero la Conservación se hace también deseable si se quiere evitar el progreso de dichos daños hasta situaciones en que resulta muy costosa la reparación de la obra.

En particular, el hormigón pretensado no puede constituir una excepción en este proceso general, a pesar de sus cualidades intrínsecas y de la experiencia acumulada a lo largo de los años, que hace posible el proyecto y la ejecución de obras, que, junto a las grandes posibilidades de resolución de difíciles problemas técnicos, ofrecen soluciones económicas y durables.

Hay opiniones, sin embargo, opuestas a que se destinen presupuestos elevados a Conservación, y que consideran resulta suficiente con el grado de vigilancia existente. Económicamente, no resulta fácil plantear y resolver el problema, ya que se desconocen datos muy importantes, tales como la vida real de la obra o la prolongación de dicha vida en casos de una buena Conservación.

Existen otras razones que justifican la inversión en programas de Conservación. Por un lado, es necesario asegurar la funcionalidad de las obras de hormigón pretensado por ser, en muchos casos, obras singulares y, por tanto, de grandes repercusiones sociopolíticas si quedan fuera de servicio; y, por otro, se precisa asegurar a los usuarios contra posibles accidentes. Además, la protección del capital invertido en la construcción de estas obras y la responsabilidad que incumbe a administradores, proyectistas y constructores, pueden añadirse como causas bien justificadas para inversiones en presupuestos de Conservación.

En el Manual, se han diferenciado tres grandes fases de la Conservación. Dada la generalidad con que se trata el tema, se dedica a cada fase un Capítulo distinto, como si fueran operaciones independientes; cosa que rara vez sucede y que depende de varios factores, tales como el tipo de obra u obras de que se trate, de la propia organización administrativa, del presupuesto que a ello se dedique, etc.

Estas fases son: Inspección, Calificación y Mantenimiento.

La Inspección debe facilitar los datos necesarios para poder definir la situación o estado de la obra. Se establecen tres categorías de inspección: rutinaria, principal y especial.

La Inspección rutinaria, se debe realizar de forma periódica y por personal que posea un buen conocimiento práctico en obras; pero que no es necesario posean una formación especial en técnicas de inspección.

La Inspección principal, exige un personal especializado y la observación minuciosa de todos los elementos de la obra. Debe ser también periódica; y aunque pueden utilizarse aparatos sencillos es fundamentalmente una inspección visual. Debe dar lugar a un informe, o relación escrita, que contenga todos los detalles o anomalías observados.

Cualquiera de estos dos tipos o categorías de Inspección puede dar lugar, por la importancia de los fallos detectados, a que se haga necesaria una Inspección especial. Puede ser

preciso, en este caso, llevar a cabo un buen número de ensayos y observaciones. Incluso, puede ser necesario seguir el comportamiento de la obra a lo largo del tiempo, utilizando para ello las técnicas más avanzadas de auscultación. Ni que decir tiene que, para esta Inspección, además de los correspondientes especialistas en estructuras de hormigón pretensado, se exige el trabajo de verdaderos equipos de técnicos, para el manejo de aparatos, realización de ensayos, etc. En un Anejo, se han incluido los medios y técnicas utilizados en la inspección y auscultación. Este Anejo, que creemos constituye un excelente resumen de las técnicas actualmente en uso y de las de posible utilización en un futuro cercano, abarca desde la estimación de la calidad de los materiales constitutivos del hormigón pretensado, hasta las técnicas de seguimiento de defectos (fisurografía y fisurometría), pasando por los estudios de funcionamiento de la estructura en un instante dado (pruebas bajo carga controlada y ensayos dinámicos). Se ha dicho antes que la denominada Inspección especial debe realizarse cuando se ha detectado un cierto tipo de fallos. También debería llevarse a cabo dicho tipo de Inspección, después de situaciones o hechos singulares, tales como cuando se haya producido un sismo, se tenga conocimiento de haber sobrecargado excesivamente la obra, después de una riada, etc.

Salvo casos excepcionales, en los que existen organizaciones encargadas de Inspecciones rutinarias y, a veces, hasta principales, lo normal es que las obras, como ya decíamos, y nos estamos refiriendo a obras de hormigón pretensado o de cualquier otro material, se abandonen una vez construídas y puestas en servicio. Y lo normal también, aunque resulte paradójico, es que cuando se descubre y detecta una avería o deterioro, la situación suele ser grave y se hace preciso, por una parte, efectuar una Inspección con intervención de especialistas, realización de ensayos, etc. y, por otra, reparar, a costa de un elevado presupuesto, la obra. Todo lo que supone esta suma de gastos y disgustos, podría haberse evitado, quizá, con un aviso a tiempo. De ahí la conveniencia de las Inspecciones rutinarias y principales, establecidas con carácter periódico.

El Manual se refiere también, al hablar de Inspección, de un tema de la mayor importancia para conseguir los fines propuestos: el personal técnico. Hoy por hoy, la información más "preciosa y precisa" nos la da la inspección visual. De aquí se derivan y plantean otros temas también del mayor interés: Personal habituado y especializado, por un lado, pero también "posibilidad de ver".

Respecto a la especialización del personal técnico, hay quien piensa en cursillos, redacción de manuales, etc. Respecto a la "posibilidad de ver", se hace una llamada a los proyectistas y constructores.

La segunda fase de la Conservación, la hemos denominado Calificación. No estamos muy seguros, en el grupo de trabajo, si esta denominación es correcta.

Lo que sí parece es que esta fase es de la mayor importancia y, en casos, de importancia definitiva.

En general, la obra pretensada, bien proyectada y construída, no tiene por qué presentar problemas. En caso contrario, o cuando se ve sometida a "agresiones" no previstas, pueden aparecer o detectarse fallos, fallos de los que la inspección debe haber tomado buena nota e informado lo más ampliamente posible.

Planteado el tema, se hace preciso el estudio de la situación en que se encuentra la obra, antes de tomar una decisión. Es cierto que, en casos extremos, como el de una inminente y probable ruina, la visita o inspección de la obra y la decisión de apuntalamiento o de poner fuera de servicio dicha obra se hacen sobre la marcha. En los casos ordinarios, se precisa un análisis más detallado de la situación. Habrá que considerar, en este estudio, todos los aspectos, como puede ser, los resistentes, los económicos e incluso los estéticos.

Trata el Manual de dar unas indicaciones y recordar, que si bien la falta de resistencia o los fallos resistentes predominan en número e importancia, y junto a este aspecto se une siempre el posible costo de reparación, pueden otras circunstancias, tales como la monumentalidad y belleza de la obra, imponer la conservación de la misma, aunque ello no resulte rentable en el más estricto sentido económico.

El estudio de la obra dañada o estructuralmente deficiente, puede llegar a presentar una gran complejidad y dificultad. Se llama la atención sobre la importancia que puede tener, en la resolución del problema planteado, el conocimiento de la historia de la obra, incluyendo el proyecto, con sus cálculos, normas utilizadas, etc., y los incidentes durante la construcción, si los hubiese habido, así como de los posibles datos sobre la calidad real de los materiales, y las circunstancias más o menos anormales que se han dado durante la época de servicio. No siempre es posible reunir los datos necesarios para un análisis completo de la estructura. Recordamos otra vez que la obra se debe "poder ver".

Sería deseable que existieran escalas de grados de resistencia, de tal forma que para la calificación bastara, bajo un criterio resistente, como en el caso de la capacidad portante, asignar un grado de dicha escala y poder así saber, sin lugar a dudas, la mayor o menor exigencia de reparación. No se puede olvidar que los presupuestos son siempre escasos y es necesario saber donde se precisa actuar con mayor urgencia.

La tercera fase se denomina "Mantenimiento". Incluye esta fase los propios trabajos de conservación. Se distinguen tres tipos de mantenimiento: mantenimiento preventivo, mantenimiento rutinario y reparaciones.

En el mantenimiento preventivo se incluyen aquellos trabajos cuyo objeto es evitar posibles degradaciones o defectos futuros. Hay además un matiz que distingue a éste de los otros tipos de mantenimiento, y es la novedad y posibilidad de su aplicación. Las técnicas de prevención se van incorporando a los proyectos y obras, a la vista de su eficacia.

Por mantenimiento rutinario se entiende el conjunto de trabajos que pueden organizarse y normalizarse con carácter general, y para los que no se necesitan grandes medios o procedimientos especiales, que entrarían de lleno en el caso de reparaciones o refuerzos.

Después de ocuparse las tres fases de la conservación, se dedica en el Manual un Capítulo a la Documentación. Parece un ideal el que las obras tuvieran su historia escrita, incluyendo vicisitudes. Se tendría con ello, además de un beneficio para la propia obra, en caso de problemas, una importante fuente de enseñanzas para proyectistas y constructores.

Se dedica también un Capítulo a recomendaciones para hacer viable la conservación, Capítulo que va dirigido especialmente a los proyectistas, y en el que se insiste sobre los problemas de durabilidad y de facilidad de inspección.

El Capítulo siguiente se refiere a los defectos o fallos típicos de las obras pretensadas que, con origen vario, se manifiestan en síntomas que pueden afectar al hormigón, a la armadura o al propio elemento. Se da una relación de dichos defectos, definiendo, en primer lugar, la fase en que tienen su origen, e indicando el síntoma que puede derivarse como daño y su trascendencia estructural.

Pero el pretensado es un medio o técnica enormemente eficaz y de enorme campo de aplicación en reparaciones y refuerzos de todo tipo de obras. De aquí que en el Manual se haya recogido, en Capítulo independiente, un recordatorio, que creemos muy útil, sobre las posibilidades del pretensado y los principios generales de actuación.

El Manual se completa con dos Anejos. Como ya dijimos, el primer Anejo se dedica a los Medios y Técnicas utilizados en la Inspección y auscultación de obras pretensadas. El segundo se dedica a la Conservación de Forjados pretensados.

Hasta aquí, un resumen rápido del contenido del nuevo Manual de la A.T.E.P.

Estamos convencidos de que cada día se hace más necesario conservar el patrimonio existente, en condiciones de seguridad y al menor costo posible. Así lo han entendido y lo están poniendo en práctica los países más avanzados y prósperos.

El objetivo del Manual es llamar la atención a todos: administradores, proyectistas, constructores e incluso usuarios, del hecho de que las obras deben ser conservadas de forma científica y programada, por los beneficios que dicha Conservación puede reportar. Así, los administradores deben dedicar a ello un presupuesto adecuado; los proyectistas deben tener en cuenta que la obra debe ser durable y poder ser inspeccionada y conservada; y los constructores deben poner especial énfasis en todas aquellas partes de la obra más deteriorables y especialmente sensibles.

PUBLICACION ESPECIAL DE LA A. T. E. P.

Manual H.P. 5-79 "Recomendaciones para la disposición y colocación de Armaduras"

Como continuación de la serie de Manuales que, desde hace años, viene editando la Asociación Técnica Española del Pretensado, y en los que se recogen las recomendaciones relativas a las diferentes etapas del proceso general de ejecución de las construcciones pretensadas, se publica ahora el Manual H.P. 5-79 en el que, bajo el título "Recomendaciones para la disposición y colocación de armaduras", se han recopilado todas aquellas normas que la práctica ha demostrado deben tenerse en cuenta para obtener una adecuada disposición de las armaduras en los elementos pretensados, tanto si se trata de armaduras pretensas como postesas, incluyéndose así mismo las armaduras pasivas que suelen acompañar a las activas.

Por la íntima relación existente entre tales armaduras y otra serie de dispositivos y piezas tales como los anclajes, empalmes, vainas, separadores, etc., se recogen también en este Manual las recomendaciones correspondientes a su colocación.

En todos los casos, se tratan por separado las fases de proyecto, ejecución y control.

El interés del tema elegido resulta evidente si se tiene en cuenta que el estado tensional creado por las armaduras activas en todo elemento pretensado, debe ser tal que permita a éste cumplir, con las necesarias garantías de seguridad y durabilidad, la función a que va destinado. Y como dicho estado tensional depende, no sólo de la magnitud sino también del punto de aplicación de la resultante de las fuerzas de pretensado introducidas, se comprende que la disposición de las armaduras en este tipo de piezas adquiere una importancia primordial; por lo que su colocación debe ser cuidadosamente realizada en obra.

A la consecución de este objetivo se estima que habrán de contribuir, de modo importante, las recomendaciones del Manual que ahora se ofrece y que se espera tendrá la misma favorable acogida que los anteriores de la serie, no sólo entre los Miembros de nuestra Asociación, sino también entre cuantos profesionales desarrollan sus actividades en el campo de la técnica del pretensado.

Este Manual H.P. 5-79, con 87 páginas y varias figuras, se ha puesto a la venta al precio de 300,- ptas. el ejemplar (6,- dólares USA para el extranjero). Para los Miembros de la A.T.E.P. se ha establecido el precio especial de 200,- pesetas (4,- dólares USA para el extranjero).

Los interesados en su adquisición deberán dirigir sus pedidos a la Secretaría de la Asociación Técnica Española del Pretensado, Apartado 19.002, Madrid-33, Tfno: 202 04 40.

Análisis elasto-plástico de estructuras porticadas con grandes movimientos

A. Samartín
G. Gutiérrez

Drs. Ingenieros de Caminos
E.T.S. de Ingenieros de Caminos de Santander

1. INTRODUCCION

La determinación de la carga última o de rotura de una estructura, constituye un problema importante que, en esencia, consiste en conocer su nivel de seguridad respecto al colapso. Se suele simplificar el problema, estudiando el comportamiento de la estructura bajo la acción de una combinación constante de cargas que se incrementan proporcionalmente, mediante un factor (λ), hasta alcanzar la ruina estructural para un valor λ_u . Se suele suponer que, en la situación de servicio, el factor λ es la unidad.

El cálculo elástico implica, simplemente, la extrapolación de los resultados bajo las cargas de servicio, de modo que se alcance la tensión de rotura en una sección de la estructura. Es bien conocido el hecho de que, en estructuras hiperestáticas, existe una redistribución tensional, que permite resistir valores mayores de las cargas que los predichos por un cálculo elástico. La teoría plástica puede ser utilizada con objeto de obtener, de un modo simple, en entramados planos de edificación [1], la carga de colapso cuando sus elementos (barras) están sometidos principalmente a esfuerzos de flexión. Sin embargo, si las barras soportan importantes esfuerzos axiales (en particular de compresión), la inestabilidad elástica de la estructura puede ser determinante en el cálculo de la carga última de la misma. Se comprende la necesidad de utilizar un análisis elasto-plástico, en grandes movimientos, en una determinación adecuada de la carga última de una estructura. Existen métodos aproximados que, a partir de los resultados de un cálculo plástico sin considerar la inestabilidad, y de otros basados en la teoría de la inestabilidad elástica, permiten deducir el valor de λ_u .

El objetivo de esta comunicación consiste en presentar un modelo elastoplástico de cálculo de estructuras de entramado plano, las características del programa de computador y una comparación entre los resultados obtenidos con este modelo y los deducidos mediante procedimientos aproximados. El estudio realizado constituye una extensión de [2] y su finalidad última reside en la obtención de unos criterios de proyecto que consideren la influencia de los errores de ejecución en la carga última y, de esta forma, estimar de un modo consistente los niveles de tolerancia admisibles en la construcción de una estructura, análogamente a como se ha considerado en [2]. Si bien la formulación que sigue se dirige de un modo específico a las estructuras metálicas de edificación, la extensión al hormigón y otros tipos estructurales es directa.

2. HIPOTESIS

Se considera el entramado plano compuesto de nudos y barras, que flectan en el plano bajo cargas aplicadas en los nudos. Esta restricción de la carga no es importante, ya que pueden agregarse nudos adicionales, a los "naturales" del entramado (*).

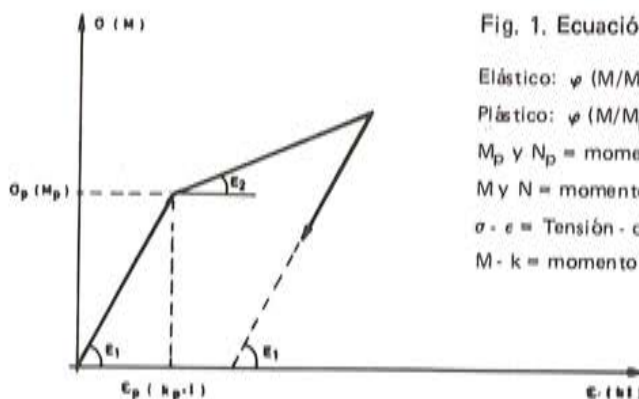
La única hipótesis de cálculo lineal que se considera ahora es la correspondiente a la linealidad cinemática, es decir:

a) Las relaciones entre deformaciones y movimientos son lineales (pequeñas deformaciones).

Las otras dos hipótesis de linealidad, no se mantienen ahora; por lo tanto:

b) La linealidad estática no se satisface; por lo que las ecuaciones de equilibrio deben de plantearse en la geometría de la estructura deformada (grandes movimientos).

c) La no linealidad del material se traduce en la existencia de relaciones funcionales entre las tensiones (o esfuerzos) y las deformaciones, distintas de las lineales y elásticas.



NOTA (*): La posibilidad de considerar directamente cargas sobre barras, puede estudiarse, como en el análisis lineal de estructuras de barras, mediante el cálculo previo de la solución de empotramiento total en todos los nudos (solución inicial).

En este artículo, se considera una plasticidad del tipo indicado en la figura 1, que puede ser adecuada, en una primera aproximación, para la representación del comportamiento de vigas metálicas (*).

Se supone, por simplicidad, que el esfuerzo cortante no influye en la plastificación. Por otra parte, se admite que los máximos momentos se producen en los extremos de las barras (nudos de la estructura). Se considera, asimismo, una plasticidad concentrada; es decir, que la rótula se produce en una sección y no se propaga a las inmediatamente próximas (zona de plastificación).

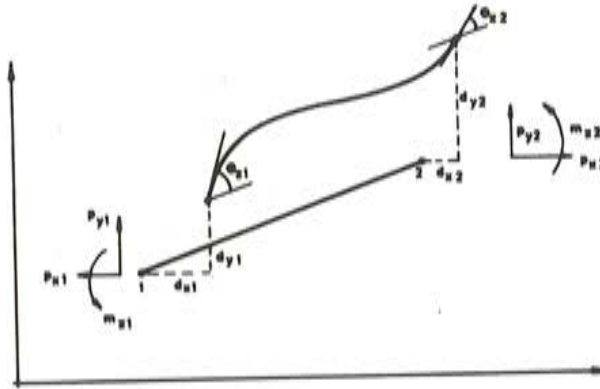


Fig. 2. Grados de libertad en una viga de entramado

Por último, se considera la simplificación de Navier, de la conservación de las secciones planas de la viga, y que la deformación por esfuerzo cortante es nula. Con estas simplificaciones, el conocimiento de los movimientos, tangencial (u) y normal (v), a la directriz, y el giro (θ), son precisos para deducir el estado de deformación de una viga. En particular, basta obtener los movimientos (grados de libertad) únicamente en los extremos de la viga 1-2 (figura 2), puesto que en los restantes puntos interiores de la viga se deducen de la elástica.

Sean estos movimientos, en el extremo i , recogidos en un vector \underline{d}_i , ($i = 1, 2$), con:

$$\underline{d}_i = \begin{bmatrix} d_{x_i} \\ d_{y_i} \\ \theta_{z_i} \end{bmatrix}$$

Las fuerzas eficaces en dichos extremos, \underline{p}_i , son:

$$\underline{p}_i = \begin{bmatrix} p_{x_i} \\ p_{y_i} \\ m_{z_i} \end{bmatrix}$$

La matriz de rigidez $\underline{k} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix}$ relaciona las fuerzas y los movimientos en los gdl de la barra, es decir:

$$\begin{bmatrix} \underline{p}_1 \\ \underline{p}_2 \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} k_{11} & k_{12} \\ k_{21} & k_{22} \end{bmatrix} \cdot \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{d}_2 \end{bmatrix} \quad (1)$$

NOTA (*): En el caso de vigas de hormigón, se puede considerar, aproximadamente, una poligonal, siendo la ley de descarga una recta paralela a la tangente en el origen.

La expresión de la matriz de rigidez \underline{k} , depende de las características geométricas (longitud) y mecánicas de la sección (área e inercia a flexión), del módulo de elasticidad del material de la viga y de la ley de variación de la sección.

Antes de proceder al desarrollo teórico del cálculo elasto-plástico en grandes movimientos, es conveniente introducir el caso más simple del análisis elástico en grandes movimientos.

3. CALCULO ELASTICO NO LINEAL

Si en la deducción de la ecuación (1) se considera la situación final (deformada) de la viga, y que las cargas \underline{p}_i no varían en magnitud ni dirección (cargas sin seguimientos), se obtiene, según [3], la expresión de la matriz de rigidez de la viga-columna recta, de sección constante, que se indica:

$$\underline{k}_{ii} = \begin{bmatrix} \frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & \bar{k} s & (-)^{i+1} \bar{k} \frac{1-c}{\alpha} L \\ 0 & (-)^{i+1} \bar{k} \frac{1-c}{\alpha} L & \bar{k} \frac{s-c\alpha}{\alpha^2} L \end{bmatrix} \quad (i = 1, 2) \quad (2a)$$

$$\underline{k}_{12} = \underline{k}_{21}^T = \begin{bmatrix} -\frac{EA}{L} & 0 & 0 \\ 0 & -\bar{k} s & \bar{k} \frac{1-c}{\alpha} L \\ 0 & -\bar{k} \frac{1-c}{\alpha} L & \bar{k} \frac{s-\alpha}{\alpha} L \end{bmatrix} \quad (2b)$$

siendo:

$$\bar{k} = \frac{EI}{L^3} \frac{\alpha^3}{2(1-c) - s\alpha}$$

$$\alpha = L \sqrt{P/EI}$$

$$s = \text{sen } \alpha$$

$$c = \text{cos } \alpha$$

$$P = p_{x1} = -p_{x2} \quad (P > 0 \text{ compresión})$$

L = longitud de la viga.

E = módulo de elasticidad.

A = área de la sección.

I = inercia de flexión de la sección.

Para el caso $P < 0$ (tracción), se considera el valor absoluto; y las funciones trigonométricas circulares de las fórmulas (2) se convierten en hiperbólicas (Sh y Ch).

Evidentemente, se comprueba que si $P = 0$, se obtiene la matriz de rigidez lineal de la viga, es decir, la que se considera en un análisis en pequeños movimientos, puesto que la influencia del axil en la flexión es nula, al no existir acciones según la directriz de la barra.

Se comprueba que los coeficientes de la matriz de rigidez [2] son funciones del axil P de la barra.

Utilizando técnicas matriciales de cálculo de estructuras es posible obtener las ecuaciones finales de equilibrio (método de los desplazamientos):

$$\underline{K} \underline{D} = \underline{P} \quad (3)$$

en donde:

$$\underline{D} = \begin{bmatrix} \underline{d}_1 \\ \underline{d}_2 \\ \underline{d}_3 \\ \vdots \\ \underline{d}_N \end{bmatrix} \quad \text{y} \quad \underline{P} = \begin{bmatrix} \underline{p}_1 \\ \underline{p}_2 \\ \underline{p}_3 \\ \vdots \\ \underline{p}_N \end{bmatrix}$$

contienen los movimientos y fuerzas, respectivamente, en todos los sucesivos gdl de la estructura completa, compuesta de N nudos.

\underline{K} es la matriz de rigidez general de la estructura, que se deduce mediante suma directa o booleana de las matrices de rigidez de cada barra, obtenidas según las expresiones (2) transformadas en ejes generales o de nudo; y se supone que se han introducido las condiciones de sustentación.

Se comprende que, en general, los elementos de la matriz \underline{K} dependen de los axiles existentes en las barras (*), que constituyen incógnitas a determinar por lo que la ecuación (3) es no lineal y debe resolverse mediante procedimientos numéricos específicos. Una técnica iterativa de resolución de la ecuación (3), que ha sido utilizada en (2), se resume en la figura 3. En ella se indica, con el subíndice, NL, el carácter no lineal (elementos función de las incógnitas \underline{d}_i) de una matriz o vector; y con L, el caso de coeficientes constantes.

El cálculo elástico, no lineal, permite predecir la respuesta en grandes movimientos de la estructura, supuesto que el material se conserva dentro del régimen elástico, es decir, para un nivel de proporcionalidad de cargas definido por el parámetro λ , se pueden calcular los movimientos en todos los nudos de la estructura y, a partir de ellos, los esfuerzos en los extremos de las distintas barras.

El colapso de la estructura se produce por inestabilidad elástica. El valor de λ_0 correspondiente, se obtiene mediante sucesivos tanteos; es decir, estudiando la respuesta no lineal, elástica, de la estructura, para los valores λ_0 , $\lambda_0 + \Delta\lambda$, $\lambda_0 + 2 \Delta\lambda$, ... hasta alcanzar una estructura inestable. Se reconoce la aparición del fenómeno inestabilidad en una estructura, por el hecho de que su matriz de rigidez total, \underline{K} , es singular o, más específicamente, su primer (menor) autovalor es nulo. En la figura 4 se indica el diagrama de flujo lógico de este cálculo, y en él se supone que la estructura, inicialmente (bajo cargas nulas), es estable; es decir, no constituye un mecanismo.

NOTA (*): Si existiesen cargas en una barra, la solución inicial dependería, asimismo, de los axiles actuantes; y el vector de cargas, \underline{P} , tendría elementos función de las incógnitas.

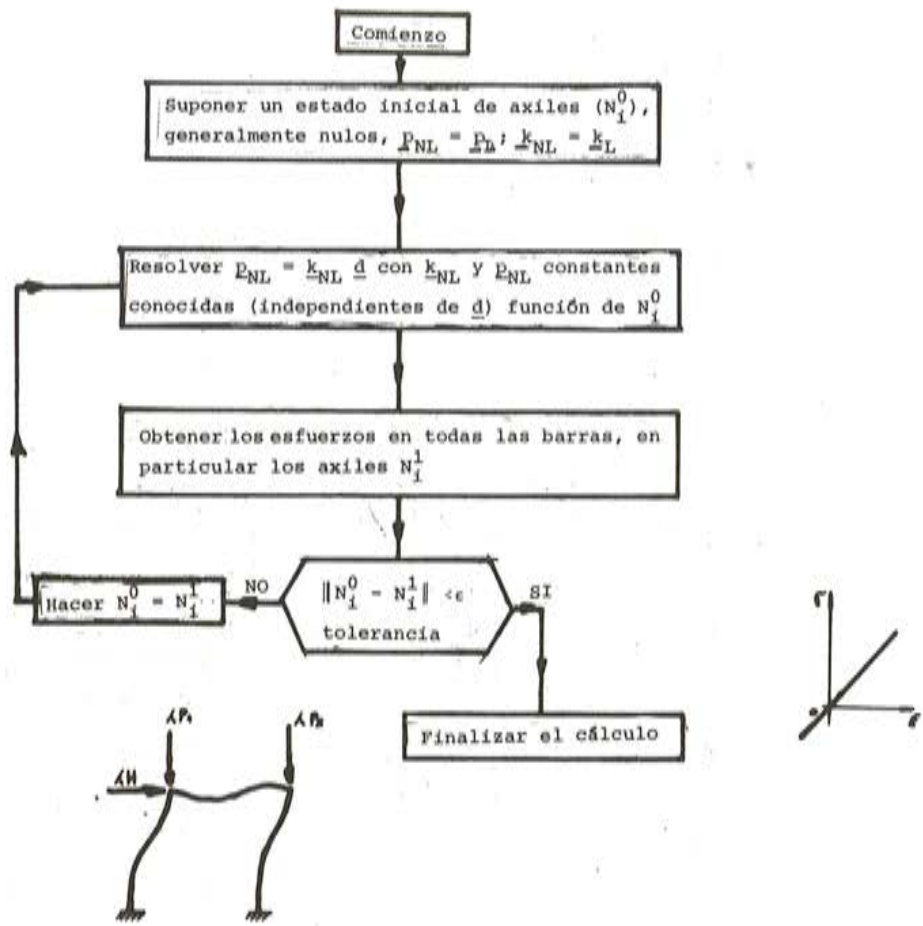


Fig. 3. Cálculo no lineal elástico de la estructura. (El valor λ es conocido).

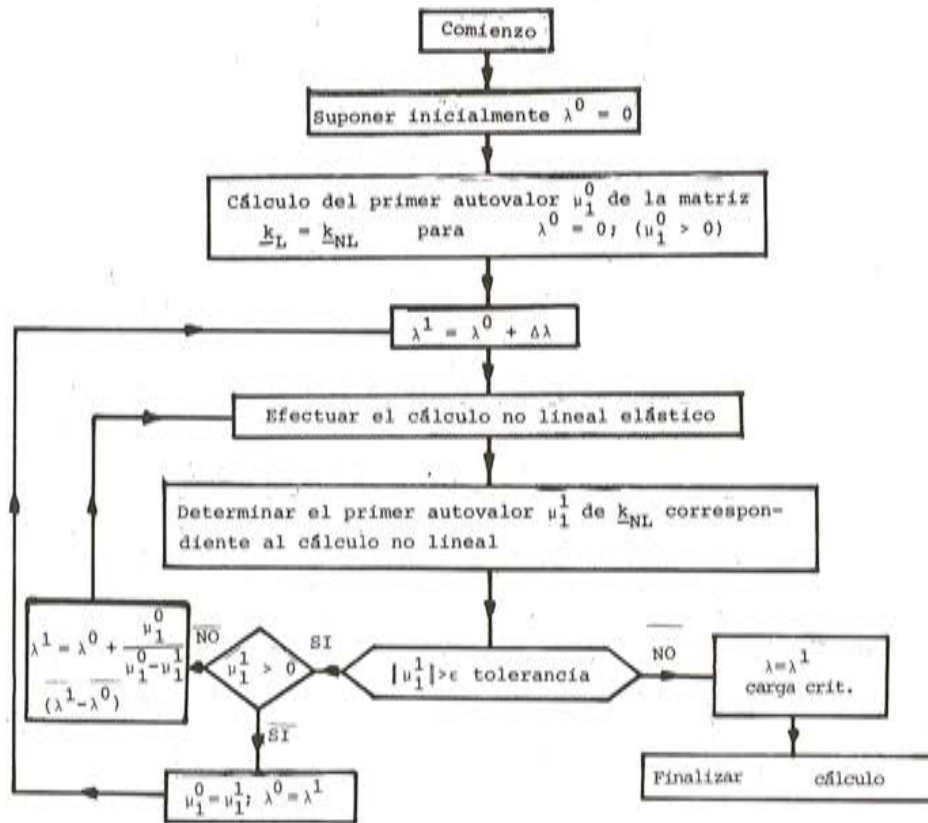


Fig. 4. Cálculo de la carga crítica. Inestabilidad elástica. (Valor de λ a determinar; $\Delta\lambda$ es dato)

4. CALCULO NO LINEAL ELASTO - PLASTICO

El modelo elástico anterior, no permite captar otras formas de fallo estructurales, distintas de la inestabilidad, en particular el colapso de la estructura por plastificación de un número de secciones. Es preciso, por lo tanto, ampliar el cálculo anterior, de modo que incluya la posibilidad de formación de rótulas plásticas. Un procedimiento se describe en [4], y aquí se generaliza, con objeto de tener en cuenta un posible decrecimiento de la sobrecarga (y cierres de rótulas), de acuerdo con las ideas que se exponen en el diagrama de la figura 5. Se considera en este cálculo, el entramado bajo las cargas que, en principio, se incrementan proporcionalmente. La estructura se comportará elásticamente hasta que se plastifique una sección extremo de barra. Si la carga continua incrementándose, ésta no podrá soportar ningún momento flector adicional. Sin embargo, el parámetro λ de carga para el cual se produce esta primera rótula, no puede obtenerse directamente, puesto

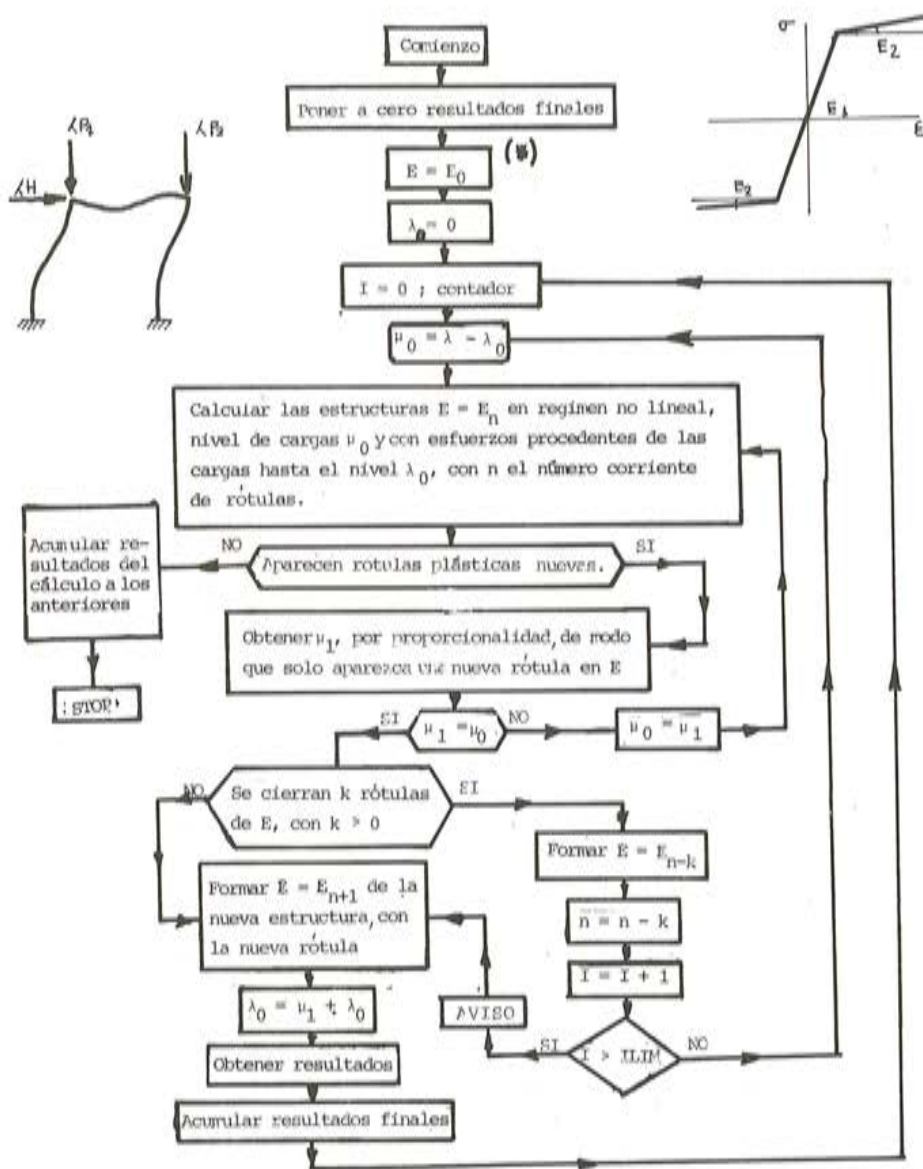


Fig. 5. Cálculo no lineal elasto-plástico (λ valor conocido)

que los esfuerzos axiales modifican la rigidez de la estructura, de acuerdo con el apartado 3 anterior. Se procede, entonces, mediante tanteos, suponiendo inicialmente un valor de λ obtenido sin reducción de las rigideces de las barras; y con los nuevos valores de los axiales se vuelven a actualizar los valores de las rigideces de las barras. Esta iteración continúa hasta que el valor del factor λ varía, respecto a la estimación del paso precedente, en una cantidad insignificante. De este modo se obtiene el valor de λ_1 que produce la primera rótula y la posición de ésta.

El resto de la carga se supone que actúa sobre la estructura inicial, pero con una rótula en una sección, y que se comporta elásticamente. Por lo tanto, el procedimiento iterativo anterior puede ser aplicado, con objeto de deducir el nuevo valor (incremento respecto de λ_1) del parámetro λ , y la posición de la segunda rótula. El proceso de cálculo finaliza cuando aparece inestabilidad en la estructura, o colapso, al convertirse en mecanismo, por la aparición de un número excesivo de rótulas en toda o parte de la estructura. Ambas situaciones se reconocen al comprobar la singularidad de la matriz de rigidez total de la estructura \underline{K} . Es importante, desde un punto de vista numérico, separar las situaciones de aparición simultánea de varias rótulas y de la posibilidad de cierres de rótula. Esta última situación se identifica por aparecer un momento flector adicional, debido al incremento de la carga para producir una nueva rótula, de signo contrario al existente. En este caso, la rótula desaparece, ya que la sección se comporta elásticamente en descarga (figura 1); y debe de repetirse el análisis con la desaparición de esta rótula. Estas situaciones, que complican la programación, se reflejan en el diagrama de flujo lógico de la figura 5. Conviene observar que el tramo plástico horizontal se ha sustituido, en el cálculo, por una recta de pendiente inclinada un décimo del módulo de elasticidad inicial. De un modo análogo a como se ha procedido en el apartado 3 anterior, es posible obtener la carga de colapso, λ_u , de una estructura, mediante la aplicación reiterada del cálculo precedente, a los sucesivos valores $\lambda_0, \lambda_0 + \Delta\lambda, \lambda_0 + 2 \Delta\lambda, \dots$ hasta alcanzar el valor $\lambda = \lambda_u$.

Basado en las anteriores ideas, se escribió un programa en FORTRAN para el computador de los Departamentos de Estructuras de la E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander, PDP-11, de 32 k palabras, de memoria central. Este programa se aplicó a dos ejemplos sencillos, correspondientes a una ménsula bajo carga aislada en su extremo libre (figura 6), y un pórtico de un solo vano (figura 7). Los resultados obtenidos, carga crítica y movimiento horizontal de un nudo, se representan, asimismo, en estas figuras, y se comparan con los deducidos de otros análisis menos refinados: (1) Lineal elástico; (2) Lineal plástico; (3) No lineal elástico, y el aquí considerado, (4) No lineal elasto-plástico.

Sin embargo, se observó que el programa así desarrollado era ineficiente en las cercanías de la situación última, en donde se producían simultáneamente nuevas rótulas, o se cerraban otras, obligando a un paso $\Delta\lambda$, muy pequeño, y con problemas de estabilidad numérica.

Con objeto de evitar la situación anterior, se procedió a la realización de un nuevo programa de computador, que tratase el análisis elasto-plástico en grandes movimientos, mediante una técnica por incrementos de carga (no iterativa como la descrita). Es decir, se procede como sigue: para λ fijo, se divide este nivel en un conjunto N de intervalos, $\Delta\lambda$, de modo que en cada uno de ellos se realiza un análisis no lineal, con los axiales procedentes del cálculo del intervalo anterior de carga. Se comprueba la aparición de rótula dentro del intervalo de carga considerado, y se introduce en la estructura. Esta nueva estructura, se analiza en el nuevo cálculo del siguiente intervalo, $\Delta\lambda$, de carga. De esta forma se simula el comportamiento del entramado, a medida que se incrementa monotónicamente la carga. La figura 8 muestra un diagrama de flujo lógico de este nuevo programa de computador, denominado PLASTI, basado en la técnica incremental.

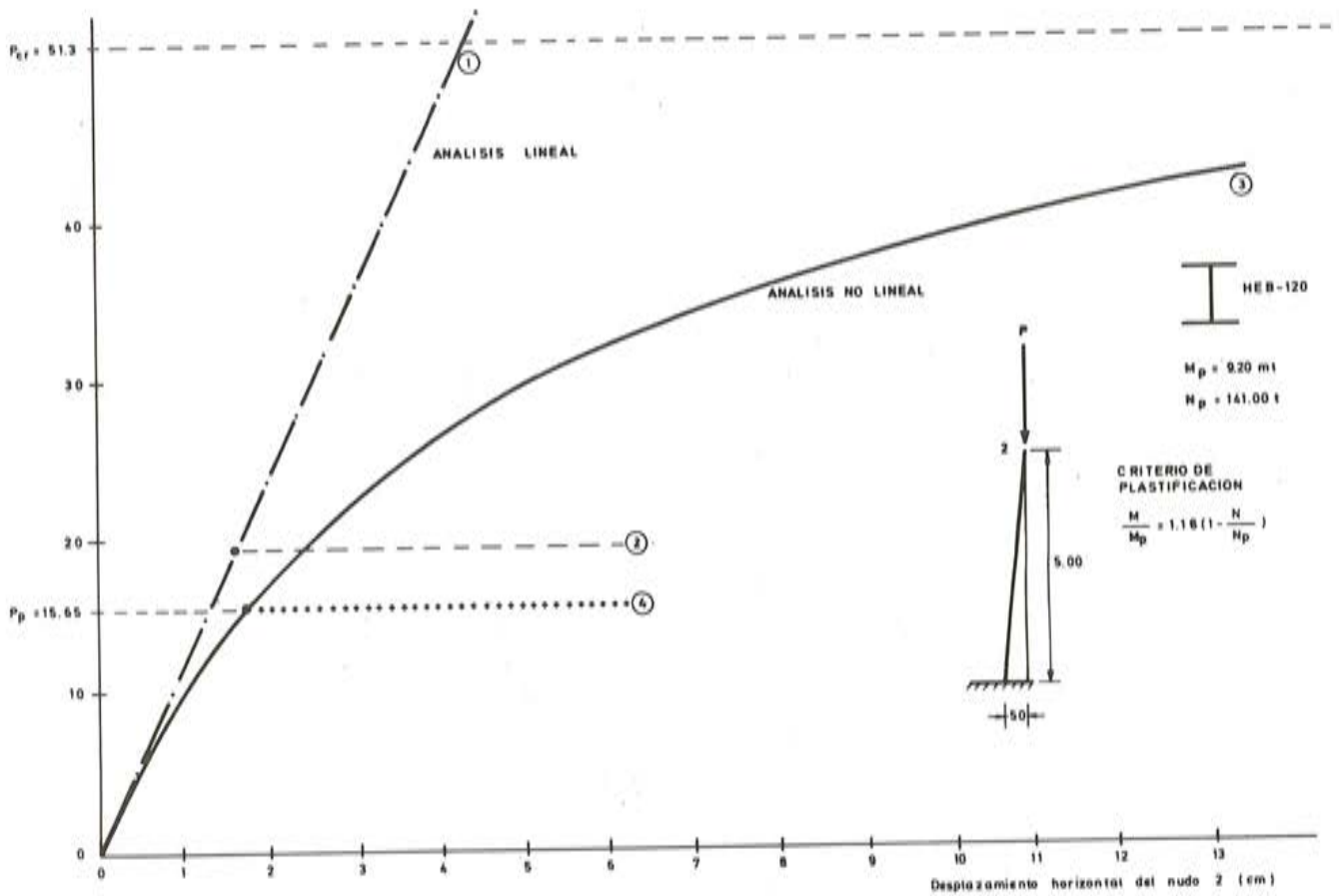


Fig. 6. Desplazamiento horizontal del extremo libre de una ménsula.

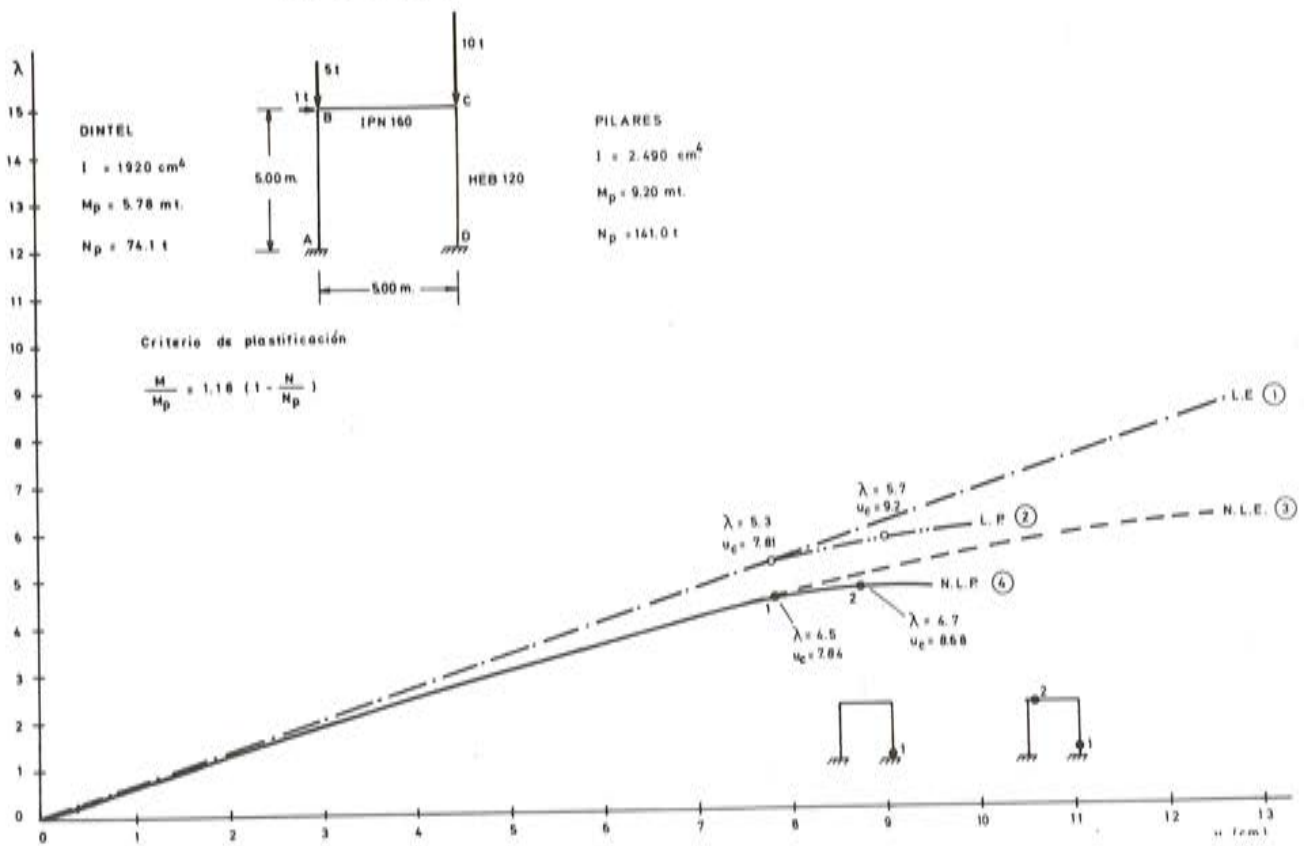


Fig. 7. Desarrollo del movimiento horizontal del dintel de un pórtico simple

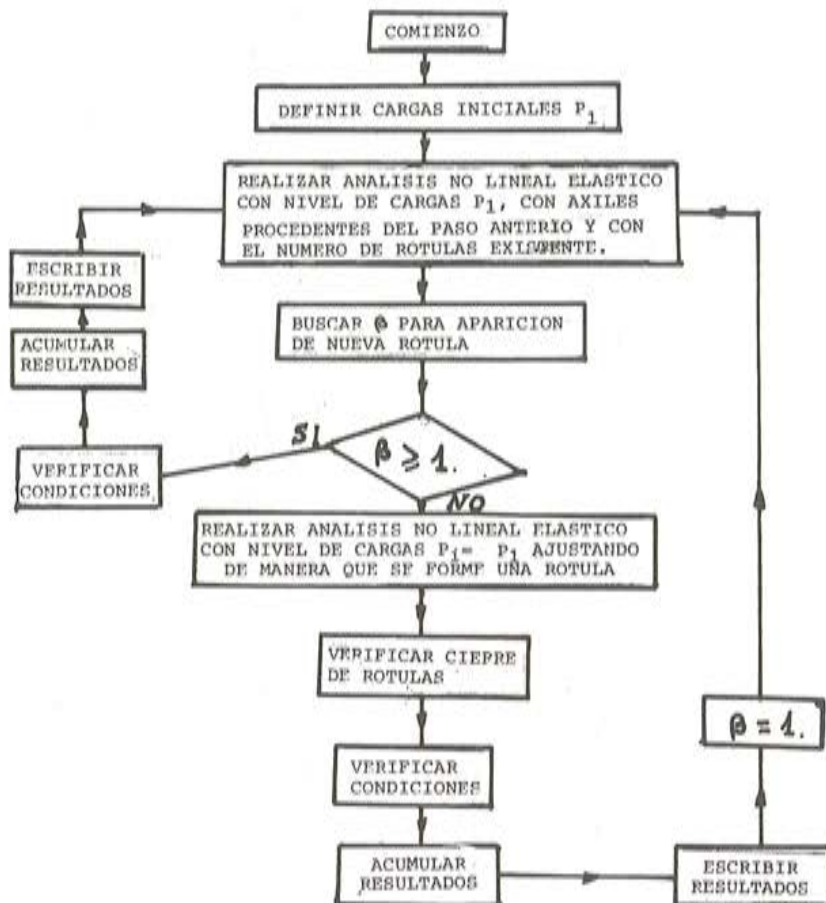


Fig. 8. Cálculo no lineal elasto-plástico (Método incremental)

La deducción de la carga última de colapso, λ_u , no implica modificación alguna del método anterior, simplemente que ahora el número N no está definido, y se adopta a priori un valor de $\Delta\lambda$, de acuerdo con el grado de aproximación requerido por el resultado final de λ_u . Mediante esta técnica de incrementos de la carga, se reduce de un modo notable el esfuerzo computacional por lo que se ha adoptado el programa de computador basado en ella, para la evaluación de los resultados de los siguientes ejemplos.

5. EJEMPLOS DE APLICACION

Se estudia, en primer lugar, un entramado de dos pisos, analizado por Horne [5]. Las dimensiones y las cargas de esta estructura, se muestran en la figura 9. El módulo de elasticidad es: $E = 2 \cdot 10^6 \text{ tm}^{-2}$, y la tensión de plastificación es: $\sigma_p = 2,4 \cdot 10^3 \text{ tm}^{-2}$. No se considera la influencia del esfuerzo axial en la plastificación y la esbeltez de todas las vigas es $L/r = 100$. Se supone que para $\lambda = 10$ se produce el colapso rígido-plástico de la estructura. Los resultados correspondientes al movimiento horizontal del dintel superior, se representan en la figura 10, en donde se comprueba la adecuada coincidencia con la solución obtenida en [5]. La carga crítica de pandeo elasto-plástico, se produce al alcanzar la tercera rótula, para el valor $\lambda_u = 0,7778$.

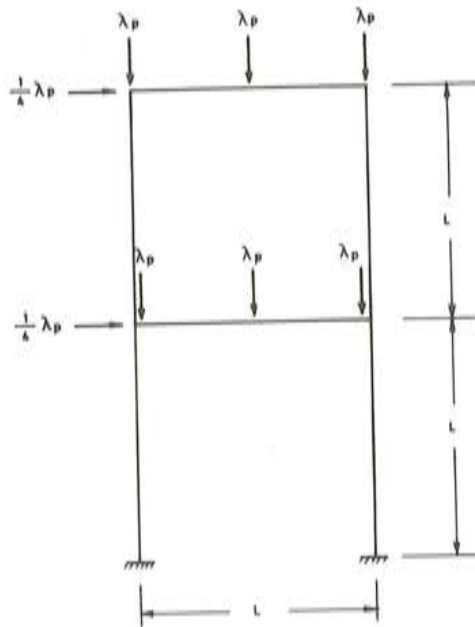


Fig. 9. Pórtico de dos pisos

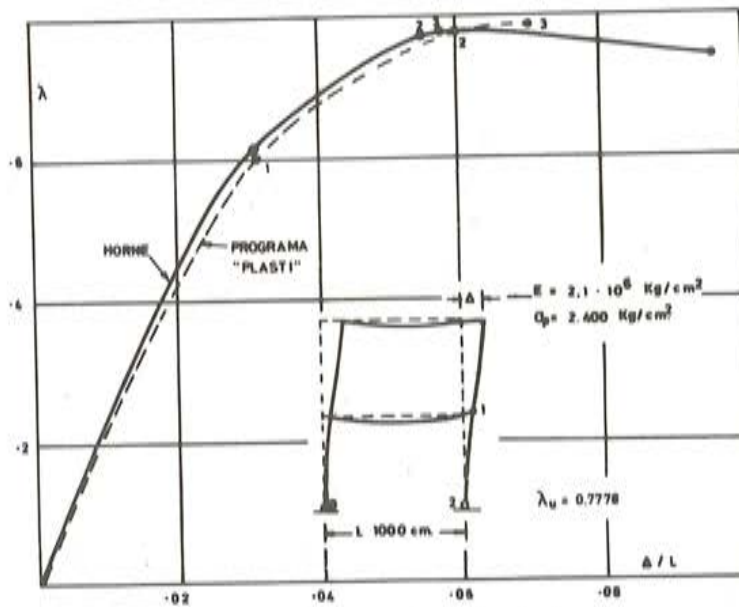


Fig. 10. Curva carga flecha en el pórtico de dos alturas

Por último, un pórtico a dos aguas de la serie experimentada por Majid (6), se analiza mediante el programa de computador. Las características de la estructura se indican en la figura 11. La curva, carga P actuante-flecha vertical en cumbrera, se muestra en la figura 12, en donde se puede comprobar la concordancia con los resultados experimentales. No se han considerado en el cálculo el efecto de la carga axial en el valor del momento de plastificación.

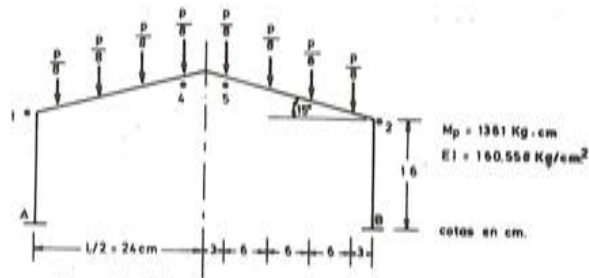


Fig. 11. Pórtico a dos aguas

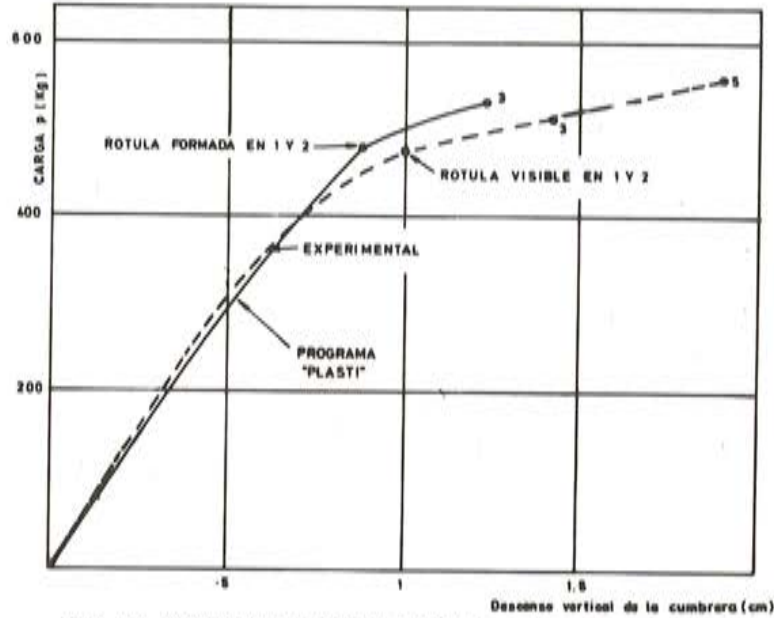


Fig. 12. Curva carga-flecha en el pórtico a dos aguas

6. EXTENSIONES DEL PROGRAMA

La técnica incremental descrita, permite analizar sin dificultad la influencia de cambio de las cargas, según una ley programada, que puede incluir la simulación del daño debido al efecto cíclico de las acciones. La extensión a otros tipos de ecuaciones constitutivas, distintas de la lineal, no presenta, evidentemente, ninguna complicación especial; por lo que el programa de cálculo, es aplicable, en principio, a estructuras de hormigón, mediante la adecuación de las relaciones momento-curvatura en las secciones correspondientes.

Se han introducido otras condiciones de colapso, adicionales de las dos anteriormente citadas (inestabilidad y conversión en mecanismo por aparición de rótulas plásticas). En efecto, se han considerado unos valores límites admisibles de movimientos, por condiciones de funcionalidad, así como unos límites superiores de la ductilidad en las distintas secciones plastificadas, como indicativas de la ruina de la estructura. Actualmente, este programa de cálculo se está utilizando en la evaluación de la influencia de los errores de ejecución, en la carga de colapso de la estructura.

La técnica de análisis que se lleva a cabo, corresponde a la descrita en la referencia [2]. Se supone que la carga última, (λ_u) en la estructura ideal (sin imperfecciones) es función de las características geométricas y elastomecánicas (θ); es decir:

$$\lambda_u = \psi_1(\theta)$$

En el caso de una estructural real, con imperfecciones, se puede escribir:

$$\lambda_u = \psi_2(\theta, x_1, x_2, \dots, x_n)$$

siendo x_i variables aleatorias que definen las imperfecciones consideradas. Por lo tanto, en una estructura real, λ_u es una variable aleatoria, cuya distribución de probabilidad depende de las distribuciones de probabilidad de las distintas x_i . Dada la complejidad de la función ψ_2 , se recurre en el estudio a una experimentación numérica, tipo simulación de Montecarlo.

7. CONCLUSIONES

El programa de cálculo elasto-plástico, de grandes movimientos, de estructuras de entramado plano, conduce a resultados aceptables, en comparación con los obtenidos mediante otros métodos numéricos y experimentales. Su utilización sistemática permitirá evaluar la influencia de las imperfecciones de la carga última de una estructura.

REFERENCIAS

1. Neal, B.C. "The Plastic Methods of Structural Analysis". Chapman and Hall Ltd. Londres, 1956.
2. Gutiérrez, G. y Samartín, A. "Influencia de los errores de ejecución en la carga crítica de pandeo de estructuras reticuladas planas". Publicación AE-81-1. Departamento de Análisis de las Estructuras. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Santander, 1981.
3. Samartín, A. "La viga-columna". Publicación AE-79-3. Departamento de Análisis de las Estructuras. E.T.S. de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Santander. 1979.
4. Jennings, A. y Majid, K. "An elastic-plastic analysis by computer for framed structures loaded up to collapse". The Structural Engineer. Diciembre, 1965.
5. Horne, M.R., Proc. Royal Soc. A. Vol. 274, 1963.
6. Majid, K.I. "Elastic-plastic structural analysis". Ph D. Thesis. Manchester University, 1963.

El pretensado empleado en patología como elemento compensador de las cargas externas

Antonio González Serrano
Ingeniero de Caminos
Canales y Puertos

Esta comunicación presentada en la Xª Asamblea Técnica Nacional de la Asociación Técnica del Pretensado, celebrada en Murcia, no se reproduce aquí, por haberse publicado este mismo tema de trabajo, incluso con más amplitud, en un artículo aparecido en la Revista Hormigón y Acero, N^o 136 (Pág. 109), bajo el título "PATOLOGIA: Reparación de un forjado reticular", del cual es también autor D. Antonio González Serrano.

Análisis en segundo orden de estructuras de hormigón armado

Por: Antonio Mari
Dr. Ingeniero de Caminos
Profesor de la E.T.S. Ing. de Caminos
U.P. Barcelona
Juan Murcia
Dr. Ingeniero de Caminos
Profesor Agregado de Hormigón
E.T.S. Ing. de Caminos

RESUMEN

En el presente artículo se propone un método de análisis de estructuras lineales planas de hormigón armado, en régimen no lineal y teoría de segundo orden, basado en el método de las deformaciones impuestas. La no linealidad geométrica se introduce a través de unas curvaturas impuestas, ligadas a los "esfuerzos isostáticos de segundo orden", definidos a partir de los resultados del análisis lineal. Se introduce, asimismo, la no linealidad del material, como un conjunto de curvaturas obtenidas en el diagrama momento-curvatura de cada sección, necesarias para compatibilizar las condiciones del material. El proceso de cálculo es iterativo, manteniendo constante la matriz de rigidez de la estructura calculada inicialmente. La carga de inestabilidad se obtiene mediante un tratamiento incremental del proceso de cargas.

El método, que es aplicable tanto a estructuras traslacionales como a intraslacionales, puede detectar la inestabilidad parcial o global y tiene en cuenta la deformada real de las piezas en el tratamiento de los efectos de 2º orden. Es aplicable, tanto en servicio como en rotura, y puede englobarse entre los métodos de carácter general, según el C.E.B.

En el artículo se presentan diversos ejemplos, en los que se han analizado las estructuras por éste y otros métodos, comparando los resultados obtenidos y extrayendo conclusiones, tanto respecto de las propiedades del método como del comportamiento estructural.

1. INTRODUCCION

El constante desarrollo en el campo de la tecnología del hormigón (fabricación, puesta en obra, calidad de los componentes), ha permitido obtener hormigones cada vez más resistentes, a la vez que construir estructuras más esbeltas en las que, en caso de existir fuertes cargas de compresión, pueden surgir problemas de inestabilidad. El tratamiento de estos problemas es un caso claro en el que no se puede despreciar la deformación de la estructura, debiendo incluirse la deformada de la directriz en el cálculo de esfuerzos que solicitan cada sección de la misma. Este tipo de planteamiento es el conocido como "análisis en segundo orden"; y los incrementos de los esfuerzos respecto de los lineales originados por el esfuerzo axial sobre la configuración deformada de la pieza, son conocidos como "esfuerzos de segundo orden".

Un planteamiento de este tipo, en el caso del hormigón armado, presenta serias dificultades, dada la no linealidad en las relaciones tensión-deformación de los materiales que lo componen, la fisuración del hormigón cuando las tensiones de tracción superan la resistencia a tracción del mismo, la fluencia del hormigón bajo cargas permanentes y otra serie de fenómenos como el cansancio, la fatiga, el efecto del confinamiento, etc.

Todo este conjunto de fenómenos los integraremos bajo el nombre de "no linealidad física o del material"; y tiene dos efectos fundamentales en las estructuras de hormigón armado: Por una parte, se producen redistribuciones de esfuerzos, tanto a nivel sección como a nivel estructura, respecto de los calculados en un análisis lineal. Por otra parte, existe una variación considerable de la deformabilidad de la estructura (provocada por la ductilidad o mayor capacidad de rotación de las secciones que en un material lineal), que incide directamente en un planteamiento en segundo orden.

Evidentemente el tratamiento analítico del fenómeno no lineal (geométrico y del material) es prácticamente imposible ya incluso en el caso de una pieza simple. Por otra parte, la extensión de los resultados obtenidos para piezas simples al caso de elementos pertenecientes a entramados, que en el caso de materiales elásticos se realiza a través del concepto de "longitud de pandeo", es mucho más problemático en el caso del hormigón armado y sus resultados son muy discutibles.

Por último, en muchas normativas vigentes, a partir de ciertos valores de la esbeltez de los elementos comprimidos y de ciertas características de la estructura, se recomienda la utilización de un método general que tenga en cuenta todos los fenómenos anteriormente indicados.

Todas estas razones evidencian la necesidad de la existencia de métodos de carácter general que puedan aplicarse en condiciones muy determinadas. Ahora bien, este tipo de métodos debe, además, reunir algunas características, como son: sencillez, potencia y economía.

Este es el caso del método de análisis en segundo orden que se presenta a continuación.

2. METODO PROPUESTO. CARACTERISTICAS GENERALES

El método que se propone es aplicable a estructuras planas, de hormigón armado, formadas por barras sometidas a cualquier tipo de acción (cargas, desplazamientos de los apoyos, incrementos de temperatura, etc.). Se trata de un método de análisis no lineal, tanto por el material como por la consideración de los efectos de segundo orden. Es un método

basado en el análisis de estructuras a partir de deformaciones impuestas, y consta de dos etapas bien diferenciadas.

- I Cálculo lineal de la estructura (adoptando unas rigideces iniciales EI , EA para todas las barras), bajo la acción de las cargas exteriores.
- II Proceso iterativo, originado al introducir en la estructura unas deformaciones impuestas para considerar las no linealidades (física y geométrica), cuyo valor depende de los resultados de la iteración anterior. En todo este proceso, la matriz de rigidez de la estructura no varía, siendo la misma que la calculada en la etapa I.

Aparte de las hipótesis más usuales de la resistencia de materiales y de las propias del hormigón armado (adherencia perfecta entre hormigón y acero etc.), una hipótesis específica del método es la siguiente:

La variación de esfuerzo axial de una barra, de unas iteraciones a otras, introduce variaciones despreciables en el diagrama momento-curvatura de las secciones de la pieza.

2.1. Tratamiento de los efectos de segundo orden

Considérese una estructura esbelta, solicitada por unas cargas en su plano medio que le producen, entre otros, fuertes esfuerzos de compresión en algunas piezas. La estructura se supondrá de material lineal, hiperestática y con posibilidad de desplazamiento de sus nudos (figura 1).

Sea la barra AB, una cualquiera de la estructura, y los esfuerzos y desplazamientos de la figura núm. 2, los obtenidos en un análisis lineal. Si suponemos que no hay cargas aplica-

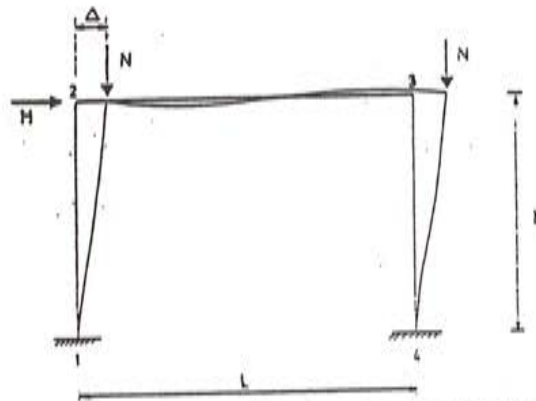


Fig. 1. Estructura deformada bajo la acción de cargas horizontales y verticales

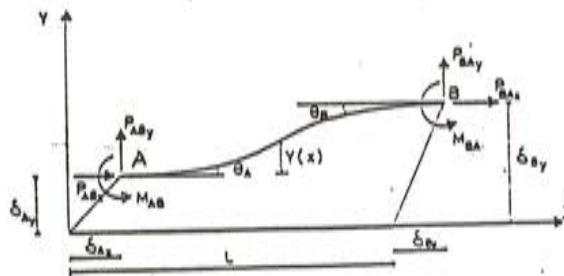


Fig. 2. Fuerzas en los extremos de barra procedentes del cálculo lineal

das directamente sobre las barras, los esfuerzos de primer orden que solicitan una sección cualquiera, de abscisa x (en coordenadas locales de la barra) serán:

$$\begin{aligned} M_1(x) &= -M_{AB} + P_{AB,y} \cdot x \\ V_1(x) &= P_{AB,y} \\ N_1(x) &= -P_{AB,x} \end{aligned} \quad (1)$$

Globalmente, los designaremos por $E_1(x)$.

Ahora bien, si consideramos el efecto del axil en el equilibrio de la pieza deformada, y suponiéndola isostáticamente sustentada, deben aparecer, en los extremos A y B, unos incrementos de esfuerzos respecto de los esfuerzos calculados linealmente (véase figura 3), de valor:

$$\begin{aligned} M_A &= -N_1 \cdot \delta_1 \\ V_A &= N_1 \cdot \delta_1/L \\ N_A &= 0 \end{aligned} \quad (2)$$

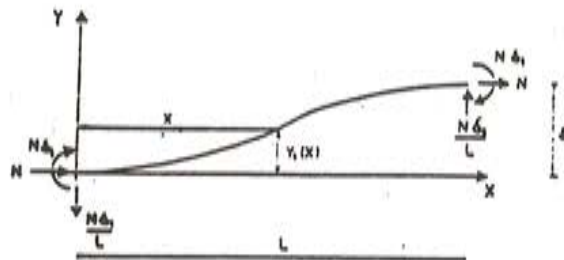


Fig. 3. Esfuerzos isostáticos de 2º orden

De manera que en un punto genérico de la barra A-B, de abscisa x y flecha $Y_1(x)$ en los ejes locales de la figura, los incrementos de esfuerzos sufridos son:

$$\begin{aligned} \Delta M^{II}(x) &= -N_1 \cdot Y_1(x) + N_1 \cdot \delta_1 [1 - (X/L)] \\ \Delta V^{II}(x) &= N_1 \cdot \delta_1/L \\ \Delta N^{II}(x) &= 0 \end{aligned} \quad (3)$$

Estos esfuerzos así calculados, los denominamos "esfuerzos isostáticos de 2º orden", y los designaremos en adelante por: ΔE_j^I ; correspondiendo la I a la inicial de isostáticos y la j a la iteración en que se trabaja.

Si despreciamos las deformaciones por cortante y siendo la rigidez elástica a flexión de la sección transversal de la pieza considerada, $k = EI$, estos esfuerzos pueden asociarse a unas deformaciones (curvaturas) de valor:

$$\Delta \varphi^I(x) = \frac{\Delta M^{II}(x)}{EI} = \frac{N_1}{EI} \left(-Y_1(x) + \delta_1 \left(1 - \frac{x}{L} \right) \right) \quad (4)$$

y, en general, se designarán por: $\Delta\varphi_j^I$; teniendo I y j los significados anteriormente expuestos.

Conocidos ahora los esfuerzos isostáticos de 2° orden y sus curvaturas asociadas, se pueden introducir en la estructura como acciones (deformaciones impuestas), efectuando un cálculo de la estructura con las características ya conocidas bajo estas acciones. Bajo el punto de vista material, esto equivale a una variación del vector de fuerzas, manteniendo constante la matriz de rigidez de la estructura. El resultado de este cálculo serán los esfuerzos y desplazamientos hiperestáticos de segundo orden (ΔE_j^H y $\Delta\varphi_j^H$) que aparecen para compatibilizar a las deformaciones impuestas y que deberán acumularse sobre los isostáticos para cerrar el ciclo. Es decir, al final de esta primera iteración se tiene que los esfuerzos de segundo orden son:

$$\Delta E_1 = \Delta E_1^I + \Delta E_1^H$$

y los desplazamientos:

$$\Delta\varphi_1 = \Delta\varphi_1^I + \Delta\varphi_1^H \quad (5)$$

valores que deberán superponerse a los resultados del análisis lineal:

$$E_2 = E_1 + \Delta E_1, \quad \varphi_2 = \varphi_1 + \Delta\varphi_1 \quad (6)$$

A partir de aquí deberá repetirse el ciclo, puesto que han variado los esfuerzos y desplazamientos de la estructura y, por tanto, debe volver a plantearse el equilibrio en segundo orden. (Esto sería así, aunque la estructura fuese isostática, por la naturaleza de los esfuerzos de segundo orden).

Con los esfuerzos y desplazamientos finales de la 1ª iteración, se puede iniciar el 2° ciclo, obteniendo la nueva ley de flechas de cada pieza, $Y_2(x)$, y con ella los nuevos esfuerzos isostáticos de 2° orden:

$$\begin{aligned} \Delta M_2^I(x) &= -N_2 Y_2(x) + N_2 \delta_2 [1 - (x/L)] \\ \Delta V_2^I(x) &= N_2 \delta_2/L \\ \Delta N_2(x) &= 0 \end{aligned} \quad (7)$$

A partir de aquí se obtendrán las curvaturas asociadas a estos esfuerzos y, tras el cálculo de la estructura bajo estas deformaciones impuestas, la superposición de los esfuerzos isostático e hiperestático sobre los lineales:

$$\begin{aligned} E_3 &= E_1 + \Delta E_2^I + \Delta E_2^H \\ \varphi_3 &= \varphi_1 + \Delta\varphi_2^I + \Delta\varphi_2^H \end{aligned} \quad (8)$$

El proceso iterativo debe continuar hasta que los resultados de dos iteraciones consecutivas sean suficientemente parecidas entre sí (en caso de convergencia del proceso).

En tal caso, se puede asegurar que se ha encontrado una solución de esfuerzos y desplazamientos, equilibrada en 2° orden, y compatible con los enlaces de la estructura; pues procede de la superposición lineal de distintos estados que también tienen estas propiedades.

Pará obtener el sistema de cargas que producirían la inestabilidad del conjunto, puede procederse, incrementando las cargas de compresión y manteniendo constante una carga perturbadora que provoque el primer modo de pandeo. Para cada escalón de carga se desarrolla todo el proceso iterativo anteriormente descrito, hasta la convergencia del mismo; en cuyo caso se ha conseguido encontrar un punto de la curva genérica carga-desplazamiento, que representa el equilibrio de la estructura en su configuración deformada.

Por este método, se manifiesta la inestabilidad a través de la divergencia del proceso iterativo, dando lugar a una sucesión monótona en las variables estudiadas; lo que la distingue de otros tipos de divergencia (por ejemplo, la debida a la acumulación de errores).

La traslacionalidad o no de la estructura, no afecta en modo alguno al planteamiento ni resolución práctica del problema, ya que si en la ecuación (3) se hace $\delta_1 = 0$ se tiene:

$$M_j^{II} = -N_j Y_j(x)$$

2.3. Tratamiento conjunto de las no linealidades física y geométrica

Si en lugar de una estructura de material elástico, consideramos una de hormigón armado, debemos incluir los efectos de la no linealidad del material. Para ello se utilizará, como herramienta de trabajo, el diagrama momento-curvatura, a axil constante, de cada sección de la estructura. Sea el de la figura núm. 4 el correspondiente a una sección genérica de una barra comprimida cualquiera.

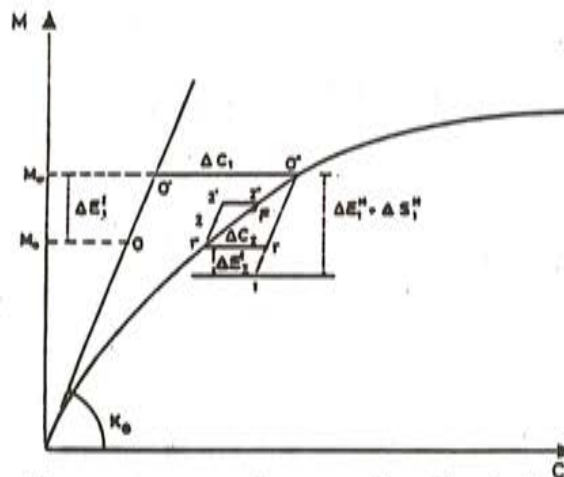


Fig. 4. Diagrama Momento-curvatura de una sección arbitraria. Proceso iterativo

Supongamos que se ha calculado linealmente la estructura, con una rigidez elástica, $K_0 = EI$ (en esta sección); lo que en el diagrama corresponde a la recta que pasa por el origen y tiene por pendiente K_0 . La solución del cálculo lineal conduce, en esta sección, a un momento que no está equilibrado en 2º orden y no cumple las propiedades del material, ya que no se encuentra sobre la curva M-C. La introducción del momento isostático de segundo orden ΔM_1^I ya visto en el punto anterior, puede verse gráficamente en la figura núm. 4; con lo que se pasa del punto O al O'.

Para cumplir las condiciones del material, deberá introducirse una curvatura impuesta, ΔC_1 , igual a la diferencia entre las curvaturas que para ese momento corresponden, según la rigidez elástica K_0 , y el diagrama momento-curvatura.

El cálculo de la estructura bajo la acción conjunta de las curvaturas isostáticas de segundo orden, ΔC_1^I , y las debidas al material, conduce a la respuesta hiperestática ΔM_1^H (recta $0^\circ - 1$); con lo que el momento final de esta iteración será: $M_1 = M_0 + \Delta M_1^I + \Delta M_1^H$, cada uno con su signo correspondiente.

Continuando de este modo el proceso iterativo, llegaríamos a la solución final F, que además de ser equilibrada en segundo orden y compatible, cumple las propiedades del material.

3. EJEMPLOS

Se presentan cuatro ejemplos. En ellos se trata, por una parte, de comparar resultados con los procedentes de otros métodos, tanto generales como simplificados, y, por otra, de ilustrar, de forma sencilla, el complejo comportamiento de las estructuras esbeltas de hormigón armado.

3.1. Ejemplo núm. 1

Se trata de una columna en voladizo de h.a., cargada en su extremo superior. En la figura 5 pueden verse las características geométricas, mecánicas y las cargas actuantes sobre la estructura. Se han considerado dos hipótesis de carga. La núm. 1 corresponde a un axil F y una fuerza horizontal H. La hipótesis núm. 2, sustituye la fuerza horizontal F por un momento M.

Se ha obtenido la inestabilidad de la estructura por un proceso paso a paso, manteniendo constante la carga de compresión y aumentando la acción perturbadora.

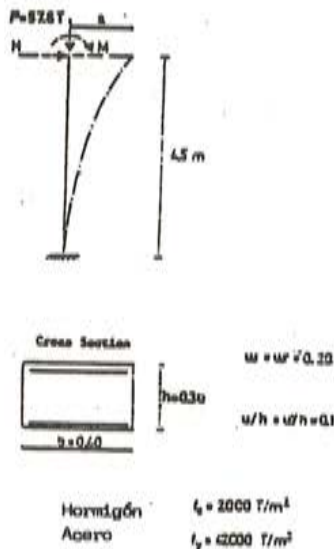


Fig. 5. Ejemplo núm. 1. Columna en voladizo

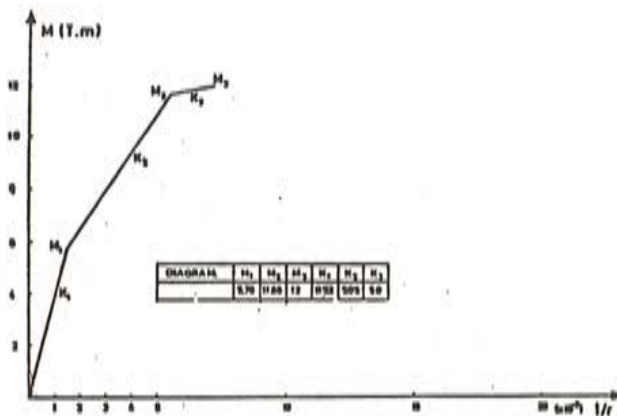


Fig. 6. Diagrama M - C utilizado en el ejemplo núm. 1

La figura 6 indica el diagrama m-c de la sección transversal de la columna. Este ejemplo es el mismo que utiliza la ref. núm. 5, con cuyos resultados se compara. El resultado del análisis puede verse en la figura 7, donde se ha representado el valor del desplazamiento en punta (en abscisas), en función del momento reducido de primer orden en la base de la columna (μ), para ambas hipótesis de carga. En ambos casos, se alcanza la inestabilidad antes del agotamiento del material; si bien la segunda hipótesis de carga es más desfavorable que la primera (debido a la influencia de la ley de momentos de primer orden). En la cuadro núm.1 se comparan estos resultados con los procedentes de otros métodos (3), (5) y (15).

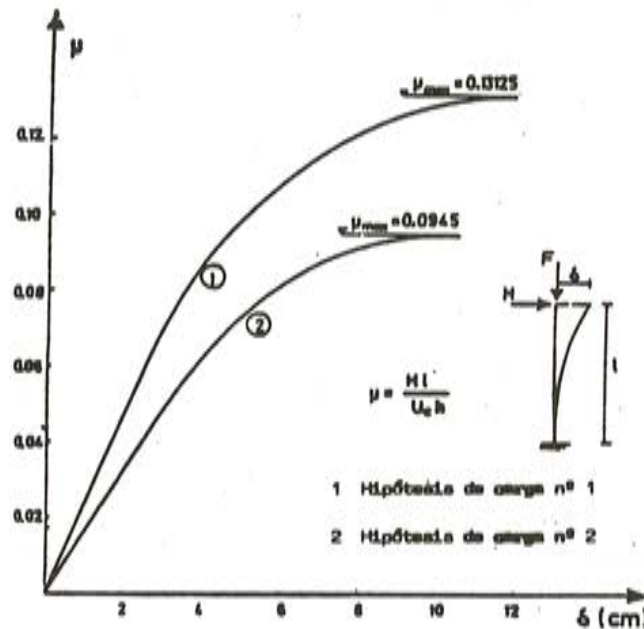


Fig. 7. Resultados obtenidos en el análisis del ejemplo núm. 1

HIPOTESIS DE CARGA	COLUMNA MODELO	DEFORMAC. SENOIDAL	GENERAL	PROPUESTO
↓	0.104	0.0918	0.130	0.131
↑	0.084	0.0918	0.0945	0.0945

Cuadro 1. Comparación de los resultados del ejemplo núm. 1 con los obtenidos por otros métodos

3.2. Ejemplo núm. 2

La figura 8 muestra, esquemáticamente, la estructura analizada. Los resultados del análisis por el método propuesto, se comparan con los procedentes del C.E.B. (General Frame Analysis), con el método propuesto por A. Grelat y con los métodos simplificados de la columna modelo y Grelat (6) y (11).

Se trata de un pórtico traslacional, biempotrado en la base, sometido a cargas horizontales y verticales. Los pilares son de sección transversal constante y el dintel presenta el mismo diagrama m-c en toda su longitud.

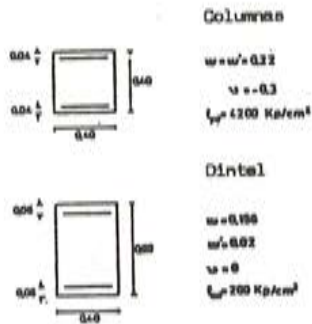
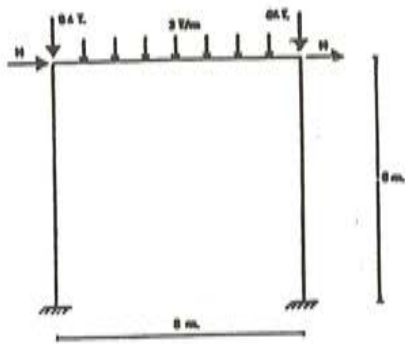


Fig. 8. Estructura analizada en el ejemplo núm. 2

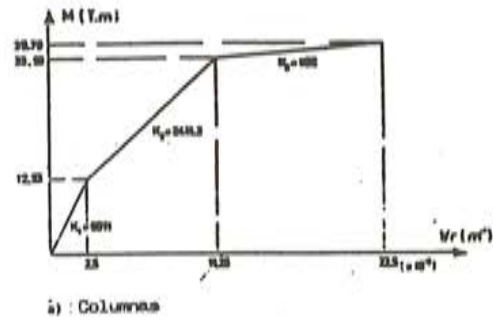


Fig. 9. Diagrama Momento-curvatura de las secciones transversales de la estructura del ejemplo núm. 2

Tras un análisis seccional, los diagramas m-c de las secciones de las columnas y el dintel son los de la figura 9.

Se ha procedido a la obtención de la carga horizontal última, manteniendo constante las cargas verticales y variando aquella. El resultado se muestra en la figura 10, donde se re-

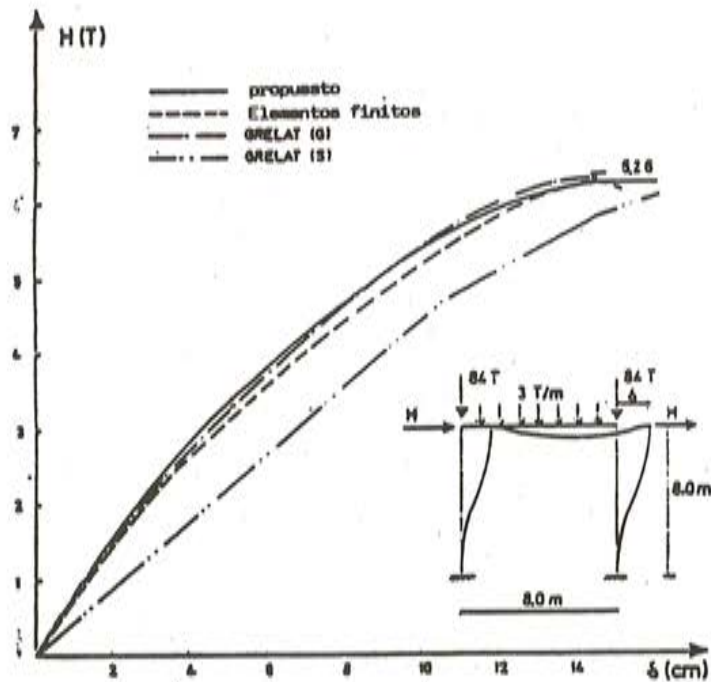


Fig. 10. Resultados obtenidos en el análisis del ejemplo núm. 2

presenta la carga horizontal, en ordenadas, y el desplazamiento del dintel, en abscisas. Se produce la inestabilidad de la estructura, para $H = 6,26$ t. En la misma figura se representan los resultados de otros métodos de análisis, coincidiendo sensiblemente todos ellos en la carga última. En cuanto a métodos simplificados, el método de la columna modelo proporciona un valor más conservador ($H = 5,62$ t); mientras que el método de la deformada senoidal (3) se acerca algo más al obtenido por el método general ($H = 5,74$ t); pero también queda conservador.

Para reflejar —tanto a nivel de esfuerzo como de desplazamientos— la importancia de las no linealidades física y geométrica, se han efectuado los cuatro siguientes tipos de análisis:

- 1.— Análisis lineal en primer orden.
- 2.— Análisis elástico en teoría de segundo orden.
- 3.— Análisis no lineal por el material, en primer orden.
- 4.— Análisis no lineal en segundo orden.

El resultado de estos cálculos puede verse en las figuras 11 y 12. En la primera se repre-

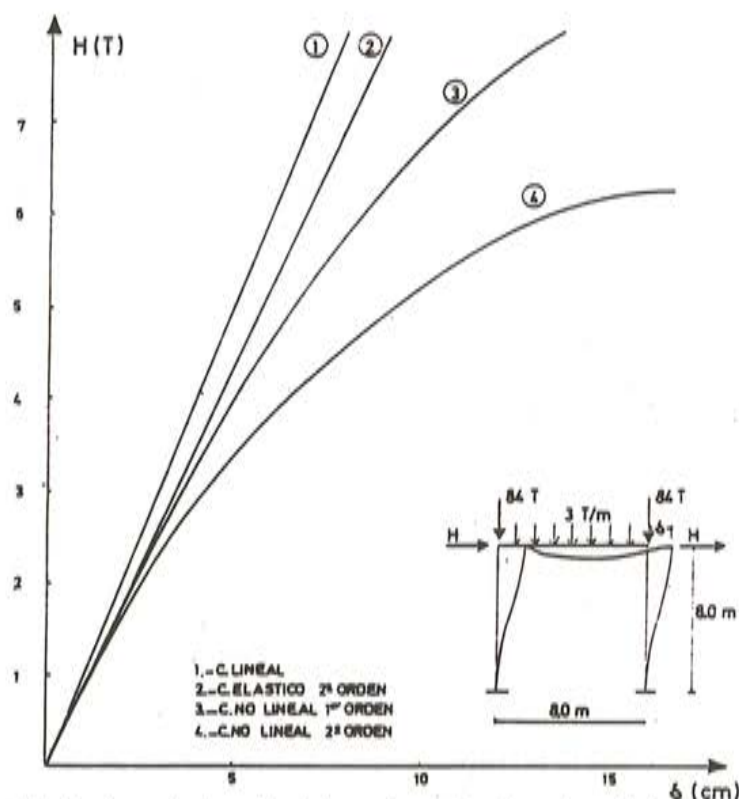


Fig. 11. Desplazamientos obtenidos según cuatro tipos de análisis distintos

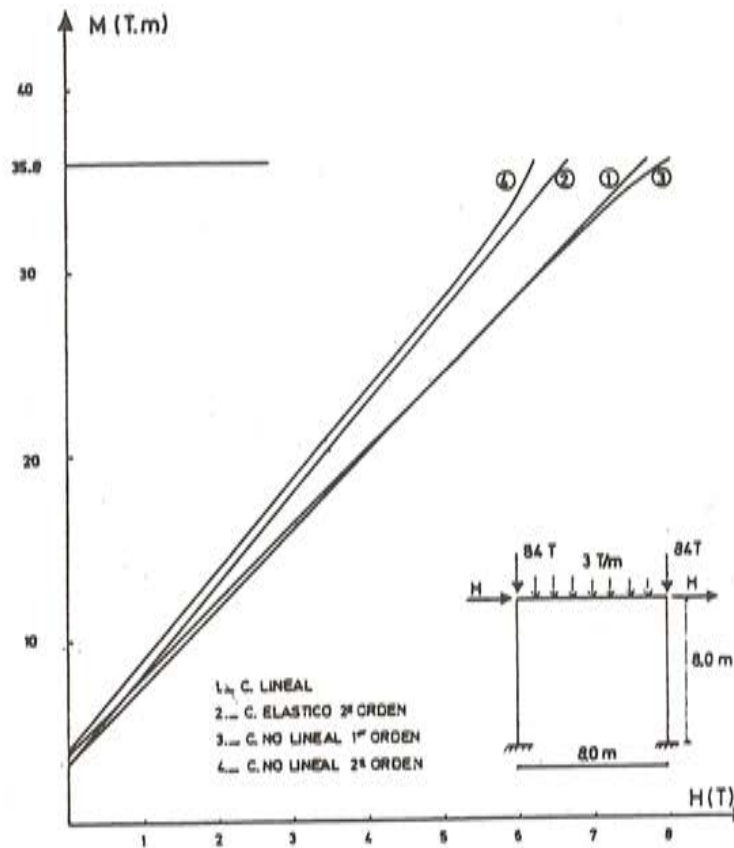


Fig. 12. Esfuerzos obtenidos según cuatro tipos de análisis distintos

senta la curva "carga horizontal, H - desplazamiento horizontal del dintel". De ella se deduce la importancia, a nivel de desplazamientos, de la consideración de la no linealidad del material (basta comparar las curvas 1 y 3, e incluso la 2 con la 4). La interacción entre ambas no linealidades conduce (curva 4) a la inestabilidad del pórtico. A nivel de esfuerzos (figura 12), se observa que la curva más próxima al análisis no lineal en segundo orden (curva 4) es la del elástico en segundo orden (curva 2); ocurriendo en este caso que la redistribución de esfuerzos debido a la no linealidad del material (curva 3), conduce a resultados más lejanos de la realidad que incluso el análisis lineal (curva 1).

3.3. Ejemplo núm. 3

La estructura estudiada se trata de un pórtico biarticulado en su base, intraslacional, sometido a un sistema simétrico de cargas (P), sobre el dintel, muy próximas (3 cm.) a la directriz del soporte contiguo (figura 13). Se ha estudiado la evolución del momento flector en las secciones A (punto medio del soporte) y B (arranque superior del soporte), a medida que aumenta el valor de la carga aplicada P; resultado que se muestra en la figura 14. Se observa que, mientras el momento en A aumenta considerablemente con la carga P, a partir de un cierto valor de ésta, el momento en B disminuye e incluso llega a cambiar de signo.

La interpretación de este fenómeno debe hacerse en función de la interacción existente entre las no linealidades geométricas y del material. Así, la fisuración de una sección de la columna, aparte de producir redistribuciones de esfuerzos, incrementa las flechas, y con ellas los momentos de segundo orden, los cuales alteran la rigidez de las secciones produciendo de nuevo redistribuciones de esfuerzos. Todo este proceso de redistribución concluye en una

situación de equilibrio, si es que no se desencadena la inestabilidad estructural. En la referencia 14 se estudia este ejemplo con mayor amplitud.

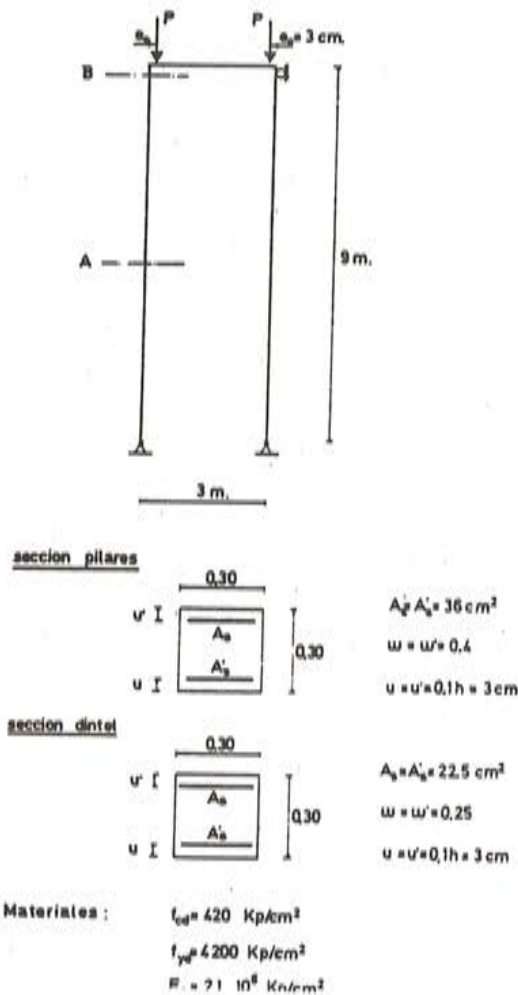


Fig. 13. Estructura analizada en el ejemplo núm. 3

3.4. Ejemplo núm. 4

El ejemplo último que se presenta, consiste en un pórtico de seis alturas y un solo vano, empotrado en su base, y sometido a cargas verticales en sus nudos y a cargas horizontales variables, cuyas características geométricas y mecánicas son las de la figura 15.

El análisis se efectúa bajo sucesivos incrementos de la carga horizontal; y el resultado de los nudos se refleja en las figuras 16 y 17. La primera de ellas muestra la curva "factor de carga - desplazamiento en punta". Los puntos A, B, C, D indican que se ha alcanzado la plastificación del acero de tracción en las secciones indicadas en la figura. La inestabilidad se alcanza para $\lambda = 3,1$. La figura 17 muestra la evolución del momento flector en el arranque inferior del soporte 2.4. Como puede comprobarse, para bajos valores de λ , ($\lambda = 1$), se produce una redistribución favorable de esfuerzos respecto del cálculo lineal. Sin embargo, cuando los efectos de segundo orden llegan a ser importantes, ($\lambda > 2$), el momento crece más que proporcionalmente con la carga. Se ha considerado que el 20 por 100 de las cargas tienen carácter permanente, con el correspondiente efecto por fluencia en las deformaciones de la estructura. En este ejemplo que, por sus características puede ser real, queda reflejada la posibilidad de la inestabilidad global, bajo una combinación de cargas no muy lejanas de las reales, cuando la sensibilidad frente a los efectos de segundo orden es importante.

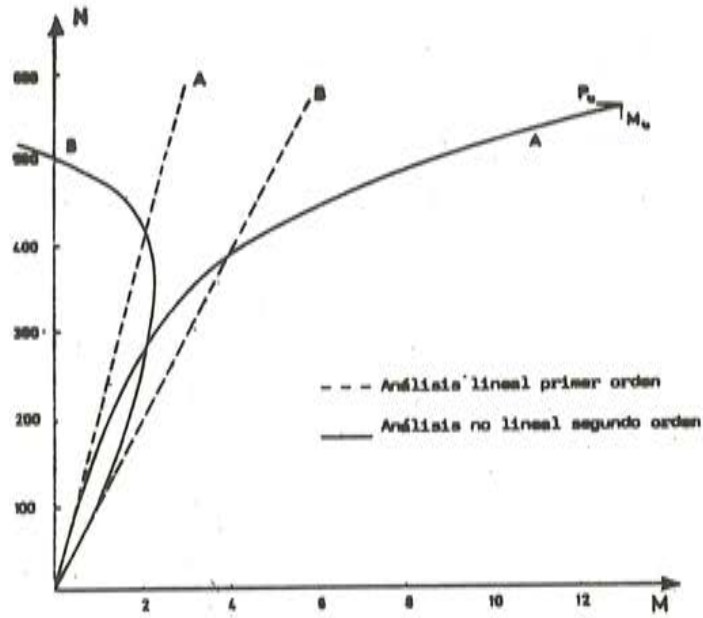
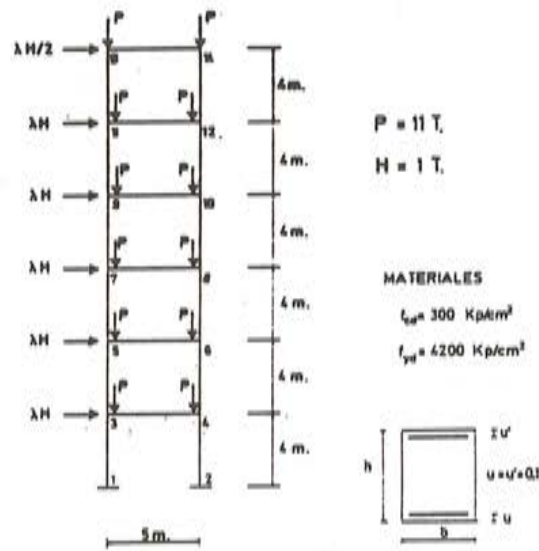


Fig. 14. Esfuerzos obtenidos en el análisis del ejemplo núm. 3



SECCIONES TRANSVERSALES

BARRA TIPO	b(cm)	h(cm)	A_{comp} (cm ²)	A_{tens} (cm ²)	ω'	ω	U_e
PLARES PLANTAS 1-4	30	35	18	18	0,24	0,24	315
PLARES PLANTAS 5,6	30	30	5,5	5,5	0,085	0,085	270
DIRETELES PLANTAS 1-4	30	45	20,2	20,2	0,21	0,21	405
DIRETELES PLANTAS 5,6	30	45	8	8	0,084	0,084	405

Fig. 15. Estructura analizada en el ejemplo núm. 4

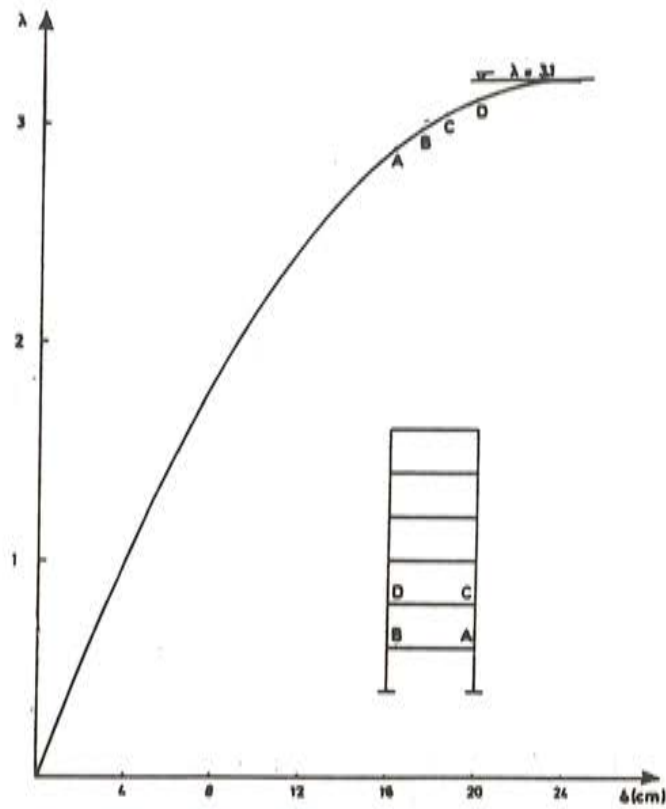


Fig. 16. Desplazamientos obtenidos en el ejemplo núm. 4 en función del factor de carga

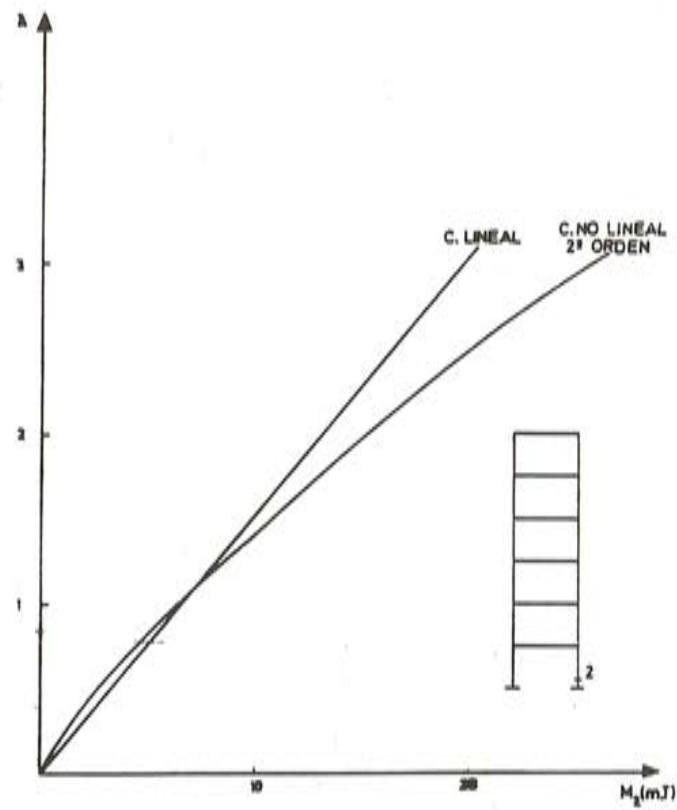


Fig. 17. Esfuerzos obtenidos en el ejemplo núm. 4 en función del factor de carga

4. CONSIDERACIONES FINALES. CONCLUSIONES

Distinguiremos dos tipos de conclusiones: las derivadas del comportamiento estructural y las derivadas de las características del método.

Respecto de las primeras, cabe destacar, una vez más, la influencia que la fisuración del hormigón y la plastificación de hormigón y del acero, tienen, no solo en la distribución de esfuerzos sino también en los desplazamientos de la estructura y, por lo tanto, en los esfuerzos de segundo orden. También hay que decir que, por los ejemplos tratados, que corresponden a un dimensionamiento "normal", tanto por cuantías, como por dimensiones, luces, cargas, etc., no parece frecuente el fenómeno de la inestabilidad global de la estructura, para pórticos regulares múltiples, incluso traslacionales.

El método de análisis propuesto, presenta como características más notables, las siguientes:

1. Es un *método general* de análisis, aplicable a estructuras planas de hormigón armado. Puede ser aplicable, tanto manual como automáticamente; y engloba, de una forma compacta, las no linealidades física y geométrica. Es válido, por consiguiente, tanto en situaciones de servicio como en rotura. Dentro de los estados límites últimos, puede detectar, tanto la inestabilidad parcial o global de la estructura como el agotamiento de alguna sección de la misma.
2. Puede considerarse un *método exacto*, por la forma en que se tratan las no linealidades física y geométrica. Las rotaciones plásticas se tienen en cuenta en todas las secciones en que se producen y no solo en las zonas críticas. En cuanto al segundo orden, se calcula la deformada real de cada pieza y no se hace suposición respecto de la misma.
3. Dado que la matriz de rigidez de la estructura permanece constante en todo el proceso iterativo y es igual a la calculada en régimen lineal, se reduce considerablemente el tiempo de unidad de procesador; lo que incide en *la economía*. Además, se pueden analizar estructuras de barras de gran envergadura, sin la necesidad de nudos suplementarios en las barras, en lo que a la matriz de rigidez se refiere; por lo que cabe destacar su potencia.
4. Para mejorar *la convergencia del proceso* iterativo, puede utilizarse, como matriz de rigidez en la etapa lineal, la deducida incluyendo en la misma el efecto de un axil supuesto, a través de las funciones de estabilidad C y S. Este axil, en casos normales de edificación, es fácilmente calculable por simple reparto isostático de cargas verticales, con un error relativamente pequeño. En este caso, los esfuerzos isostáticos de segundo orden que habrá que introducir, serán los creados por la variación del axil respecto del supuesto. (Es decir, en las expresiones 2, 4 y 7, deberá sustituirse N_j por $\Delta N_j = N_j - N_j$; siendo N_j el axil calculado en la iteración J).
5. Los resultados obtenidos evidencian una sensible coincidencia con el resto de los métodos de tipo general existentes, teniendo como contrapartida una mayor sencillez conceptual y una facilísima adaptación a cualquier programa standard de cálculo matricial.

BIBLIOGRAFIA

- 1.— AGUADO, A. "Estudio del análisis no lineal de estructuras de hormigón, mediante superposición de problemas lineales en deformaciones". Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Barcelona. 1980.
- 2.— AGUADO, A., MURCIA, J. y MARI, A. "Nonlinear analysis of concrete structures by the Imposed Deformations Method. Comparison with experimental results". I.A.B.S.E. Colloquium Delft on "Advanced Mechanics of Reinforced Concrete". University of Delft. Junio 1981.
- 3.— ARENAS, J.J. "Cálculo de soportes de hormigón armado, en teoría de segundo orden". Editores Técnicos Asociados. Barcelona, 1980.
- 4.— CAUVIN, A., MACCHI, G. "Geometric and Material nonlinearities in R.C. Sway Frames" A.C.I. - A.S.C.E. Symposium on Nonlinear Behaviour of reinforced and prestressed Concrete Structures. Houston, 1978.
- 5.— C.E.B. Bulletin d'Information núm. 103. "Flambement, Instabilité". Octubre, 1974.
- 6.— C.E.B. Bulletin d'Information núm. 123. "Manual of Buckling". Diciembre 1977.
- 7.— C.E.B. - F.I.P. Bulletin d'Information no. 124-125. "Code-moèle C.E.B.-F.I.P. pour les structures en béton". 1979.
- 8.— C.E.B. Bulletin d'Information no. 134. "Nonlinear analysis of concrete structures". Abril 1979.
- 9.— COHN, M.Z., GHOSH, S.K. "The flexural ductility of reinforced concrete sections". Report no. 100. Solid Mechanics Division. University of Waterloo. Waterloo, Ontario. Canadá, Noviembre 1971.
- 10.— FURLONG, R.W. "Column slenderness and charts of design" Journal A.C.I. Vol. 68 no. 1, Enero 1971.
- 11.— GRELAT, A. "Comportement non linéaire et stabilité des ossatures en béton armé". Annales I.T.B.T.P. Noviembre 1978.
- 12.— MACCHI, G., SIVIERTO, E. "Deformability of Prismatic R.C. members with rectangular cross sections under combined bending and axial load". Instituto Universitario di Architettura - Venezia. Londres, 1973.
- 13.— MACGREGOR, J.C., HAGE, S.E. "The analysis and design of reinforced concrete frames for stability". Journal of the structural Division, A.S. C.E. Octubre 1977. ST-10.
- 14.— MARI, A. "Análisis de estructuras de hormigón armado y pretensado, en teoría de segundo orden". Tesis Doctoral. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Barcelona. Marzo 1981.
- 15.— MARI, A., CAROL, I., COLOMER, T. "Análisis de elementos comprimidos de hormigón armado. Diagramas de interacción para soportes esbeltos". Publicación ES-05. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Barcelona. Diciembre 1979.
- 16.— MENEGOTTO, M., PINTO, P.E. "Exact analysis of reinforced concrete building frames cycling loadings and stability problems". C.E.B. Bulletin d'Information no. 101. Julio 1974.
- 17.— MURCIA, J. "Reflexiones sobre las bases del análisis de estructuras". Publicación ES-02. Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos. Universidad Politécnica de Barcelona. Diciembre 1979.
- 18.— ROBINSON, FOURE, BOUGLHI. "Le flambement des poteaux en béton armé chargés avec des excentricités différents a leurs extrémités", Annales I.T.B.T.P. Noviembre 1975.
- 19.— WOOD, B.R., BAULIEU, D., ADAMS, P.F. "Column design by P-Delta Method". Journal of the structural Division. A.S.C.E. - Vol. 102 NUST2. Febrero 1976.
- 20.— MARI, A.; MURCIA, J.; AGUADO, A. "Second order analysis of reinforced concrete frames. "Enlarged meeting of C.E.B. Commission II (Structural analysis). Pavía. Octubre 1981.

El laboratorio de ensayo de estructuras en modelo reducido, de la Escuela de Ingenieros de Caminos de Barcelona

Javier OLIVER
Benjamín SUAREZ
Elena BLANCO
Eugenio OÑATE
(E.T.S. Ing. de Caminos de Barcelona)

INTRODUCCION

Es un hecho bien conocido que al plantearse el cálculo de una estructura de cierta complejidad, el ingeniero puede recurrir esencialmente a tres procedimientos diferentes: el cálculo analítico, el análisis numérico, o bien el estudio experimental del comportamiento de la estructura mediante un ensayo en modelo reducido.

Los límites del campo de aplicación de cada método, dependen de diversos factores tales como geometría de la estructura, características de los materiales que la componen, precisión de los cálculos, etc. Soluciones analíticas a problemas de estructuras, sólo existen en aquellos casos en los que las características geométricas y del material de la estructura permiten una integración de las ecuaciones diferenciales que gobiernan su comportamiento. Para los casos en que dichas soluciones no existan, o sean difíciles de obtener, son más adecuados los procedimientos numéricos, tales como el método de los elementos finitos o el de diferencias finitas; pues en general permiten estudiar, aunque sea en forma aproximada, estructuras de forma y propiedades complejas. Finalmente, en aquellos casos en los que se desea visualizar de una forma global el comportamiento de la estructura, o cuando la categoría de la misma exige refrendar de alguna manera los resultados numéricos, es imprescindible realizar un ensayo de un modelo de la estructura a escala reducida.

Ciertamente, el desarrollo exponencial que han experimentado los medios de cálculo en los últimos años, ha tendido a colocar en un segundo plano las técnicas experimentales. La llegada del ordenador y sus enormes posibilidades, junto con el desarrollo de nuevos métodos de cálculo, enfocados esencialmente a su uso en ordenadores digitales, ha originado que la atención de muchos ingenieros proyectistas se concentrara en el uso de procedimientos numéricos para el cálculo de estructuras.

No obstante, pese a la innegable exactitud y sofisticación de los procedimientos de cálculo y diseño actuales, no cabe la menor duda que, en muchos casos, será indispensable utilizar procedimientos alternativos que permitan comprobar, aunque sea cualitativamente, la fiabilidad de los resultados obtenidos por procedimientos automáticos. Sencillas comprobaciones, tales como la del equilibrio estático del conjunto de la estructura o de alguna de sus partes a partir de los resultados del cálculo, o la mera interpretación racional de los mismos comprobando que son físicamente posibles, tendrán que ser prácticamente obligatorias en la actividad cotidiana del ingeniero proyectista de estructuras.

Desde esa perspectiva, el análisis experimental de estructuras en modelo reducido, recobra el papel que le corresponde como una de las pocas alternativas de que dispone el ingeniero, especialista en estructuras, para comprobar las predicciones de los cálculos numéricos.

Para que las técnicas experimentales de ensayo en modelos puedan servir de adecuado complemento a los potentes y rápidos métodos de cálculo existentes, es evidente que tienen que estar dotadas de una gran flexibilidad y de un alto grado de precisión. Para ello es imprescindible que dichas técnicas se aprovechen de los últimos adelantos en los campos de la informática y de la electrónica. Un laboratorio de ensayo de estructuras en modelo reducido, tiene que estar dotado de sofisticados equipos de medida e informáticos, que le permitan realizar ensayos complejos de una forma rápida y precisa.



Fig. 1. Vista parcial del laboratorio

En este artículo vamos a describir las características fundamentales del Laboratorio de Ensayo de Estructuras en Modelo Reducido, de la Cátedra de Estructuras de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos de Barcelona. Este laboratorio fué desarrollado, inicialmente, por el ingeniero suizo H. Hossdorf, en Basilea, Suiza, y se caracteriza principalmente por la total automatización de todos los procesos de carga y de medida. En particular, utiliza un procedimiento de cálculo, desarrollado por H. Hossdorf, que combina el análisis experimental, con el uso del ordenador, para procesar los resultados del análisis del modelo, generando analíticamente superficies de influencia (método híbrido). En el apartado siguiente se presentan, de una forma sucinta, los fundamentos de dicho método de ensayo. A continuación, pasaremos a describir los elementos esenciales del laboratorio y las distintas etapas de que consta un ensayo. Finalmente, en el último apartado, presentaremos un ejemplo reciente de utilización del laboratorio en el análisis de un estructura completa.

2. FUNDAMENTOS DEL METODO HIBRIDO DE ENSAYO

El método de ensayo utilizado consiste, en esencia, en aplicar repetidamente al modelo una carga puntual, en un número suficiente de puntos, de manera que midiendo, para cada carga aplicada, una serie de efectos en el modelo, sea posible construir la superficie de influencia de cada uno de dichos efectos en la estructura real (o prototipo).

Una vez obtenidas dichas superficies de influencia, se pueden utilizar para determinar, a posteriori, la respuesta del prototipo ante cualquier tipo de carga, mediante la sencilla aplicación del principio de la superposición. Evidentemente, este procedimiento lleva implícito el carácter elástico del ensayo, y presupone en todo instante una relación lineal entre acciones y efectos.

La base del éxito de este método de ensayo se encuentra, como es lógico suponer, en la total automatización de los procesos de carga y medición. Esto permite trabajar con un número prácticamente ilimitado de puntos de carga y medida; lo que representa una gran ventaja con respecto a los procedimientos de ensayo clásicos. Así pues, en poco tiempo y con gran precisión, pueden efectuarse gran cantidad de lecturas, cuyos resultados, almacenados por el ordenador, permiten obtener los coeficientes de la matriz de influencia. Esta matriz será la base de los cálculos numéricos, para el estudio posterior de la respuesta de la estructura a diversas acciones.

Por consiguiente, se puede afirmar que la diferencia fundamental entre éste y otros métodos de ensayo no automáticos o semiautomáticos, estriba, en primer, lugar, en la flexibilidad, rapidez y precisión de los procesos de carga y de medida; y en segundo, en la facilidad de poder estudiar el comportamiento del prototipo a posteriori (incluso una vez desmontado el modelo) frente a los más diversos tipos de carga.

Siguiendo la nomenclatura de Hossdorf, (1), al método de ensayo que se está describiendo se le denominará "híbrido", en el sentido de que combina el análisis experimental (para obtener la matriz de influencia), con el posterior tratamiento numérico de la misma, a bajo costo. Recalcamos de nuevo que, en el método híbrido, la información obtenida durante el ensayo queda almacenada; lo que permitirá al ingeniero obtener, en cualquier momento, una rápida respuesta del prototipo frente a solicitaciones normalmente no previstas, sin necesidad de efectuar un nuevo ensayo.

3. DESCRIPCION DEL LABORATORIO

A efectos de su descripción, se podría considerar el laboratorio constituido por:

- 3-1) Mesa de ensayo.
- 3-2) Dispositivos de carga.
- 3-3) Dispositivos de medida.
- 3-4) Dispositivos de control.

3.1. Mesa de Ensayo

La mesa de ensayo está formada por perfiles en I, que constituyen una base muy rígida sobre la que se asentarán los modelos que se vayan a ensayar.

3.2. Dispositivos de Carga:

- a) Un puente-grúa móvil, que sirve para aplicar cargas puntuales verticales, con una precisión de colocación de la carga de ± 0.2 mm. Este puente-grúa está dotado de movimiento en dos direcciones (x, y) y se posiciona controlado por un ordenador (en la actualidad un HP 2116B). También, si se desea, puede accionarse manualmente. La carga aplicable puede variarse desde 5 a 60 kgs, con incrementos de 1 kg.
- b) Gatos neumáticos de accionamiento manual, o automático por el ordenador, que sirven para aplicar cargas en cualquier dirección o movimientos impuestos a la estructura, como, por ejemplo, descensos de apoyos.

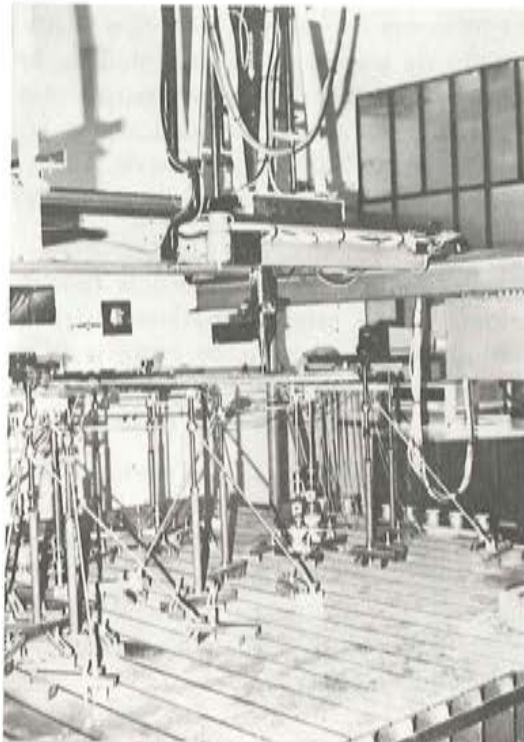


Fig. 2. Vista general de la mesa de ensayo y del puente grúa

3.3. Dispositivos de medida

En un ensayo de un modelo reducido, se pretende medir, fundamentalmente, tres tipos de efectos.

- a) Deformaciones, y en consecuencia tensiones, para lo que se utilizan strain-gauges (o bandas extensométricas) de diversos tipos.
- b) Reacciones o fuerzas, mediante dinamómetros o células de carga.
- c) Flechas y corrimientos, empleando para ello deflectómetros.

Todas las medidas eléctricas que conlleva la utilización de estos elementos, se realizan con un voltímetro digital integrador, con una sensibilidad de medida de 10^{-6} voltios.

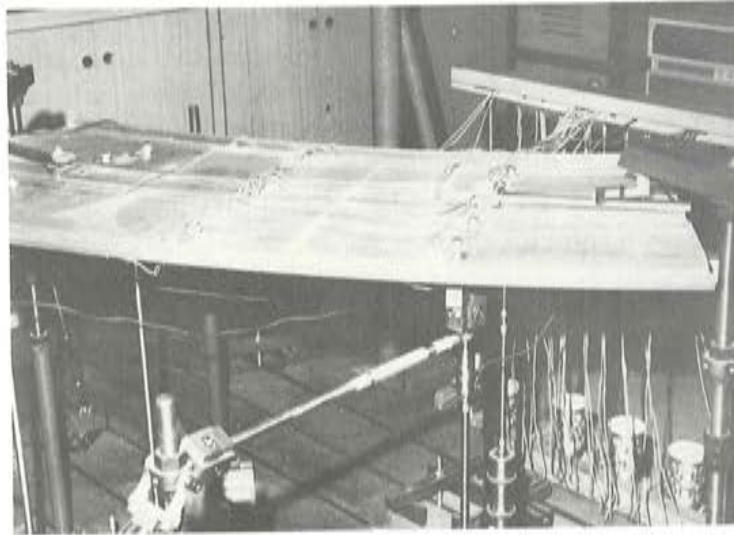


Fig. 3. Detalle de elementos de medición eléctrica

3.4. Dispositivos de control:

- El control del puente grúa, mediante el cual se aplican las cargas puntuales verticales, lo realiza el ordenador del equipo a través de un cuenta vueltas de alta precisión.
- El control de los dispositivos de carga neumática, lo realiza el ordenador a través de un distribuidor de canales neumáticos, con una capacidad de 60 canales independientes.
- El control de los efectos eléctricos que hay que medir, lo realiza el ordenador a través de un distribuidor de canales eléctricos (SCANNER), con una capacidad de 100 canales independientes, que permite, asimismo, controlar la tensión de trabajo de los distintos elementos de medición, en grupos de 10.

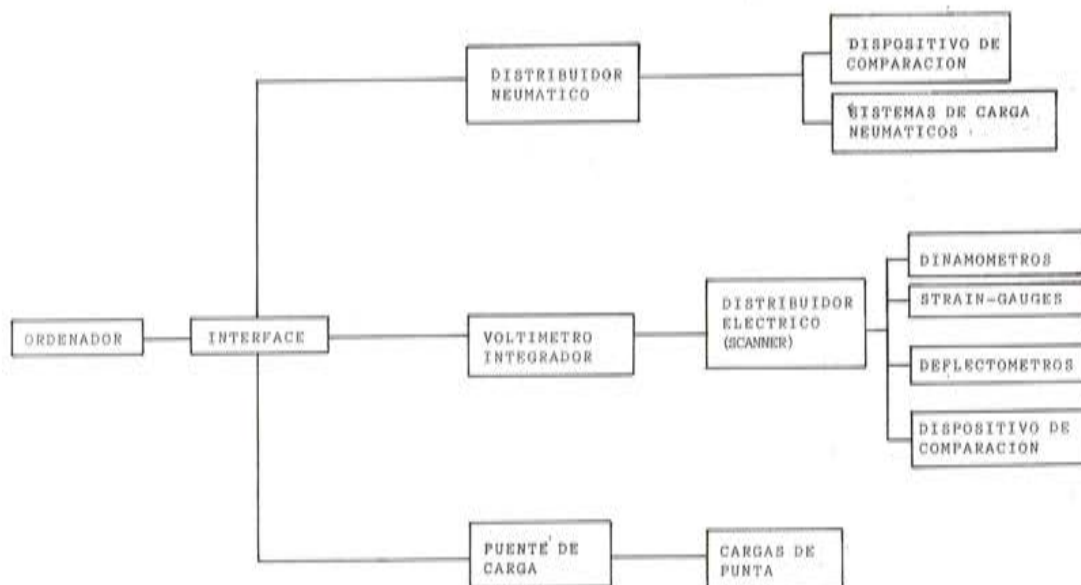


Fig. 4. Descripción del laboratorio de ensayo de estructuras, en modelo reducido

Finalmente, el equipo lleva incorporado un dispositivo automático de comparación, accionado neumáticamente, cuya función es, entre otras, controlar la calibración de los distintos elementos de medición de deformaciones, fuerzas y corrimientos. (En el apartado 5 se darán más detalles sobre su funcionamiento).

Entre el ordenador y los periféricos, va acoplado un adaptador (Interface) que hace posible la conversación entre los mismos.

Un esquema de los elementos del laboratorio puede verse en la figura 4.

4. DESCRIPCION DEL ENSAYO

El proceso de ensayo se desarrolla según los siguientes pasos (véase figura 5):

- 1) Se proporcionan al ordenador las características físico-geométricas del modelo y del prototipo, así como la posición de los puntos de carga y medida.
- 2) Se procede a efectuar el número de ciclos de carga correspondiente, realizando para cada uno de ellos los siguientes pasos:
 - a) El ordenador da una orden de posicionamiento al puente-grúa, que lo lleva al punto de carga deseado.
 - b) Antes de aplicar la carga, se efectúa todo el proceso de medición, que se describe en c).
 - c) Proceso de medición: El ordenador da la orden de medición al distribuidor eléctrico (SCANNER), que efectúa un lazo, sobre los distintos canales eléctricos de medición.

El voltímetro integrador realiza la medición para cada canal, que es transformada, de su valor analógico a uno digital, por medio del Interface; tras lo cual dicho valor se almacena en disco.
 - d) El ordenador establece una orden de carga, que acciona la carga de punta, o la carga neumática, según corresponda, y asimismo el dispositivo de comparación.
 - e) Se repite el proceso de medición descrito en el punto c).
 - f) El ordenador efectúa la diferencia entre cada dos valores eléctricos, medidos antes y después de la carga. Los transforma consecuentemente, mediante las relaciones de comparación magnitud física/magnitud eléctrica y las relaciones de semejanza modelo/prototipo, para obtener las tensiones, fuerzas, desplazamientos, etc., del prototipo, que almacenará en el disco.
- 3) El conjunto de operaciones descrito en el apartado 2), se repite para cada ciclo de carga.
- 4) Con los resultados de todos los ciclos de carga, el ordenador construye la matriz de influencia de cada uno de los efectos que deseen conocerse en los puntos de medida.
- 5) Mediante la matriz de influencia, puede estudiarse la respuesta del prototipo, frente a distintos tipos de acciones. Para ello se hace uso de un programa de ordenador escrito al respecto. Los resultados del análisis pueden presentarse en forma gráfica, por medio de una pantalla-gráfica, lo que facilita su interpretación.

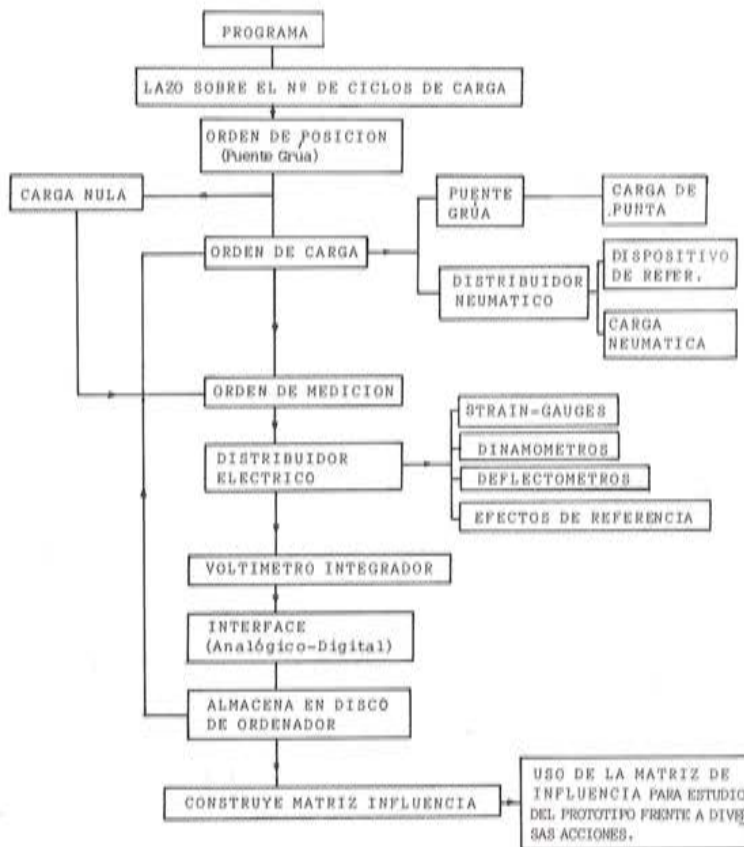


Fig. 5. Proceso de ensayo

5. DESCRIPCION DEL DISPOSITIVO DE COMPARACION

Vamos a detenernos a explicar, con un cierto detalle, el dispositivo automático de comparación al que hicimos referencia en el apartado 3.4, pues consideramos que es una de los elementos más peculiares del laboratorio.

El objetivo de dicho dispositivo es eliminar las influencias perturbadoras que puedan alterar el resultado del ensayo (tales como la temperatura, tiempo de medición, fatiga del material, etc.), así como comprobar en todo momento que la marcha del mismo es correcta.

El método seguido estriba, simplemente, en establecer una relación entre una magnitud conocida y una magnitud buscada. Para aclarar conceptos tomemos, por ejemplo, como magnitud buscada, el valor de las tensiones en el modelo. Para obtener dicho valor es preciso, en primer lugar, medir las deformaciones en el modelo, por medio de bandas extensométricas (strain-gauges). Una vez conocidas las deformaciones, multiplicándolas por el módulo de elasticidad del material se determinarían las tensiones.

Ahora bien, el módulo de elasticidad de los materiales varía con el tiempo, con la temperatura y con los ciclos de carga realizados; luego si se determinan directamente las tensiones a través de las deformaciones medidas, en cada lectura se obtendrán valores diferentes.

Para efectuar la comparación, se utiliza un dispositivo automático controlado neumáticamente. Al aplicar una carga sobre el modelo, actúa simultáneamente una carga perfectamente calibrada, sobre una pieza isostática del mismo material que el modelo, colocada en el dispositivo comparador. En consecuencia, se puede conocer exactamente, aplicando los principios de la Resistencia de los Materiales, la tensión en cualquier punto de la pieza isostática

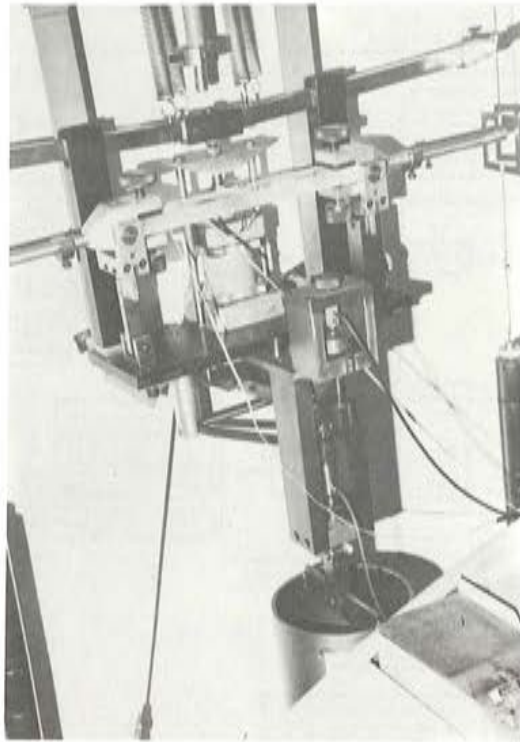


Fig. 6. Dispositivo de comparación

del dispositivo comparador. Si en uno de estos puntos se coloca una banda extensométrica y se mide la deformación en dicho punto, se puede establecer, para cada punto de medida del modelo, la relación:

$$\sigma_m = \frac{\epsilon_m}{\epsilon_c} \sigma_c$$

donde: σ_m = tensión en el modelo
 ϵ_m = deformación en el modelo
 ϵ_c = deformación en la pieza del comparador
 σ_c = tensión en la pieza del comparador

Puesto que se conocen los valores ϵ_m y ϵ_c (medidos eléctricamente) y el valor σ_c (determinado analíticamente), ahora queda determinada la tensión en cada punto de medida del modelo.

Como además existe una relación de proporcionalidad entre la deformación de la banda extensométrica y la variación de la diferencia de potencial medida en el canal eléctrico correspondiente, la relación anterior puede transformarse en:

$$\sigma_m = \frac{\Delta V_m}{\Delta V_c} \sigma_c$$

donde: σ_m = tensión en el molde;
 ΔV_m = variación de diferencia de potencial en la banda del modelo;
 ΔV_c = variación de diferencia de potencial en la banda de la pieza del comparador;
 σ_c = tensión en la pieza del comparador;

que es la operación que realmente realiza el ordenador. Puede observarse que en esta relación no interviene el módulo de elasticidad E del material; con lo cual se han eliminado, automáticamente, todos los errores debidos a la variación del mismo (temperatura, tiempo, fatiga), con la única condición de que el material del modelo y el de la pieza isostática colocada en el comparador sea el mismo.

De igual manera se procede para hallar los valores de las reacciones, flechas, etc., comparando siempre la variación de la diferencia de potencial medida en cada uno de los dispositivos medidores del modelo, con la obtenida en la pieza del comparador bajo la acción de una fuerza, flecha, etc., perfectamente conocida.

De todo esto se desprende que es muy importante que las acciones en el comparador estén muy bien calibradas. Por esta razón, en cada ciclo de carga del ensayo, el ordenador proporciona información sobre la relación, entre los valores teóricos que deberían tener dichas acciones y los valores realmente medidos; debiendo ser dicha relación exactamente la unidad, o estar muy próxima, a la unidad.

También, en cada ciclo de carga, el ordenador realiza una comprobación de equilibrio sobre el modelo, proporcionando una relación, entre la suma de las reacciones medidas y las cargas aplicadas, que también en este caso debe ser aproximadamente igual a la unidad.

Estas referencias permiten determinar, en todo momento, si el proceso de carga y de medición ha sido correcto o si, por el contrario, ha existido un factor de perturbación que hará necesario repetir un determinado ciclo de carga.

6. EJEMPLO DE UTILIZACION DEL METODO HIBRIDO. ENSAYO DEL TABLERO DE UN PUENTE URBANO, EN BASILEA (SUIZA)

Se describe a continuación el ensayo realizado en el Laboratorio de Estructuras, de la Escuela Técnica Superior de Ingenieros de Caminos, Canales y Puertos, de Barcelona, sobre un modelo del tablero del puente ZEUGHAUSBRUCKE, correspondiente a un tramo del proyecto GELLERDREIECK, ETAPPE 2B, que va a construirse en el cantón de BASEL-STADT (Suiza). El ensayo se efectuó durante los meses de Febrero y Marzo de 1981.

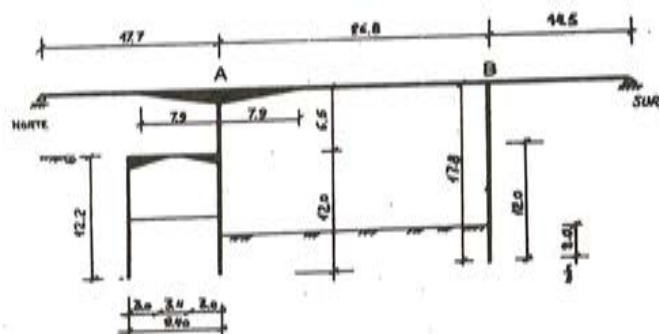


Fig. 7. Zeughausbrucke - sección longitudinal

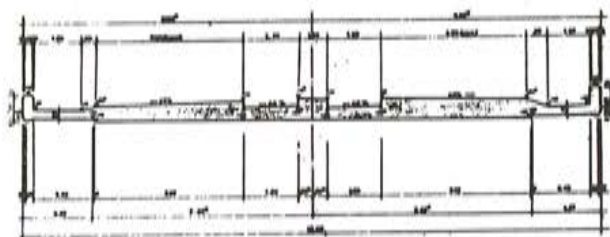


Fig. 8. Zeughausbrucke - sección transversal del tablero

La estructura completa es de tipo porticado, de planta curva, y consta en su parte superior de un tablero de losa maciza, de canto variable, con dos calzadas para circulación rodada y una zona central destinada a tráfico de tranvías. En la figura 7 se presenta un alzado longitudinal de todo el puente, y en la figura 8 la sección transversal del tablero.

Se deseaba efectuar un ensayo elástico, complementario del cálculo numérico, que se había realizado previamente, para analizar el estado de tensiones en la *sección central del vano intermedio superior, entre los puntos A y B (véase figura 7)*. Esta sección se consideraba como crítica y se deseaba estudiarla variando, además, los grados de empotramiento en la zona de apoyos.

El material que se va a emplear en la construcción del puente es hormigón armado, de módulo de elasticidad $E: 250.000 \text{ kg/cm}^2$.

Para la ejecución del modelo se eligió, por sus idóneas características físicas, metacrilato de módulo de elasticidad $E: 40.873 \text{ kg/cm}^2$. Se adoptó una escala 1:40 que permitió la obtención de una placa de dimensiones aceptables (0.49 x 1.12 m de media) para la carga y la medición, manejable y de costo adecuado.

En la geometría de la placa se hicieron algunas simplificaciones geométricas, de pequeña magnitud, con respecto al proyecto (sustitución de las clotoides por circunferencias, etc.), admitiendo una tolerancia en las dimensiones de 0.2 mm.

DESCRIPCION DE LAS ACCIONES

a) Acciones Verticales:

Sobre la parte superior del modelo, se situaron 64 puntos de carga, distribuidos según las direcciones radial y circunferencial. La distancia entre puntos fué de $1/8$ de la luz, radial y circunferencial, salvo para los inmediatamente próximos a los apoyos en los que fué $1/16$ de la luz.

Dicha distribución, permitió cubrir la superficie de modo conveniente para obtener la matriz de influencia del tablero (véase figura 9).

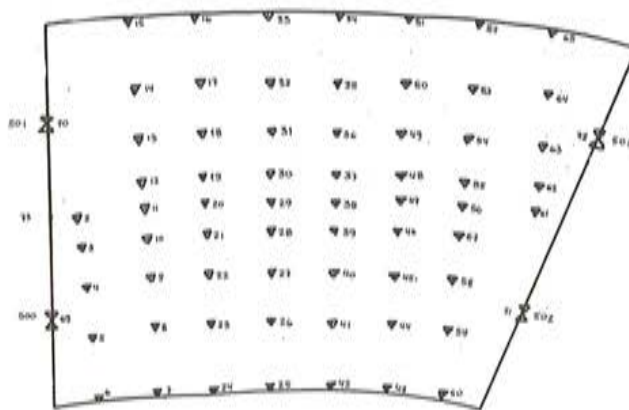


Fig. 9. Zeughausbrucke - puntos de carga

b) Momentos en los apoyos:

Puesto que el modelo fué construído físicamente como bi-apoyado, interesaba conocer los efectos que la continuidad con los demás vanos del puente producía sobre la parte estudiada del mismo.

A tal efecto, se consideraron dos acciones que produjeran un momento conocido sobre los apoyos. Dichas acciones consistieron en aplicar una carga puntual, vertical, a una pieza metálica rígidamente unida a la línea de apoyos (véase figura 10).

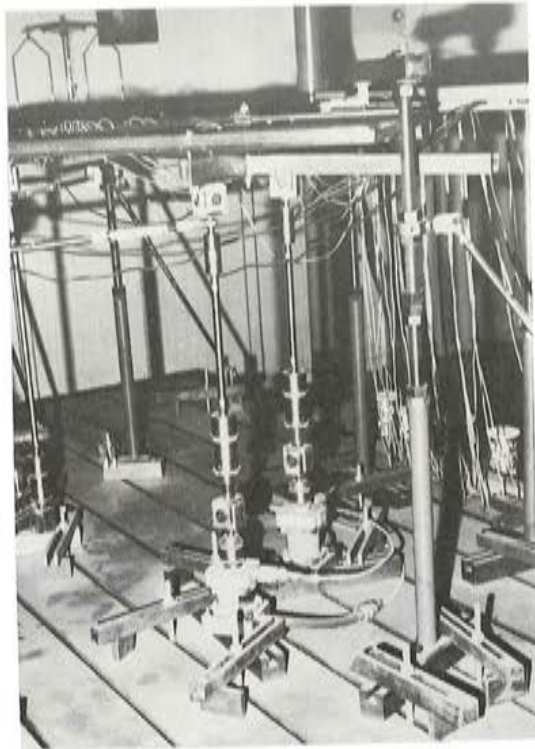


Fig. 10. Vista del dispositivo para aplicación de momentos sobre los apoyos y de los gatos neumáticos.

c) Descenso de apoyos:

Se consideraron dos acciones, consistentes en descensos verticales en los apoyos, que fueron conseguidos mediante gatos neumáticos con un recorrido controlado hasta 0,1 mm.

DESCRIPCION DE LOS EFECTOS

a) Tensiones:

A efectos de medición de las tensiones, se fijó una sección transversal para el estudio de las mismas, situada aproximadamente a la mitad de la luz del tablero. Sobre dicha sección se eligieron trece puntos característicos, que permitieran una buena definición de la distribución transversal de tensiones (véase figura 11).

En cada uno de estos puntos se colocaron dos bandas extensométricas, una en la cara superior y otra en la inferior, que permitían conocer la distribución de tensiones a lo largo del canto.

Dado que no existía la certeza de que la sección estudiada fuera la más desfavorable, se colocaron otras cuatro bandas extensométricas, según la dirección circunferencial de la estructura y en la parte inferior de la misma, lo que hizo posible obtener información sobre la variación de las tensiones en diferentes secciones de estudio.

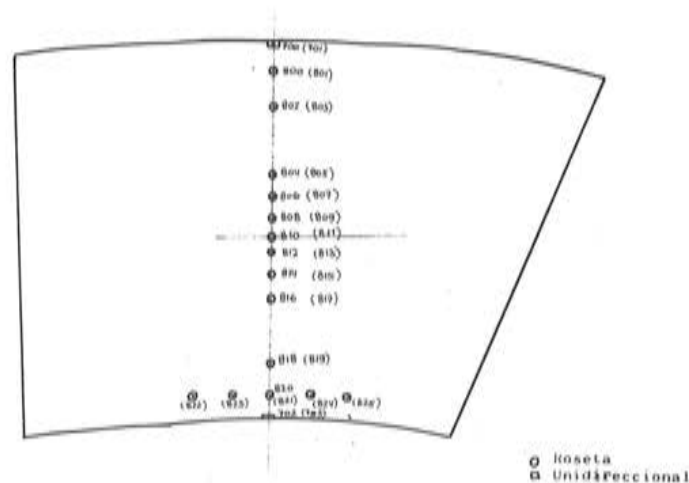


Fig. 11. Zeughausbrucke - puntos de medida

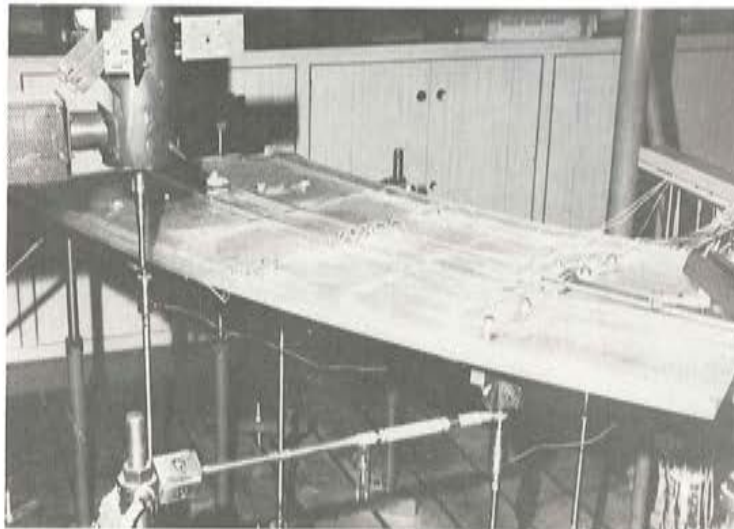


Fig. 12. Vista general del modelo dispuesto para el ensayo

En total se colocaron veintiseis bandas tridireccionales (rosetas) y cuatro unidireccionales, que totalizaron 82 tensiones medidas.

b) Reacciones:

En cada uno de los cuatro pies derechos que sostenían el modelo, se colocó una célula de carga para medir las reacciones en dichos puntos.

c) Giros:

Con el fin de introducir, en el tratamiento numérico posterior de los resultados, los efectos de los diferentes grados de empotramiento en los apoyos, se midió el giro producido en éstos por las distintas acciones. Dicho giro se calculó a través de la flecha (medida mediante un deflectómetro eléctrico) que se producía en el extremo de una barra rígida, solidaria con la línea de apoyos y perpendicular a la misma.

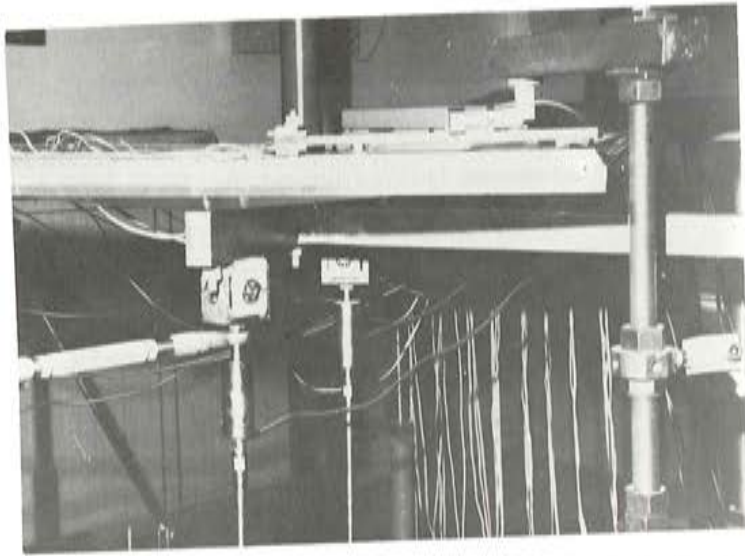


Fig. 13. Deflectómetro eléctrico y dispositivo para medición de giros

SUJECION DEL MODELO:

El modelo fué apoyado sobre cuatro pies derechos, situados dos de ellos en cada línea de apoyo del puente.

Los pies derechos estaban convenientemente solidarizados con la mesa de ensayo, mediante barras de arriostramiento que impedían cualquier movimiento de los mismos. La conexión de los pies derechos con el modelo, se hizo a través de un rótula bidireccional que aseguraba que el apoyo no transmitía al modelo ninguna reacción horizontal.

En cada uno de los pies derechos, fué incorporado un tornillo micrométrico que permitía la perfecta nivelación del modelo.

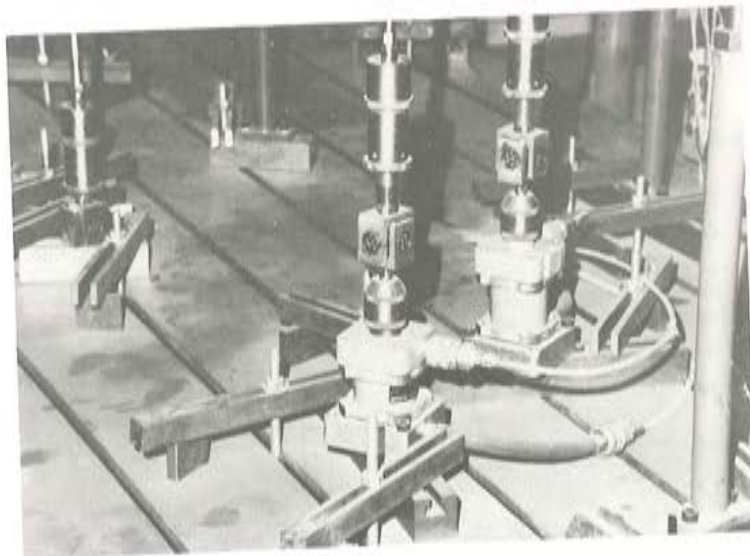


Fig. 14. Sujeción de los pies derechos a la mesa de ensayos, tornillos micrométricos y gatos neumáticos.

RESULTADOS DEL ENSAYO

Partiendo de la información obtenida del ensayo del modelo y almacenada en el ordenador, se estudiaron, a continuación, los efectos producidos sobre la estructura por varios trenes de carga y las combinaciones de los mismos más desfavorables.

En la figura 15 se presenta la distribución de tensiones longitudinales, en la cara inferior del tablero en la sección de estudio (véase figura 11), para un caso de carga de los estudiados. En la figura 16 se muestra la línea de influencia de la reacción vertical en el apoyo 501, cuando una fuerza unidad recorre la línea definida por los puntos 2, 11, 20, ..., 61.

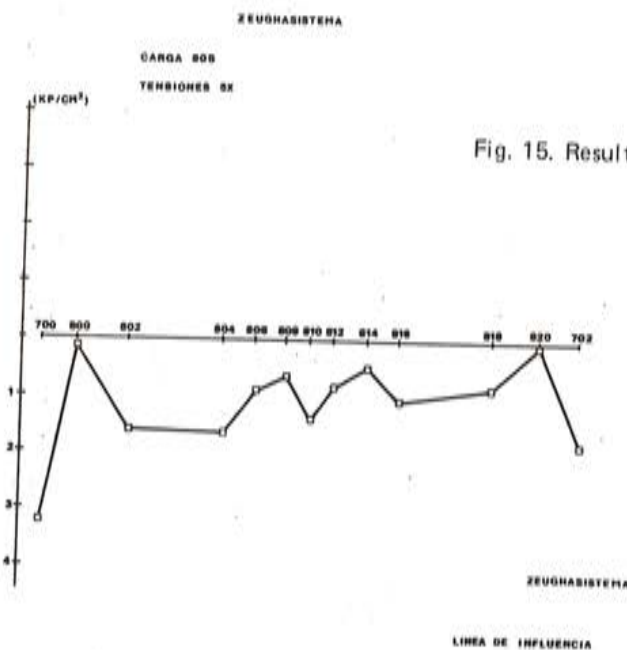


Fig. 15. Resultados del ensayo

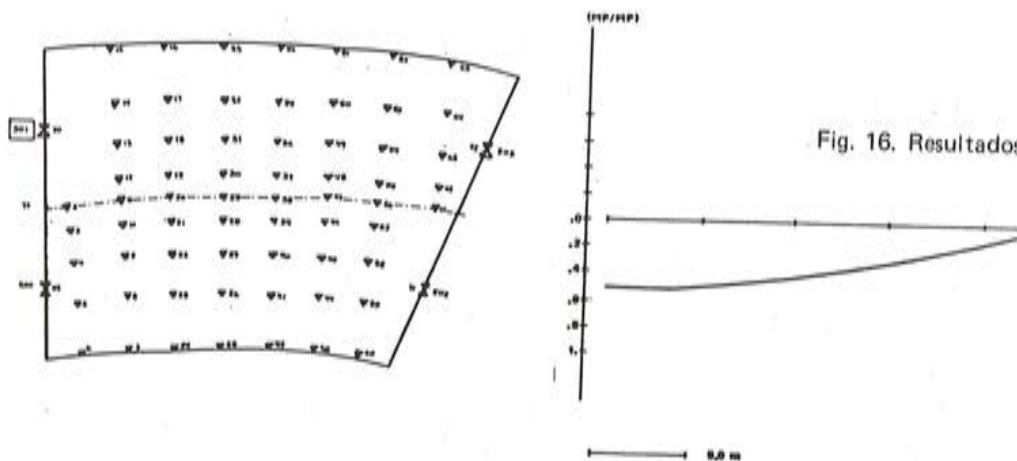


Fig. 16. Resultados del ensayo

REFERENCIA

1 Hosdorf Heinz. Modelos Reducidos. Método de cálculo. Instituto Eduardo Torroja, 1972.

Realizaciones de edificios industrializados mediante piezas prefabricadas de hormigón pretensado

Manuel Burón Maestro
Angel Ortiz Bonet

“Un día tuve la idea de que si bien no se podía obligar al hormigón a seguir sin rotura, la deformación de acero, se podía, al contrario, imponer al acero la deformación del hormigón. Para ello bastaría someter al conjunto de las armaduras a una tensión total más elevada que toda tracción ulterior de manera que el hormigón se encontrara permanentemente comprimido”. Con estas palabras el ingeniero Eugenio Freyssinet trataba de explicar como alumbró la idea del hormigón pretensado. Cuando este hombre, artesano y genial, decidió en Octubre de 1928, siguiendo sus propias palabras, “consagrar sin reserva de ninguna suerte, todo lo que pudiera disponer de fuerzas, medios y crédito, al objeto de hacer del principio del pretensado una realidad industrial y renunciar enteramente a cualquier otra actividad” ponía en las manos de las futuras generaciones de proyectistas y constructores más que una poderosa herramienta, o una técnica depurada, un nuevo, útil y hermoso material.

En nuestro país las ideas de Freyssinet arraigan bien pronto y un buen número de prestigiosos ingenieros, nuestros maestros, andan la senda abierta por aquel.

El Ingeniero de Caminos, Francisco Fernández Conde es el primer introductor del pretensado en España y primer concesionario de Freyssinet en este país. A partir de 1944 prefabrica, en la fábrica de PACADAR en Madrid, elementos pretensados de todo tipo.

Son estos elementos, el arranque de la industria de la construcción mediante piezas prefabricadas de hormigón pretensado, que se desarrolla fundamentalmente en la realización de edificios industriales y de edificios cuya ejecución total o parcial sigue un programa seriado.

El edificio industrial exige, generalmente, una tipología estructural cuyas características más usuales son:

- a) Diafanidad en planta. Mínima interferencia entre el sistema estructural y el espacio útil.
- b) Espacios funcionalmente versátiles. Concentración de las funciones resistentes en elementos que condicionen lo menos posible la configuración de la industria.

c) Existencia de cargas importantes.

En la construcción de este tipo de edificios suelen darse, en muchos casos, las siguientes circunstancias:

a) Construcción de superficies extensas.

b) Ritmo rápido de ejecución que aminora los plazos de implantación de la industria.

c) Exigencia de un elevado nivel de calidad.

Usualmente el diseño de edificios industriales es muy exigente, especificándose condiciones tales como:

a) Altas resistencias de los elementos estructurales al fuego.

b) Exigencia de gran número de elementos fijados a la estructura principal. Necesidad de obtener un posicionamiento perfecto en aquellos, con tolerancias mínimas.

c) Alta capacidad portante en puntos concretos de la estructura, que deberá resolverse con dimensiones mínimas del elemento estructural.

Los edificios concebidos para realizarse según un programa seriado, es decir, de un modo repetitivo, o dentro de un plan de actuación que preve la ejecución de un alto número de edificios de idéntico o análogo uso, o bien aquellos en los que parte del diseño se basa en la utilización repetitiva de un cierto número de elementos, suelen caracterizarse frecuentemente por algunos de los aspectos siguientes:

a) Estar dotados de una tipología estructural que permita adaptar las líneas generales del programa al caso singular y concreto de cada uno de los edificios incluidos en él.

b) Como consecuencia del apartado anterior aparecen plantas exentas, en lo posible, de elementos estructurales y, por ello, se manejarán cargas importantes.

c) Necesidad de dimensionar elementos muy esbeltos, dentro de las esbeldades habituales en la edificación, a pesar de estar fuertemente solicitados.

d) Breve plazo de ejecución, objetivo usual y lógico de los programas seriados, que facilita el mantenimiento de los costes de ejecución dentro de los previstos.

e) Exigencia de un elevado nivel de calidad, contrastado con el adecuado control de calidad que se suele establecer como una de las bases de estos programas de construcción.

f) Composición de los edificios mediante elementos repetitivos pero abiertos, que posibiliten la variedad compositiva precisa para obtener edificios diversos y adaptables a distintas hipótesis de diseño.

El hormigón pretensado es un material perfectamente adecuado para obtener las prestaciones que la resolución de estos edificios exige. Nos permite utilizar el hormigón de manera que, sin perder las ventajas propias de este material —por ejemplo la resistencia al fuego— conseguiremos dimensionar elementos resistentes en los que se combine la potencia necesaria con la esbeltez requerida. Cubriremos luces importantes con cantos estrictos, controlando las deformaciones dentro de márgenes mínimos y consiguiendo rigurosas condiciones de fisuración. Todo ello de un modo económico.

El pretensado es una técnica fundamentalmente industrial, exige las instalaciones fijas necesarias para tensar los torones y mantenerlos a la tensión adecuada mediante su anclaje a otros elementos (las cabezas de los bancos de pretensado) hasta que las piezas sean hormigonadas y el hormigón alcance la resistencia necesaria para efectuar la transferencia de tensión. Es decir el pretensado exige la prefabricación.

La prefabricación en instalaciones fijas, auténticas fábricas, permite trabajar con materiales de altas características resistentes refrendados por un riguroso control de calidad. Disponer de métodos de trabajo de precisión industrial y la posibilidad de obtener altos rendimientos en la producción de piezas que se repiten durante varias series, junto con el diseño de uniones que faciliten un montaje sencillo, rápido y versátil de las diversas piezas que constituirán la estructura acabada, hacen que la industrialización y la utilización de piezas prefabricadas de hormigón pretensado sea un modo de dar respuesta adecuada a todos y cada uno de los aspectos que, enumerados anteriormente, caracterizan la construcción del tipo de edificios a que nos hemos referido.

Una buena parte de Proyectistas y Constructores han confiado a PACADAR la prefabricación de muchos de estos edificios. Gracias a estas personas se han realizado las obras que vamos a mostrarles a Vds. y hemos enriquecido nuestra propia experiencia de fabricantes de piezas de hormigón pretensado.

Del análisis de estas obras, en las que la variedad de diseños utilizados es muy amplia, podemos obtener un resumen tipológico, tanto de elementos como de sistemas estructurales, que encuadra el marco en que se desarrolla la industrialización abierta de este tipo de edificios.

TIPOLOGIA DE LOS ELEMENTOS

a) pilares: (fig. nº 1).

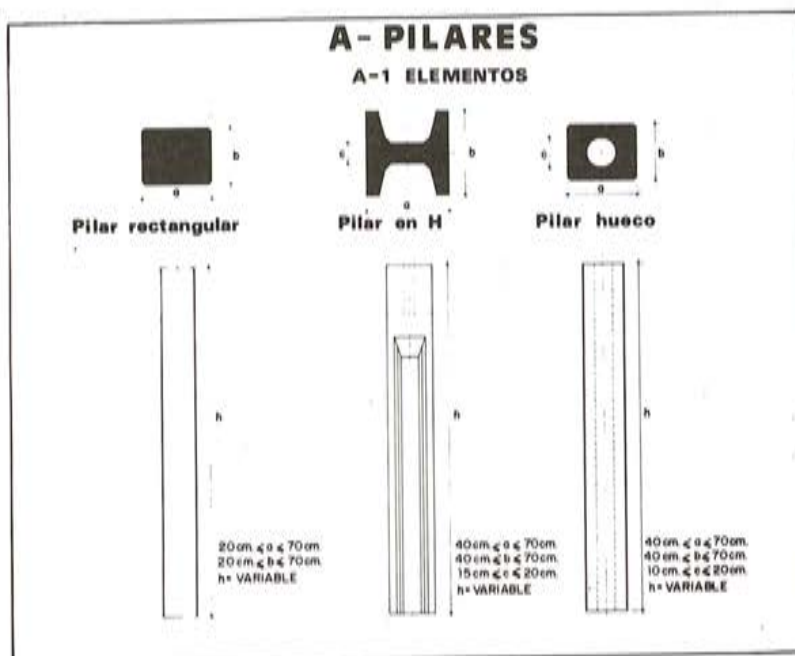


Fig. 1. Tipos de Pilares.

Los pilares suelen ser de sección rectangular, las esbadrías varían generalmente entre los 20 cm y los 70 cm.

El diseño de pilares en forma de H (hache) permite alojar la bajante en el espacio existente entre las alas, con lo cual aquella puede quedar disimulada. En estos pilares se suele necesitar macizar la sección en los puntos en que apoyan jácenas.

La utilización de pilares de sección hueca permite alojar la bajante en el interior, si bien esto conlleva a aumentar, generalmente mediante ménsulas, la cabeza del pilar para conseguir la superficie necesaria para el apoyo de las jácenas.

En general se suele preferir el diseño de sección rectangular y resolver la integración estética de la bajante en el conjunto del edificio sin necesidad de recurrir a las otras secciones.

Generalmente los pilares se arman con armaduras pasivas, si bien por encima de 12 m. las tensiones que se producen durante la manipulación, transporte y montaje, hacen aconsejable disponer armaduras de pretensado de modo que se pueda introducir una fuerza de compresión de 30 kg/cm² a 60 kg/cm² y evite la aparición de fisuras.

Es de destacar el error, que con cierta frecuencia hemos observado que se comete, de calcular los pilares de estructuras isostáticas y translacionales con longitud de pandeo igual a la longitud real del pilar. En este tipo de estructuras y en función de la configuración estructural y de la disposición de las cargas a lo largo del pilar, es usual que la longitud de pandeo alcance valores cercanos al doble de la longitud real.

La resistencia al fuego, por alta que se necesite, es muy fácil de conseguir en los pilares. En este sentido, son preferibles las secciones rectangulares a las secciones en H.

b) Jácenas: (fig. n° 2).

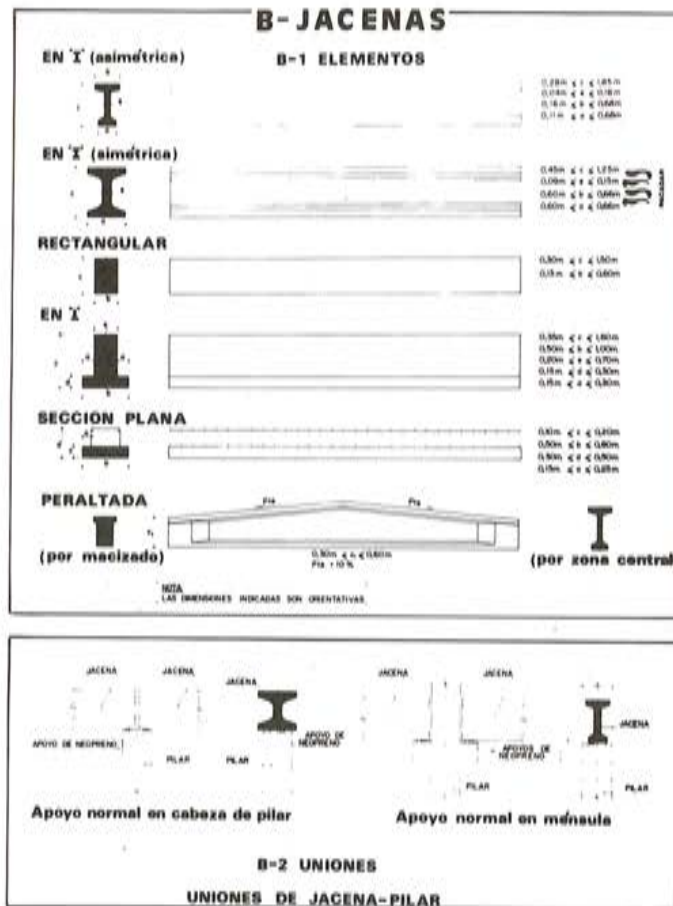


Fig. 2. Tipos de Jácenas.

La sección en I (doble te) es la más usual; generalmente las jácenas son pretensadas y es de todos conocido el buen rendimiento que ofrece dicha sección.

Siempre que el elemento que apoya en la jácena permite dotar a ésta de una cabeza de compresión hormigonada en obra, se disponen horquillas salientes de la jácena para resistir los esfuerzos rasantes que se producirán en la unión y contar con la sección compuesta de viga prefabricada más cabeza de compresión.

En el diseño de estas secciones se tiene especial cuidado en considerar correctamente los esfuerzos localizados que aparecen en los puntos de apoyo y que, algunas veces, dimensionan el armado de las alas y del alma en la zona afectada.

La sección rectangular es la más empleada cuando el armado de la pieza se realiza, todo él, con armaduras pasivas. Cuando es necesario pretensar estas secciones, el rendimiento obtenido es inferior al de las secciones en I. La sección rectangular se puede usar, en cambio, para aquellos casos en que los esfuerzos localizados en puntos de apoyo (tanto de la jácena, como sobre la jácena) son determinantes.

Con mucha frecuencia se recurre a aprovechar las ventajas de la sección en I y la rectangular, diseñándose piezas cuya sección fundamental es I y que se macizan en las zonas en que la sección rectangular resulta más adecuada.

La sección en \perp (te invertida) se utiliza fundamentalmente para obtener el canto de estructura mínimo.

En los casos en que el apoyo de otros elementos estructurales sobre la jácena se realiza en pocos puntos, la utilización de la sección en I (doble te) resuelve también el problema de conseguir el canto de estructura mínimo, adecuando el ala inferior de la sección I y la forma del extremo del elemento que apoya, para que éste descansa sobre el ala inferior de aquella.

Las secciones planas (conocidas como "suelas"), son utilizadas para conseguir el canto de estructura mínimo en forjados. Estas secciones en sección simple son una "suela" de hormigón fuertemente pretensada y con la armadura transversal saliente incorporada; se complementan con el hormigón "in situ" del alma y de la cabeza de compresión.

Longitudinalmente, cuando hay que dar pendiente a la cubierta con la propia jácena, pueden utilizarse alturas de pilares diferentes o mantener constante ésta y utilizar jácenas peraltadas. Estas piezas exigen importantes vuelos en manipulación, transporte y montaje, con objeto de contar con la suficiente seguridad frente al riesgo de vuelco. Esto hace necesario disponer armaduras importantes en la parte superior de las jácenas e incluso, para longitudes del orden de los 30 m, es aconsejable disponer también un pretensado superior.

La resistencia al fuego requerida puede conseguirse fácilmente, si bien para resistencias altas suele ser necesario elevar ligeramente los espesores de las almas de las secciones en I, por encima de los estrictamente necesarios desde el punto de vista mecánico.

El apoyo de las jácenas en los pilares a lo largo de éstos, suele realizarse sobre ménsulas que pueden ocultarse en el canto de la viga si ésta se apoya en cuatro.

La unión jácena-pilar puede materializar un apoyo fijo, un apoyo con libertad de desplazamiento en una dirección, un empotramiento, o un apoyo en el que se da continuidad a la jácena con otra adyacente. En todos los casos existe, con carácter definitivo o de montaje, un apoyo de neopreno. Es muy importante disponer este apoyo, ya que además de facilitar los movimientos propios de la estructura sirve de elemento posicionador de las cargas que se transmiten de un elemento estructural a otro.

El correcto dimensionamiento de los detalles de apoyo, ménsulas y apoyos en cuatro es fundamental para el correcto comportamiento de la estructura y siempre han sido objeto de especial atención.

c) Forjados: (fig. nº 3).

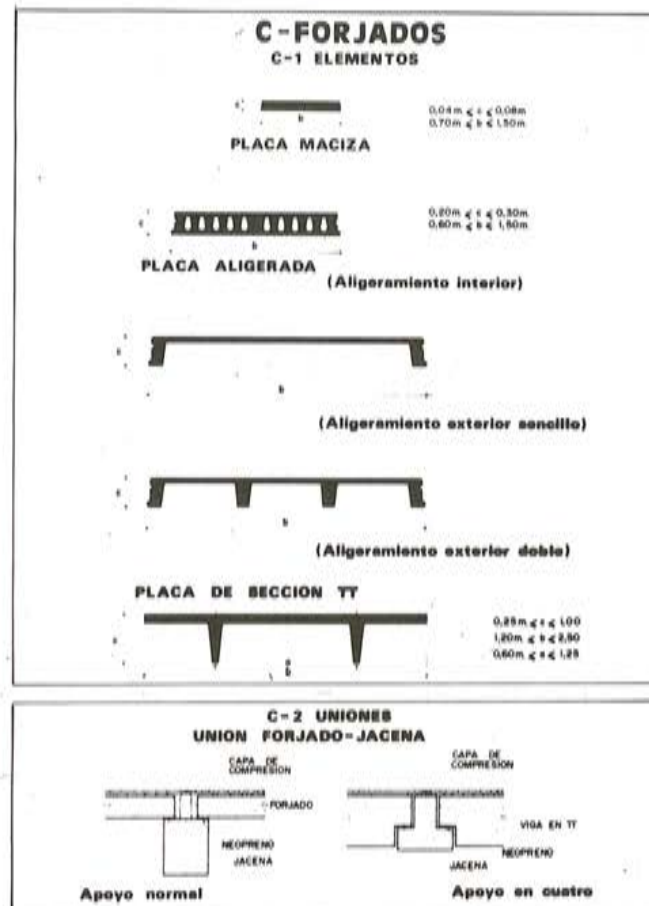


Fig. 3. Tipos de Forjados.

Para luces menores de 5 m utilizamos placas macizas pretensadas con alambres. La sección compuesta, sobre la que actuará la sobrecarga, se completa con una capa de compresión de hormigón, ejecutada en obra y de espesores variables entre 3 y 10 cm.

Para luces de 5 m a 11 m suelen utilizarse placas pretensadas de sección aligerada. Estas placas, cuando el aligeramiento es interior presentan un buen acabado de la cara inferior por lo que pueden obtenerse, al utilizarlas, techos lisos que basta con pintar para que ofrezcan un magnífico acabado. Cuando el aligeramiento es exterior, los techos presentarán aspecto artesonado igualmente susceptible de pintar y dejar visto.

También se utiliza para esta misma gama de luces, que puede ampliarse hasta los 16 m, la sección en π (pi). Esta sección ofrece gran versatilidad geométrica y admite fácilmente disponer huecos en los forjados. Las secciones en \square (artesa invertida) pueden considerarse tipológicamente como un caso particular de la sección en π .

Este tipo de sección tiene la ventaja, para casos en que el canto de estructura debe ser mínimo, de poder apoyarse en cuatro, es decir, reduciendo el canto del forjado en la sección de apoyo a la mitad del canto necesario en la sección centro de vano.

Todas las secciones descritas se suelen complementar con capas de compresión hormigonadas "in situ". En general la tensión rasante en la fibra de unión es pequeña y no hace falta disponer armadura alguna que cosa dicha sección, resultando suficiente fabricar la pieza dejando la superficie superior intencionadamente rugosa.

Salvo en pequeñas placas, siempre existe un elemento en el apoyo del forjado que sirve como posicionador de cargas y que, cuando las reacciones de apoyo lo requieran, se materializa con el correspondiente neopreno.

La resistencia al fuego usualmente requerida, puede conseguirse teniendo precaución de dotar a los nervios de las secciones en π del espesor suficiente, así como a las armaduras inferiores de pretensado del recubrimiento necesario.

d) Piezas Funcionales: (Fig. n° 4 y n° 5).

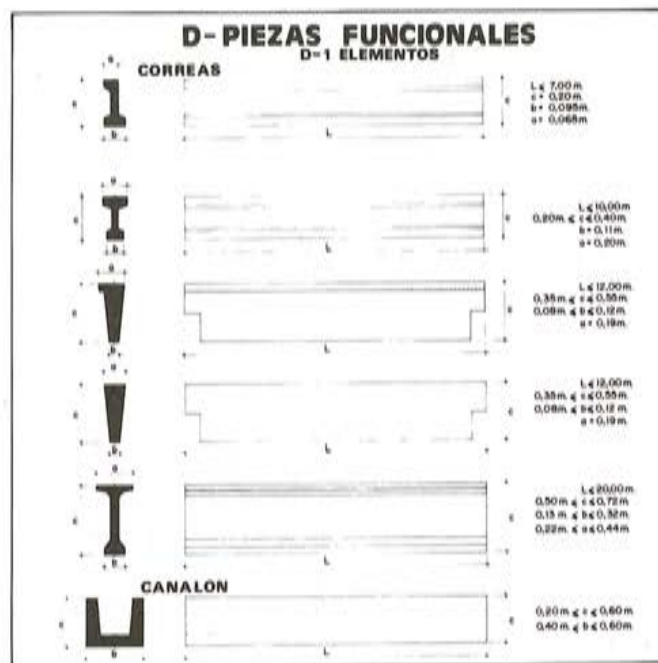


Fig. 4. Tipos de Piezas Funcionales.

Nos referimos en este apartado a aquellas piezas que además de la función resistente tienen otros cometidos dentro del conjunto del edificio. En su diseño resultan definitivas las condiciones que su función arquitectónica impone.

Correas: Se utilizan secciones en I (doble te) para luces de hasta 7 m y separaciones menores de 1,50 m. Para luces de hasta 12 m y separaciones no superiores a 3 m, se utilizan perfiles trapezoidales que se apoyan en cuatro para tener la estabilidad necesaria. Para luces mayores se utilizan secciones en I (doble te) asimétricas como las indicadas en el apartado dedicado a las jácenas.

Según que el material de cubierta sea fibrocemento o chapa, las correas se diseñan para admitir el posicionamiento de los ganchos de unión en el primer caso, o se dispone una chapa en la parte superior de la correa para realizar la unión en el segundo caso.

Las correas siempre se arman con armadura de pretensar. En estas piezas la esbeltez suele ser importante y resulta fundamental disponer del pretensado para mantener las deformaciones dentro de los límites admisibles.

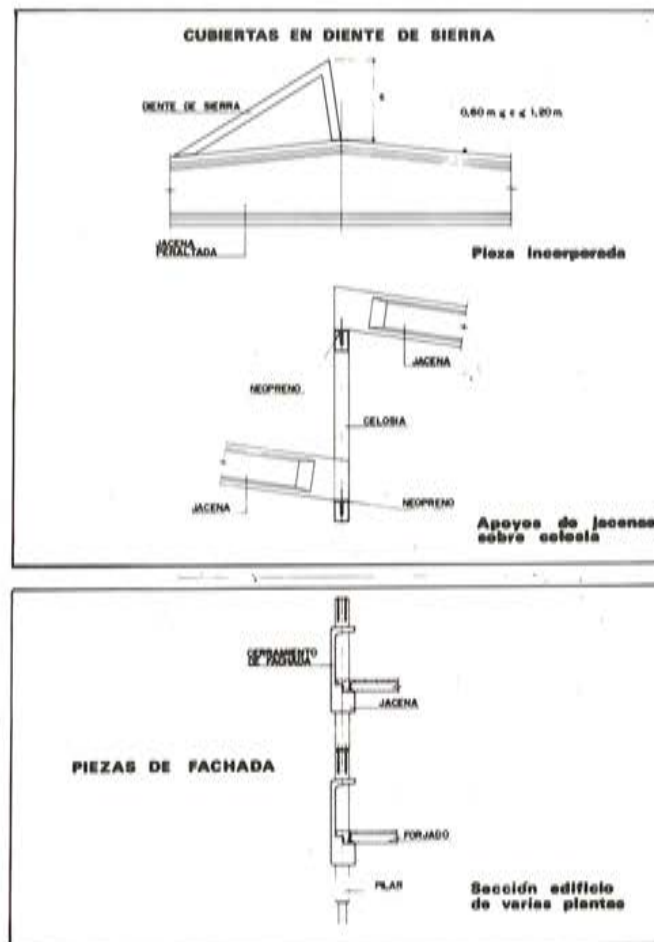


Fig. 5. Tipos de Dientes de Sierra y Piezas de fachada.

Vigas canalón: La sección viene determinada por su función. Se utilizan secciones en \square (artesa). Cuando el canalón coincide, en la planta de la estructura, con alguna jácena-dintel es interesante incorporar la función de canalón a dicha jácena-dintel que, en consecuencia, ve transformada su cabeza superior adecuadamente.

Suele ser frecuente aprovechar los canalones como vigas de borde de la estructura, para sujetar en ellos las piezas de cerramiento.

Dientes de sierra: Son piezas que superpuestas al perfil de la jácena permiten obtener el plano de iluminación vertical característico del "diente de sierra". La envergadura de estas piezas es muy variable, en función de la altura del plano vertical que se estime necesario. En algún caso se han llegado a realizar auténticas celosías de canto tan importante que ya se aprovechan como dinteles fundamentales de la estructura, obteniéndose el perfil "en diente de sierra" apoyando cada jácena en el cordón inferior de una de estas cerchas y en el superior de la siguiente.

Vigas Aligeradas: En casos en que hay que pasar conductos a través de las vigas, se ha recurrido a aligerar éstas practicando huecos en el alma. En estos casos es muy importante armar adecuadamente los bordes de los huecos.

Vigas Carril: Son piezas en las que el pretensado es insustituible para mantener las deformaciones en servicio, dentro de los estrictos límites que exigen los puentes grúa. Resulta muy apropiado disponer un sistema de nivelación en obra que permita ajustar exactamente la rasante del carril, con independencia de los tolerancias de montaje y de contraflechas de las piezas.

Piezas de fachada; Nos referimos a una pieza que incorpora las funciones de pilar, jácena y cerramiento de fachada, es decir que con ella se resuelve unitariamente la estructura y la fachada del edificio. Este tipo de piezas se realizan en hormigón armado y se unen entre sí, generalmente, a la vez que se hormigona la capa de compresión de los forjados.

e) Cerramientos: (Fig. nº 6).

Las secciones utilizadas para cerramiento son muy diversas variando en función de su geometría, las características aislantes, los esfuerzos que la solicitan y las condiciones estéticas que determinan el acabado de aquel.

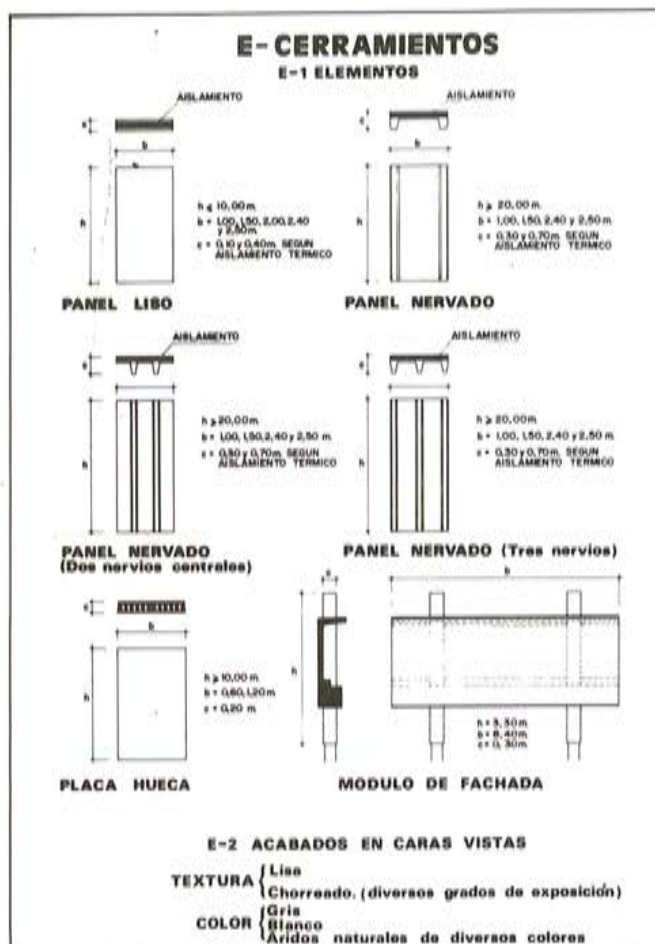


Fig. 6. Tipos de Cerramientos.

Para cerramientos muy sencillos puede utilizarse placas pretensadas aligeradas interiormente.

Secciones nervadas, bien en π (pi) o en \square (artesa), se utilizan para cerramientos de cierta envergadura, ya que la sección nervada ofrece la oportunidad de combinar buenas características resistentes con secciones muy ligeras, al ser frecuente que sea el peso propio del panel el que dimensione la armadura necesaria. Desde el punto de vista estético, las piezas nervadas componen alzados muy agradables. Estas secciones admiten con facilidad la utilización de huecos para ventanas y puertas.

Las secciones planas macizas son también muy adecuadas para una gran gama de soluciones. Exigen ser fabricadas en mesas vibrantes y abatibles con objeto de que la manipulación del panel se haga siempre de forma que aquel trabaje como viga de gran canto.

El coeficiente de aislamiento térmico que se requiere en cada caso, se consigue fácilmente ejecutando los paneles con hormigón de árido ligero, que proporciona la solución al problemas con espesores y pesos moderados. Cuando se utiliza esta solución debe ejecutarse la parte exterior del panel, al menos en una profundidad de 5 cm, con hormigón normal que permita el tratamiento superficial que se estime conveniente y evite que el hormigón con áridos ligeros esté en contacto directo con la atmósfera.

En cuanto al aspecto exterior del panel puede ser muy variado actuando sobre la composición del hormigón y sobre el tratamiento superficial que se realice. El uso de áridos naturales de colores y la exposición de la superficie vista al chorro de arena dan acabados de un alto valor estético.

TIPOLOGIA DE LOS SISTEMAS ESTRUCTURALES

a) Sistema Isostático Traslacional:

Es el sistema más elemental, muy frecuentemente utilizado; ofrece una gran facilidad de montaje ya que todas las uniones son de gran sencillez.

Los nudos son siempre articulaciones, a excepción de la unión pilar-cimentación que necesariamente debe de materializar un empotramiento.

Son sistemas de tres elementos básicos: pilar, jácena y correa o forjado, que se complementan con otros de carácter funcional.

La estabilidad de la estructura solicitada por esfuerzos horizontales se encomienda exclusivamente a los pilares.

b) Sistema Hiperestático Traslacional:

En este sistema las uniones entre piezas deben materializar uniones rígidas con capacidad de absorber momentos flectores.

Frente a esfuerzos horizontales colaboran pilares y jácenas.

En el diseño de estos sistemas es primordial resolver las uniones de modo sencillo y económico.

c) Sistema Isostático Intraslacional:

Es el sistema más adecuado, siempre que el edificio permita disponer de núcleos rígidos a los que se confía la intraslacionalidad del conjunto y la estabilidad frente a esfuerzos horizontales.

A los tres elementos básicos (pilar, jácena y correa o forjado) se añade un cuarto, la pantalla.

Los núcleos rígidos se solidarizan con el resto de la estructura de modo sencillo, generalmente mediante el hormigonado "in situ" de las capas de compresión de los forjados, o de zunchos dispuestos al efecto.

Una solución muy frecuente es aprovechar los cerramientos de fachada para crear con ellos los núcleos rígidos necesarios.

Los sistemas a que nos hemos referido son los utilizados para resolver los edificios que vamos a describir.

NAVE PARA PRODUCTOS DOLOMITICOS EN YUNCOS (TOLEDO)

Superficie construida: 1.600 m².

Estructura y cerramientos prefabricados en hormigón.

Modulación: 13,55 m x 10,25 m.

Sobrecarga: De cubierta.

Características más notables:

El edificio tiene planta rectangular de 60 x 27,60 m y en él se distinguen dos cuerpos de 7,40 m y 14,40 m respectivamente.

La luz del forjado es de 13,80 m.

Esquema tipológico:

El diseño de este edificio está resultado, básicamente, mediante la utilización de una única pieza, una viga π de 1,20 m de ancho y 0,40 m de canto, que se emplea como pieza de forjado y pieza de cerramiento que además sirve de apoyo a los forjados (fig. n° 7).

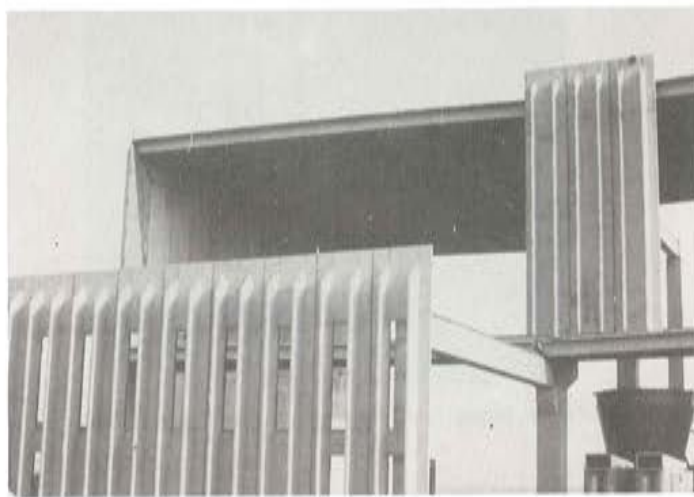


Fig. 7. Alzado, en construcción.

Tipológicamente, la estructura es un sistema isostático intraslacional, ya que la rigidez de los cerramientos en su plano se aprovecha confiriendo a las fachadas el carácter estructural de componentes planos de núcleos rígidos (fig. n° 8).



Fig. 8. Vista general de la estructura, en construcción.

Las piezas de forjado se apoyaron en angulares anclados, durante el proceso de fabricación, a las piezas de cerramiento.

Fue especialmente cuidadoso el diseño del pretensado de las piezas de cerramiento, con objeto de eliminar contraflechas excesivas, así como diferencias importantes entre las contraflechas que pudieran presentar diferentes piezas. Todo ello con objeto de obtener paramentos planos y sin cejas entre las diversas piezas (fig. nº 9).



Fig. 9. Pieza de cerramiento durante su montaje.

AREAS DE SERVICIO DE LA AUTOPISTA VASCO-ARAGONESA

Superficie construida: 9.900 m² (24 edificios para diversos usos).

Estructura y cerramientos prefabricados en hormigón.

Modulación: 12,59 m x 8,09 m.

Sobrecarga: De cubierta.

Características más notables:

Cada uno de estos edificios alberga diversos usos, lo que motivó que se estudiara muy cuidadosamente el diseño modular básico de estas construcciones, con objeto de proyectar piezas prefabricadas que ofrecieran gran versatilidad de composición, facilitando la ejecución de contornos diversos, porches, huecos de grandes dimensiones en fachada; en definitiva, utilizamos un sistema abierto que resolvía satisfactoriamente y de un modo coherente, cada una de las distintas partes funcionales del edificio y a la vez el conjunto, de modo que el resto de los trabajos que hubo que realizar hasta llegar al edificio acabado fueron mínimos (fig. nº 10).

Esquema tipológico:

Desde el punto de vista tipológico, estos edificios se han resuelto dentro del sistema isostático intraslacional. El sistema de juntas utilizado fue muy elaborado, con objeto de aunar economía, sencillez y seguridad en que la transmisión de esfuerzos entre las diversas piezas corresponde con las hipótesis de cálculo realizadas.

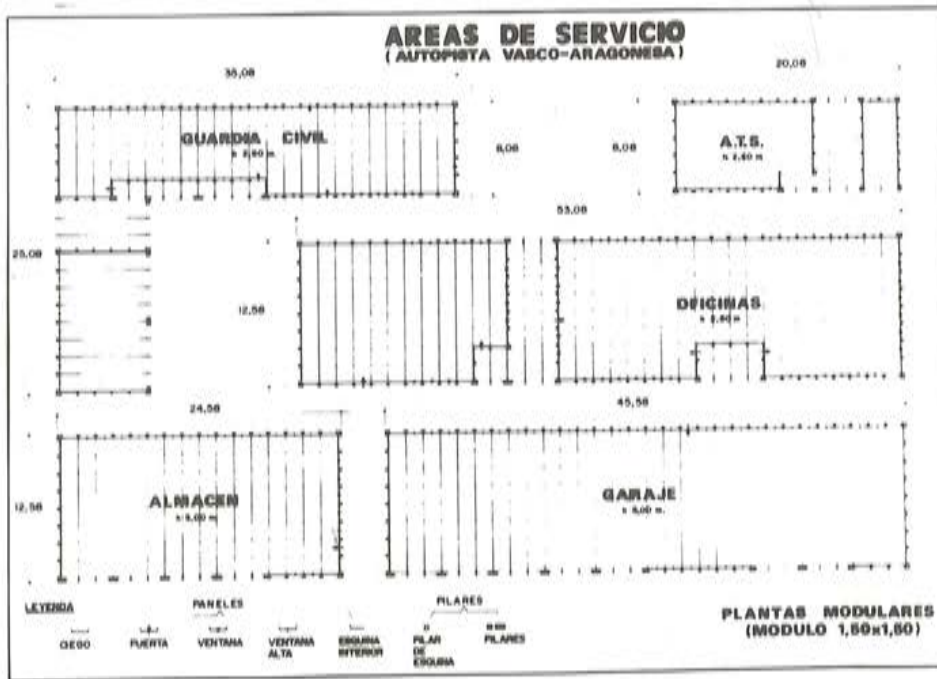


Fig. 10. Plantas Modulares.

El panel de cerramiento, de sección en \square (artesa), de 1,50 m de ancho y 0,29 m de canto, permite huecos de 1,20 m de anchura.

La pieza de cubierta es también de 1,50 m de ancho y con sección en \square (artesa), pero se diseñó peraltada, es decir, con canto variable, con objeto de que la propia pieza que estructuralmente resolvía la cubierta, también solucionara funcionalmente la misma, facilitando la adecuada evacuación de las aguas. Para ello, esta misma pieza incorpora en sus extremos el canalón cuya pared exterior es, además, el peto con que se rematan superiormente las fachadas del edificio (fig. n° 11 y n° 12).



Fig. 11. Vista general de un Area.

El sistema descrito admite que las piezas de cubierta se apoyen sobre jácenas que a su vez descansan sobre pilares; de este modo se resolvieron las zonas de porche y grandes huecos (fig. n° 13).

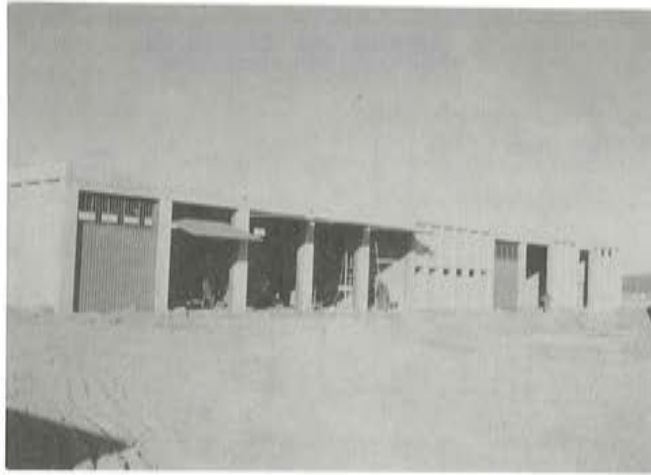


Fig. 12. Edificio de Almacén.

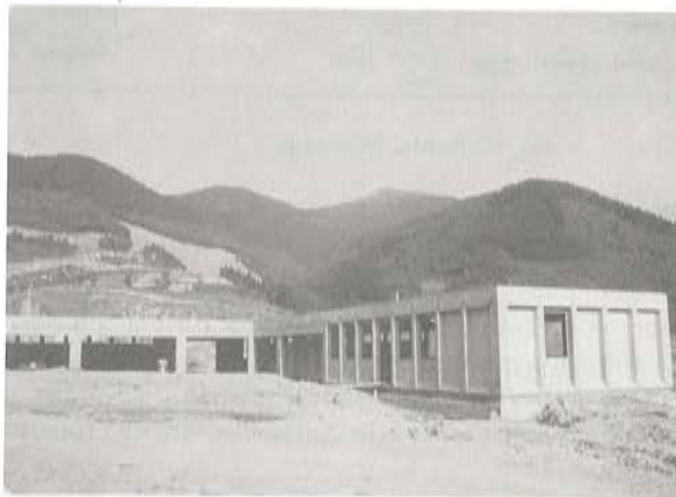


Fig. 13. Edificio con porches.

CENTROS INDUSTRIALIZADOS DE EDUCACION GENERAL BASICA Y BACHILLERATO UNIFICADO POLIVALENTE EN ZARAGOZA Y PAMPLONA

Superficie construida: 28.700 m².

Estructura y cerramientos prefabricados en hormigón.

Modulación: 8,40 m x 7,20 m y 8,40 m x 12,00 m.

Sobrecarga: 450 kgs/m².

Características más notables:

Estos edificios pertenecen al Programa de Construcción Industrializada de Centros Escolares promovido por el Ministerio de Educación y Ciencia durante los años 1978 (5 centros) y 1979 (6 centros).

La prefabricación de estos edificios responde rigurosamente a las exigencias del Programa. En consecuencia se decidió concentrar la mayor parte de la estructura en el perímetro de los edificios, con objeto de que la partición funcional de los mismos fuera mínimamente condicionada por la estructura resistente que, cuando era inevitable que fuera interior, se dispuso coincidiendo con los bordes de las superficies de circulación.

En general, cada edificio se compone de dos cuerpos, uno el de aulas y otro el de gimnasio, ya que las diferencias existentes entre los usos de estos edificios aconsejaban tratarlos de modo diferenciado (fig. n° 14).

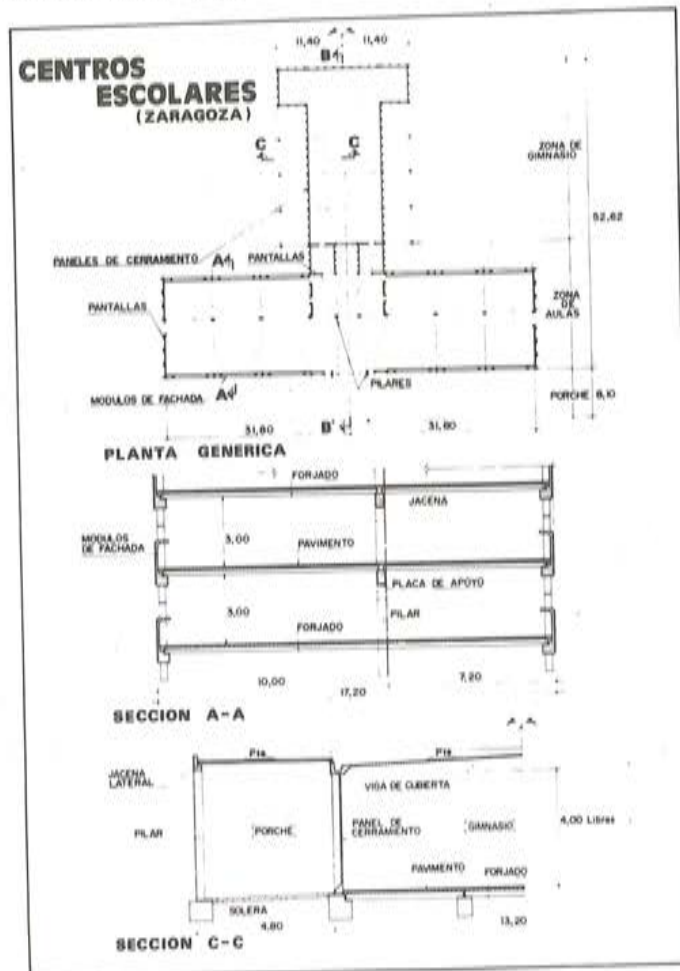


Fig. 14. Planta y secciones tipo.

Los núcleos rígidos, formados por pantallas, sirven además como puntos de referencia sobre los cuales se articulan los diferentes cuerpos del edificio, obteniéndose la composición deseada del conjunto.

El sistema así diseñado admite una gran riqueza compositiva.

Esquema Tipológico:

La estructura diseñada se desarrolla dentro del sistema isostático intraslacional, si bien los pórticos de fachada del edificio de aulas pertenecen al sistema hiperestático intraslacional.

Esta combinación de sistemas permitió adecuar el sistema de fabricación y de armado a los esfuerzos predominantes en las piezas y a los medios de montaje y de ejecución de uniones más adecuados, tratando de encontrar el mayor rendimiento de las secciones y de los métodos de fabricación, y la mayor economía en el conjunto de la obra. Así, los pórticos isostáticos, en los que la sollicitación del dintel es fundamentalmente de signo positivo, se fabricaron con jácenas pretensadas apoyadas en los pilares; mientras que los pórticos hiperestáticos de fachada, se armaron aprovechando la redistribución de esfuerzos entre secciones de extremo y centro de vano, propia de estas estructuras.

La pieza que formaba los pórticos de fachada era una H (hache), de 8,40 m de longitud que estaba formada por dos piezas verticales de altura igual a la de una planta, que eran los pilares, y una pieza horizontal que era la jácena; todo ello hormigonado simultáneamente junto con el peto de fachada que formaba el cerramiento del edificio (fig. n° 15).

Las pantallas que formaban los núcleos rígidos eran secciones en forma de \sqsubset (artesa) de 2,40 m de anchura y de toda la altura del edificio (fig. n° 16).



Fig. 15. Fachada principal, en construcción.

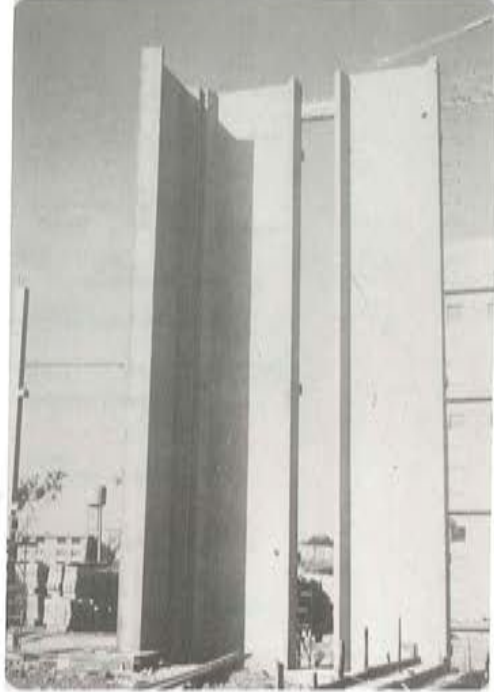


Fig. 16. Pantallas en montaje.

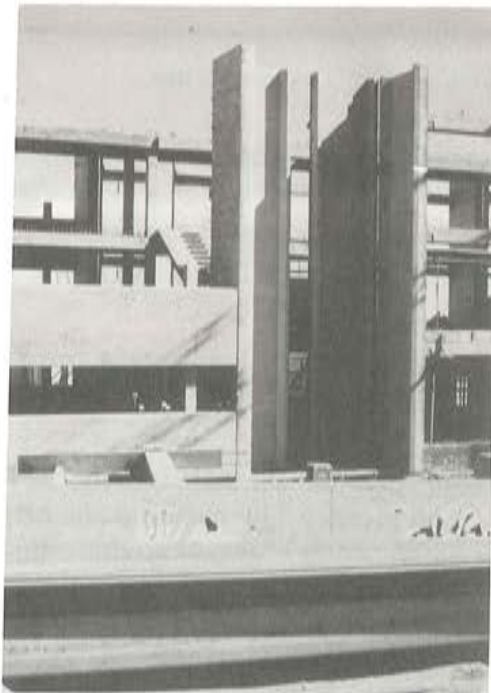


Fig. 17. Módulos de fachada, Pantallas y Escaleras.

El proceso de montaje se iniciaba con la colocación de las pantallas de los núcleos rígidos, y la estructura de pilares y jácenas interiores; después se colocaban los módulos de fachada inferiores y a continuación el primer forjado. La conexión del conjunto estructural se producía a través de la capa de compresión hormigonada "in situ". Siempre con el forjado hormigonado, se iniciaba el montaje de los módulos de fachada de la planta siguiente y así sucesivamente hasta terminar con la planta de cubierta (fig. n° 17, n° 18, n° 19, n° 20, n° 21, n° 22 y n° 23).



Fig. 18. Porche del Gimnasio.

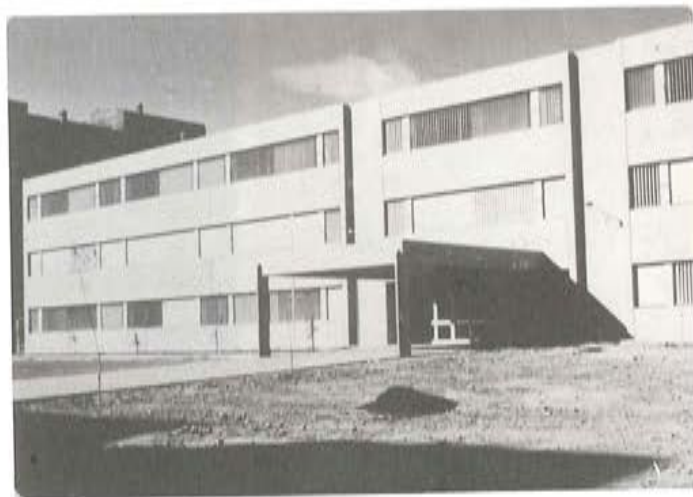


Fig. 19. Fachada Principal.



Fig. 20. Fachada Lateral.



Fig. 21. Fachada Posterior.



Fig. 22. Vista del interior del Edificio de Aulas.



Fig. 23. Vista del interior del Edificio de Gimnasio.

LABORATORIOS "ELMU" EN ALOVERA (GUADALAJARA)

Superficie construida: 22.000 m².

Estructura y cerramientos prefabricados en hormigón:

Modulación: 24 x 18 m.

Sobrecarga: 1.000 Kgs/m².

Características más notables:

El complejo industrial consta de una gran nave de Producción y Almacenes y un edificio de oficinas. Ambos edificios se interconexionan mediante pasarelas cubiertas, que se integran perfectamente en el conjunto (fig. n° 24).

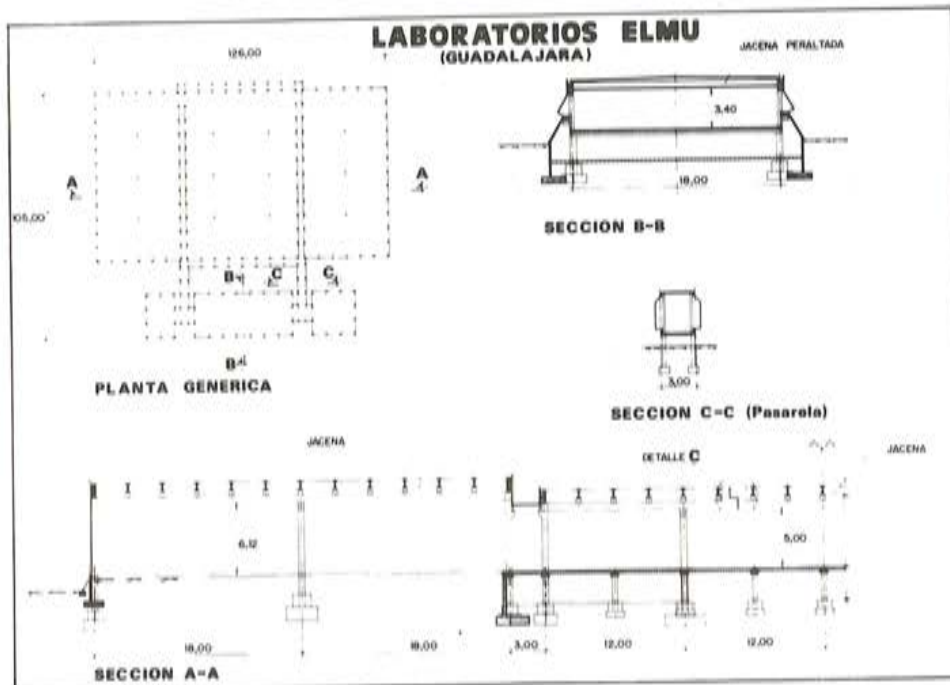


Fig. 24. Planta y Secciones.

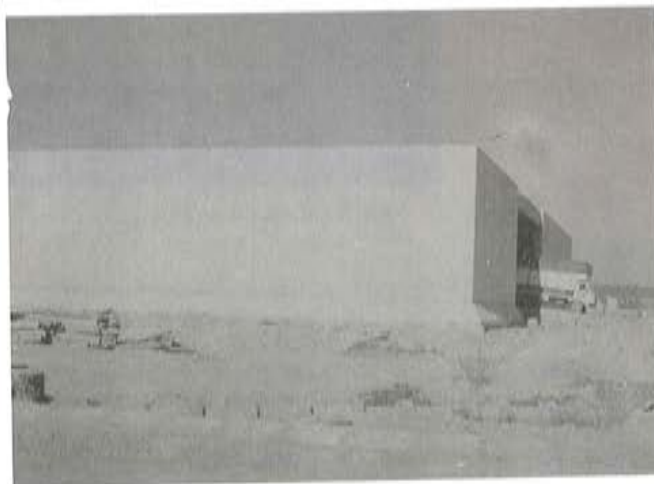


Fig. 25. Paneles de cerramiento en Edificio de Producción y Almacenes.

Los paneles de cerramiento, que llevaban incorporado desde la fábrica el aislante térmico necesario, fueron fabricados con hormigón de áridos coloreados para obtener el tono deseado. El acabado superficial se obtenía mediante la exposición de las piezas al chorro de arena (figs. n° 25, 26 y 27).

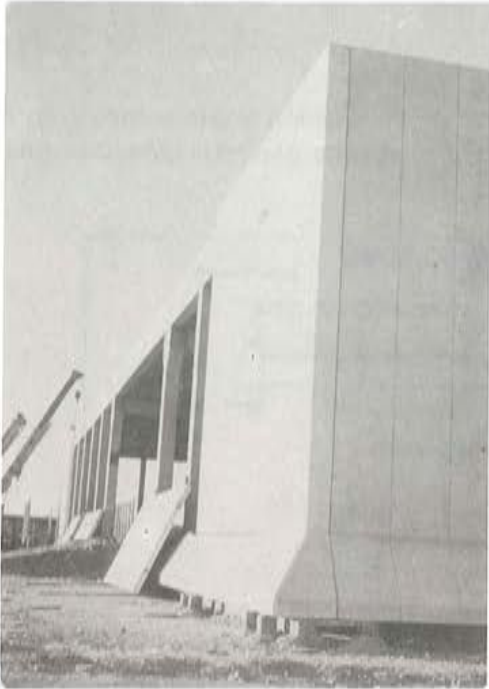


Fig. 26. Detalle de esquina.

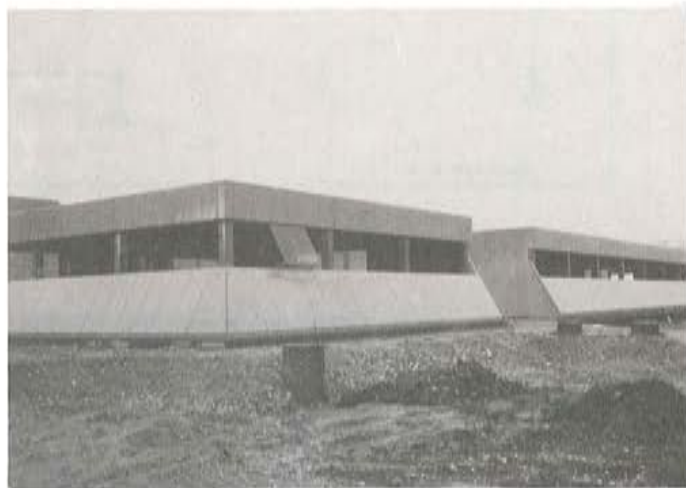


Fig. 27. Paneles de cerramiento en Edificio de Oficinas.

Esquema tipológico:

La nave de Producción y Almacenes presenta grandes luces que fueron resueltas, dentro de los cantos admisibles, mediante vigas continuas de hormigón pretensado y postesado.

La estructura de vigas continuas final se prefabricó, según la disposición de pilares, mediante los sistemas de vigas que se describen.

En el sistema utilizado en la zona de Producción, se prefijó la posición de los puntos de momento flector nulo, materializándolos en sendos apoyos en cuatro. En la zona de Almacenes las vigas pretensadas se cosieron, después de montadas en su posición definitiva, mediante un postesado ejecutado en obra (figs. n° 28, 29 y 30).



Fig. 28. Interior zona de Almacenes, en construcción.



Fig. 29. Vista general interior de la estructura del Edificio de Producción y Almacenes, en construcción.



Fig. 30. Estructura del Edificio de Producción y Almacenes.

AMPLIACION DE LA FACTORIA CITROEN EN VIGO

Superficie construida: 8.000 m².

Estructura prefabricada en hormigón.

Modulación: 28 m x 14 m.

Sobrecarga: De cubierta.

Características más notables:

La altura libre del edificio es de 16 m. El condicionante de diseño más importante fue la exigencia de 2 horas de resistencia al fuego en todas y cada una de las piezas prefabricadas.

Esquema tipológico:

El sistema es isostático y traslacional, a base de vigas principales y correas de 72 y 170 cm de canto (fig. n^o 31).

Los pilares, debido a su longitud, tuvieron que ser pretensados.

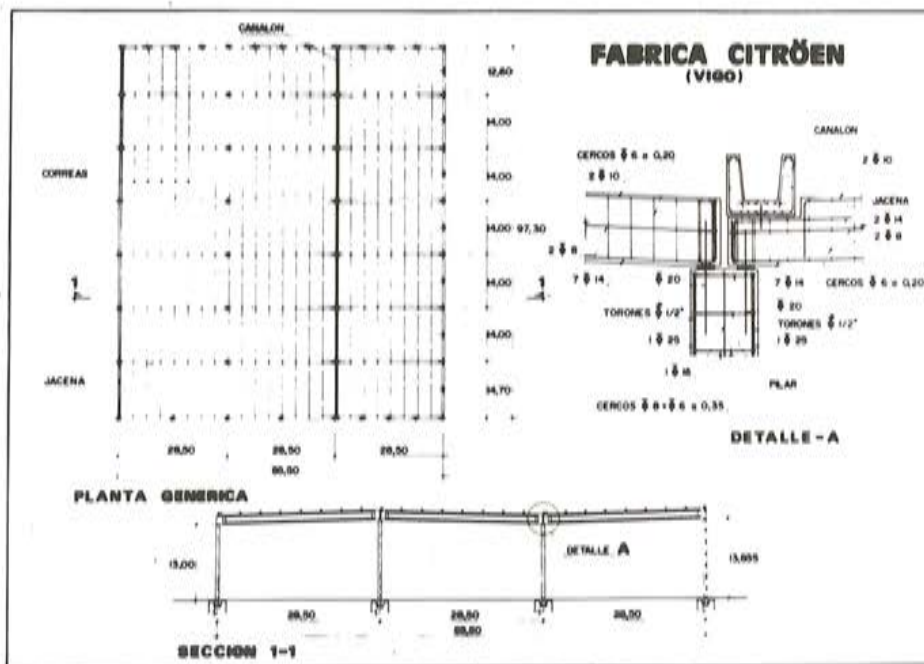


Fig. 31. Planta, Sección y Detalle de Estructura.

ALMACEN PARA CITROEN EN PINTO (MADRID)

Superficie construida: 35.000 m².

Estructura prefabricada de hormigón.

Modulación: 26 m x 13 m.

Sobrecarga: De cubierta.

Características más notables:

Resistencia al fuego en pilares de 2 horas y de 1 hora en el resto de las piezas prefabricadas.

Esquema tipológico:

Sistema isostático traslacional.

En este edificio se utilizó un doble sistema de jácenas. La jácena-cargadero principal es de 13 m de longitud, llevando incorporado el canalón mediante el adecuado diseño de la cabeza superior. Sobre ella cargaban, en el centro del vano, las jácenas secundarias que son peraltadas, de 26 m de longitud total. Las jácenas secundarias que coincidían con la posición de los pilares apoyaban directamente en ellos (figs. n° 32 y 33).

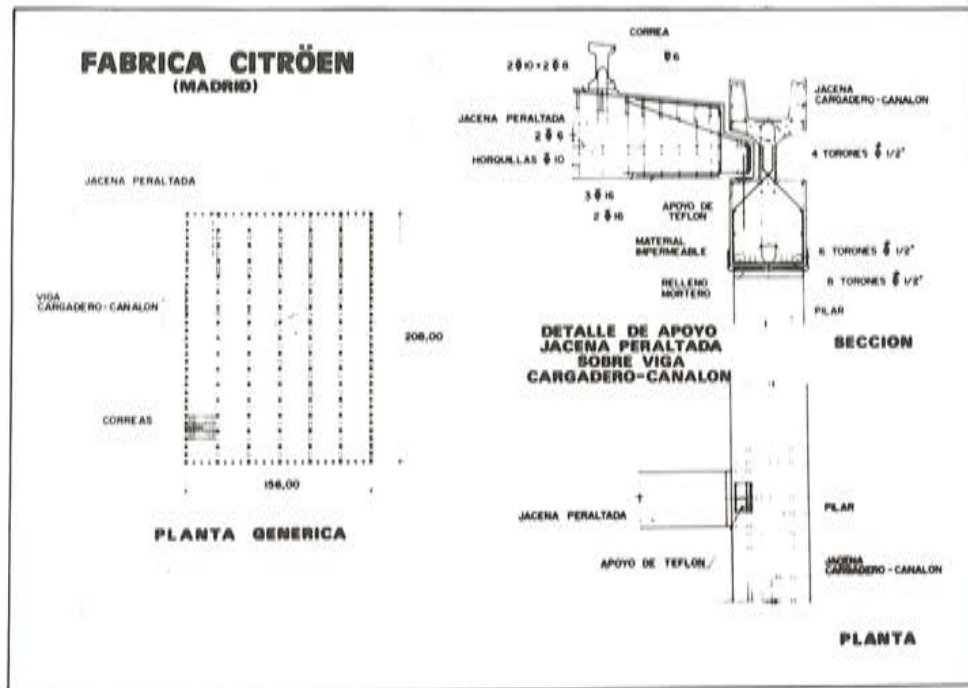


Fig. 32. Planta y Detalle de Estructura.

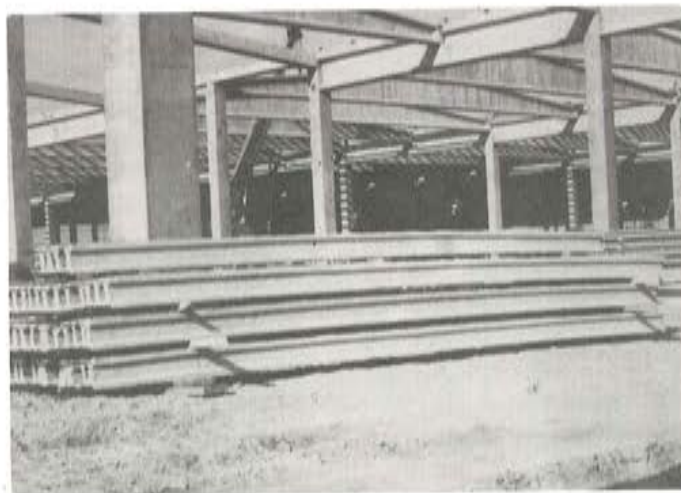


Fig. 33. Vista Nave en construcción.

ALMACEN PARA EL CORTE INGLES EN VALDEMORO (MADRID)

Superficie construida: 250.000 m².
 Estructura prefabricada en hormigón.
 Modulación: 18,70 m x 9,35 m.
 Sobrecarga: De cubierta.

Características más notables:

Este edificio, de planta rectangular, destaca fundamentalmente por su gran extensión, que debía ejecutarse en el plazo de 1 año, lo que motivó diseñar un sistema del menor número posible de piezas diferentes, con objeto de fabricar series largas que permitieran obtener altos rendimientos (fig. n^o 34).

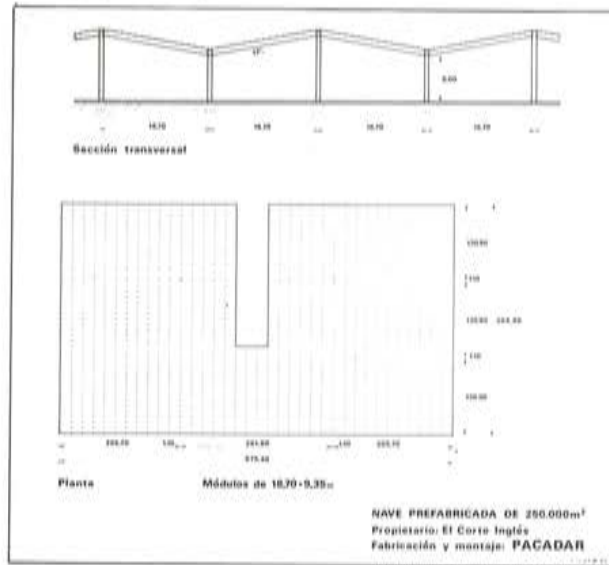


Fig. 34. Planta y Sección tipo.

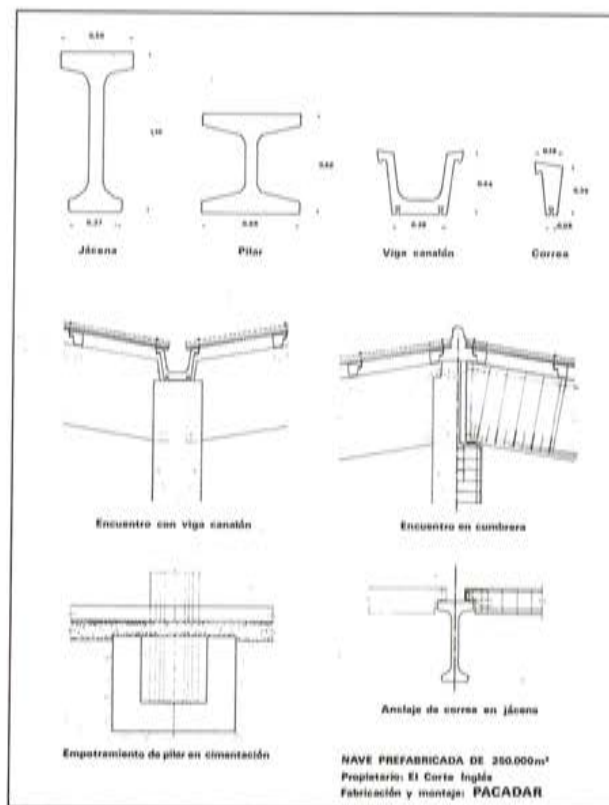


Fig. 35. Elementos y Detalles de Estructura.

Esquema tipológico:

Sistema isostático traslacional, de la máxima sencillez (3 elementos: pilar, jácena y correa y 1 elemento funcional: canalón) (fig. n° 35).

Los pilares son de sección en I (doble te) para alojar las bajantes y se unieron a la cimentación mediante cálices (figs. n° 36 y 37).

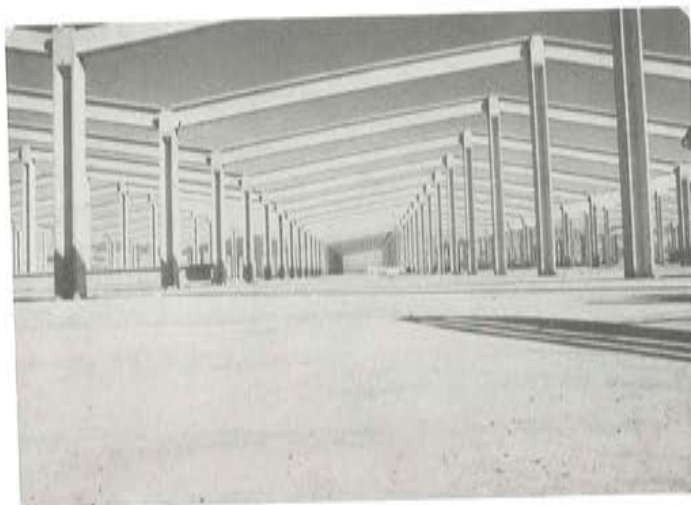


Fig. 36. Pórticos, en construcción.

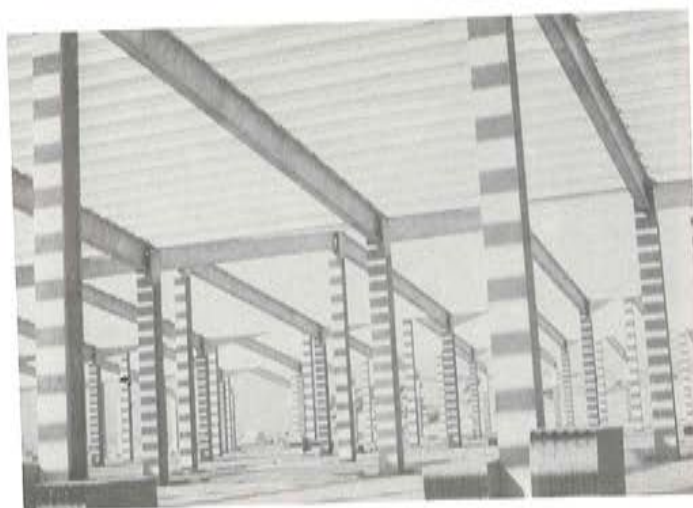


Fig. 37. Vista general de la estructura.

FABRICA PARA TABACALERA EN LOGROÑO

Superficie construida: 39.000 m² y 12.000 m² en 2 fases (años 1976 y 1981).

Estructura y cerramientos prefabricados en hormigón.

Modulación: 25 m x 10 m.

Sobrecarga: De cubierta.

Características más notables:

Edificio de planta rectangular con cerramientos de 16 m de altura. La cubierta está formada por un forjado sobre el que se colocaban las capas de aislamiento e impermeabilización. En las zonas de muelle la cubierta vuela, sobre la línea de pilares, 7 m (fig. n° 38 y 39).

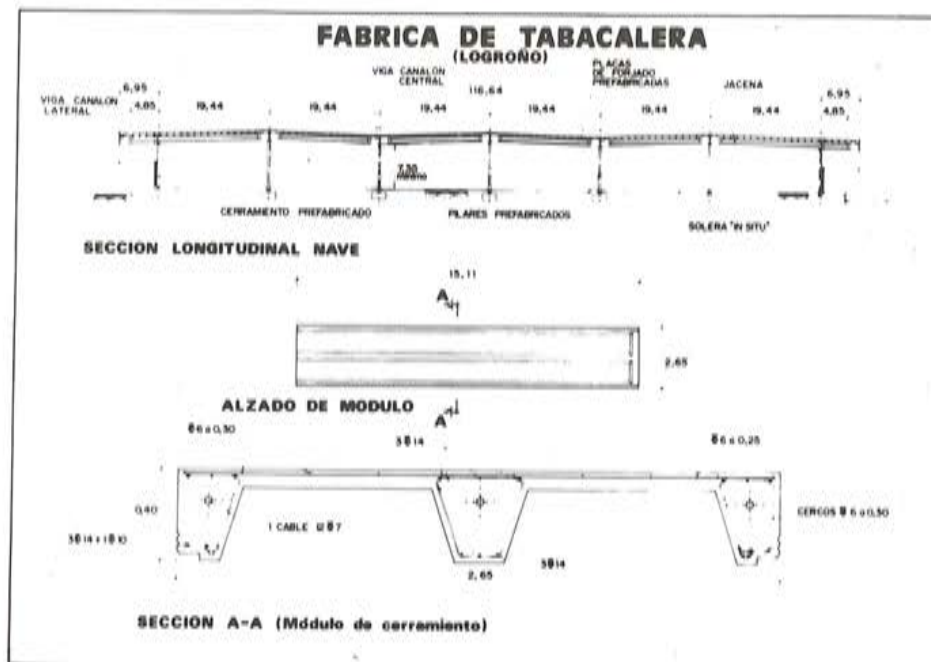


Fig. 38. Sección y Panel de cerramiento.



Fig. 39. Fachada con vigas en voladizo, en construcción.

Esquema tipológico:

La estructura del edificio es un sistema isostático traslacional en el que los esfuerzos de viento son absorbidos por el cerramiento que trabaja en ménsula y empotrado en la cimentación, en la estructura de borde o en los muros (figs. nº 40 y 41).

La dimensión de los paneles obligó a utilizar el postesado como medio de dar al panel las compresiones necesarias que evitaron fisuraciones durante las operaciones de transporte y montaje.

Los paneles se ejecutaron con hormigón prefabricado con cemento blanco y el acabado superficial se consiguió mediante exposición al chorro de arena (fig. nº 42).



Fig. 40. Paneles de cerramiento.

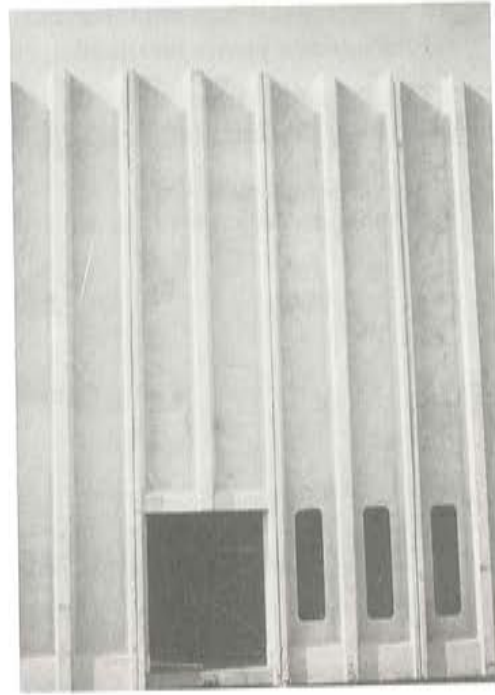


Fig. 41. Detalle de huecos en fachada, puerta y ventanas.



Fig. 42. Montaje de un panel.

AUTOSERVICIO MAKRO EN ALBUIXECH (VALENCIA)

Superficie construida: 10.000 m²
Estructura prefabricada de hormigón.
Modulación 10 m x 14 m.
Sobrecarga: 1.000 Kgs/m².

Características más notables:

Edificio con planta intermedia, cuyo plazo de montaje fue de 45 días naturales.

Los forjados tienen luces de 10 m y se tuvieron que resolver con canto estricto para poder realizar la planta intermedia dentro del volumen fijado por la cota de cubierta.

Esquema tipológico:

Sistema isostático traslacional (fig. n° 43).



Fig. 43. Sección transversal.

Las jácenas que soportan el forjado son en sección \perp (te invertida) para conseguir el mínimo canto posible.

Los esfuerzos horizontales son absorbidos por los pilares. A través de la estructura de cubierta, y de los forjados intermedios cuando estos existen, se hace colaborar a todos los pilares que se encuentran entre las fachadas y las juntas de dilatación, repartiendo entre ellos los esfuerzos de viento. Para ello las vigas se solidarizan a los pilares.

INDUSTRIAS OROPESA EN CIEMPOZUELOS (MADRID)

Superficie construida: 5.500 m².

Estructura y cerramientos prefabricados en hormigón.

Modulación: 20 m x 10 m.

Sobrecarga: 400 Kgs/m².

Características más notables:

Edificio de planta rectangular con necesidad de muy buena iluminación natural y siempre en planos verticales. Ello motivó que se diseñara la estructura con perfil de diente de sierra (fig. n° 44).

Esquema tipológico:

El diente de sierra tiene 3 m de altura por 20 m de proyección horizontal. El sistema estructural es isostático traslacional.

Las celosías que forman el plano vertical del diente de sierra, son elementos muy diáfanos. Sus dimensiones son de 9,50 m x 3,25 m de canto y constituyen además los cargaderos en los que se apoyan las jácenas de cubierta. La pendiente del diente de sierra (15%) se obtuvo apoyando un extremo de dicha jácena en el cordón inferior de una celosía y el otro extremo en el cordón superior de la celosía siguiente (figs. n° 45, 46 y 47).

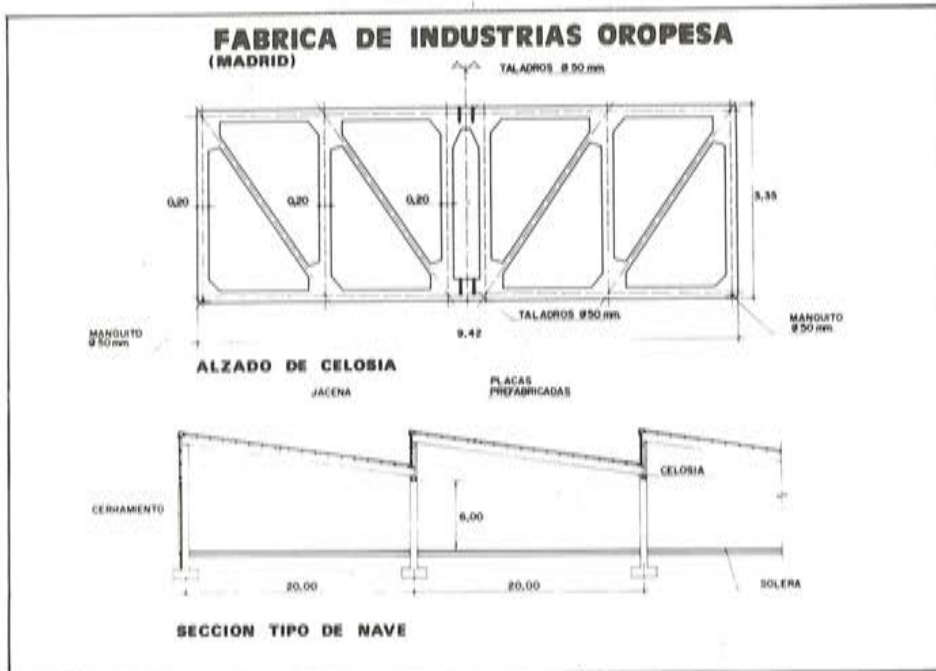


Fig. 44. Sección y detalle de celosía.

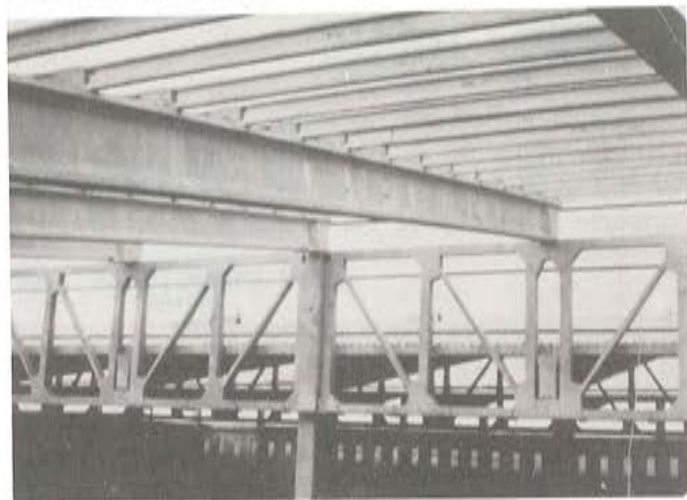


Fig. 45. Apoyo de jácena en la celosía.

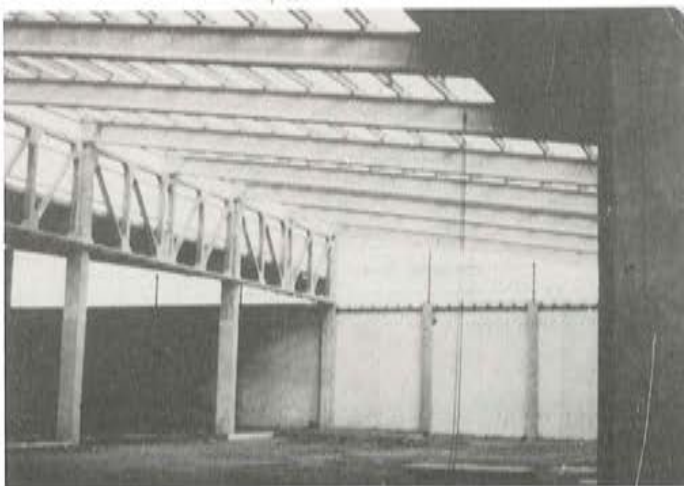


Fig. 46. Crujía lateral.

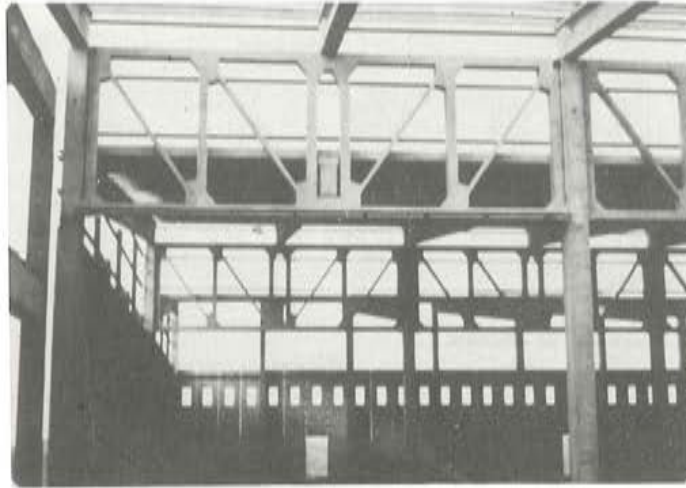


Fig. 47. Vista del conjunto de la estructura.

EDIFICIO INDUSTRIAL PARA INMOBILIARIA ARINSA EN COSLADA (MADRID)

Superficie construida: 6.500 m².

Estructura y cerramiento prefabricados en hormigón.

Modulación: 10 m x 20 m.

Sobrecarga: 400 Kgs/m².

Características más notables:

El cerramiento de este edificio debía llevar incorporado el aislamiento térmico preciso. Por ello se fabricaron paneles nervados en los que la tabla de panel se compuso de 5 cm de hormigón normal y 15 cm de hormigón de áridos ligeros (arcillas expandidas) (fig. 48).

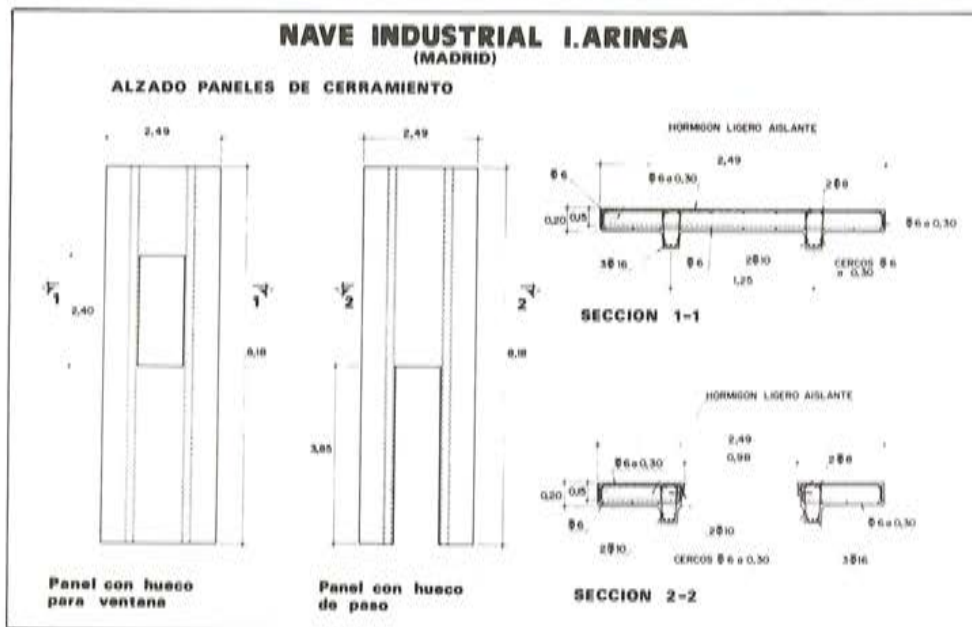


Fig. 48. Panel tipo.

Esquemas tipológico:

Sistema isostático traslacional. El cerramiento se apoyaba en la cimentación y en la estructura, transmitiendo a ésta los correspondientes esfuerzos de viento, que resisten los pilares.

El hormigón ligero utilizado como aislante en los paneles permitía contar también con unas características mecánicas adecuadas para su tratamiento como material resistente. El adecuado punto de compromiso entre las características aislantes y las mecánicas se alcanzó, en este caso, al utilizar un hormigón ligero cuyas características eran: Peso específico: $1,5 \text{ Tn/m}^3$; resistencia característica a compresión: 200 Kgs/cm^2 ; coeficiente de conductividad térmica: $0,3 \text{ Kcal m/m}^2 \text{ }^\circ\text{C.h}$.

APARCAMIENTO SUBTERRANEO EN LA CALLE EDUARDO DATO DE MADRID

Superficie construida: 2.300 m^2 .
 Estructura prefabricada de hormigón.
 Modulación: $15,75 \text{ m}$ ó $15,25 \text{ m}$.
 Sobrecargas: 600 Kgs/m^2 .

Características más notables:

Las características esenciales de esta estructura prefabricada es la forma de resolver las rampas que, al estar dispuestas paralelamente a la dirección de las jácenas, permiten utilizar las jácenas de borde de la rampa como elementos de conexión entre el nivel superior y el inferior de esta rampa. Para ello, estas jácenas se fabricaron con recrecidos especiales en la dimensión del canto, para obtener en ellos una pendiente del 15%. De este modo las rampas se resolvían directamente, sin más que ejecutar el correspondiente forjado apoyado en las jácenas descritas (fig. n° 49).

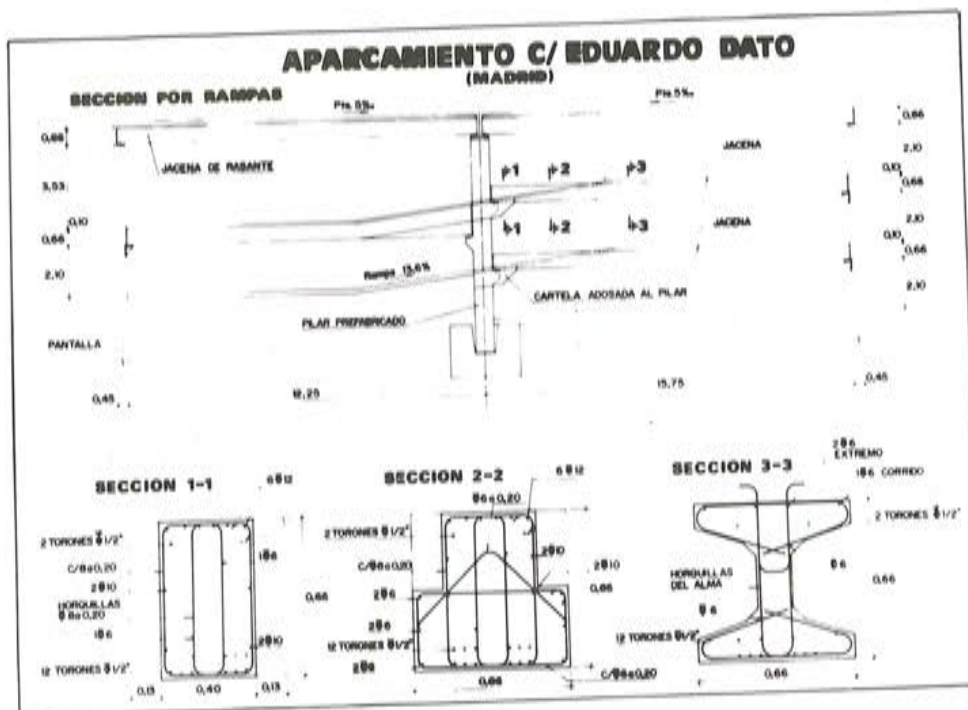


Fig. 49. Sección por rampa. Detalle de la viga de rampa.

Esquema tipológico:

Al ser el perímetro del aparcamiento pantallas de hormigón armado, se diseñó un sistema isostático intraslacional en el que el perímetro era el elemento constitutivo del núcleo rígido.

Los forjados, ejecutados mediante placas macizas pretensadas, cuya sección compuesta se completaba con el hormigonado de la capa de compresión in situ, que además solidarizaba todo el conjunto de la estructura, servían como arriostramientos de las pantallas paralelas.

EDIFICIO PARA TAQSA EN TARRAGONA

Superficie construida: 13.000 m².
Estructura prefabricada en hormigón.
Modulación: 20 x 20 m.
Sobrecarga: De cubierta.

Estructura isostática traslacional a base de 3 elementos básicos: pilar rectangular, correas en I de 72 cm de canto y jácenas de 150 cm.

Los apoyos de jácenas sobre pilar y correas sobre jácenas, se realizan a media madera (fig. n^o 50 y 51).

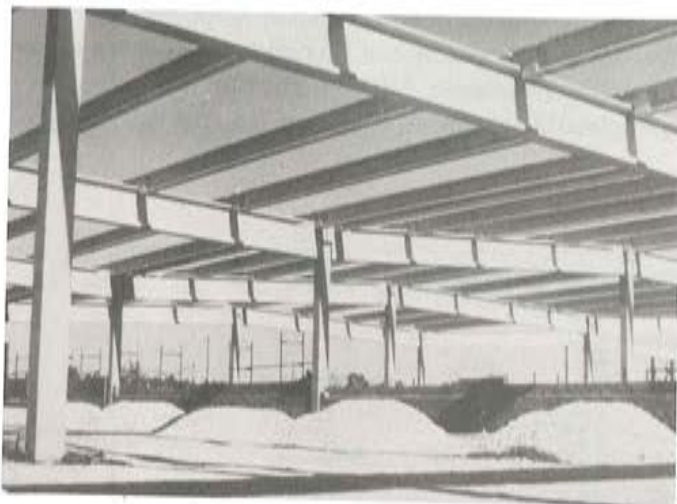


Fig. 50. Vista general de la estructura.

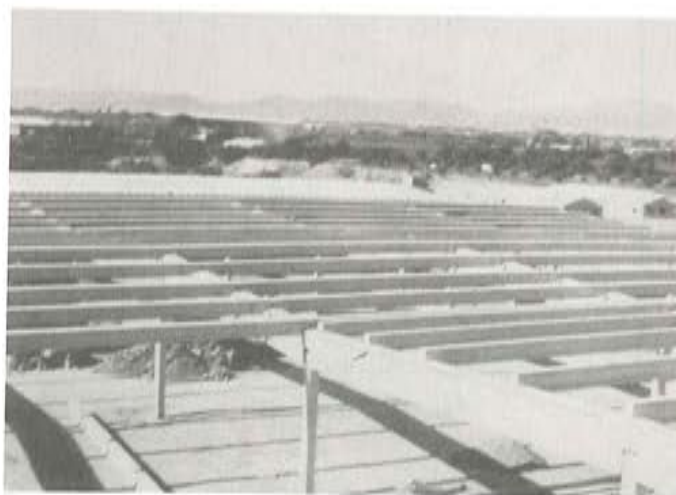


Fig. 51. Vista de la cubierta.

EDIFICIO INDUSTRIAL PARA PALCOSA EN ALCOBENDAS (MADRID)

Superficie construida: 2.000 m².
Estructura de nave y silos, prefabricada en hormigón.

Modulación: 30 x 5 m.
Sobrecarga: De cubierta.

Resuelta a base de pilares, vigas peraltadas con 10% de pendiente y viguetas como correas (figs. n° 52 y 53).

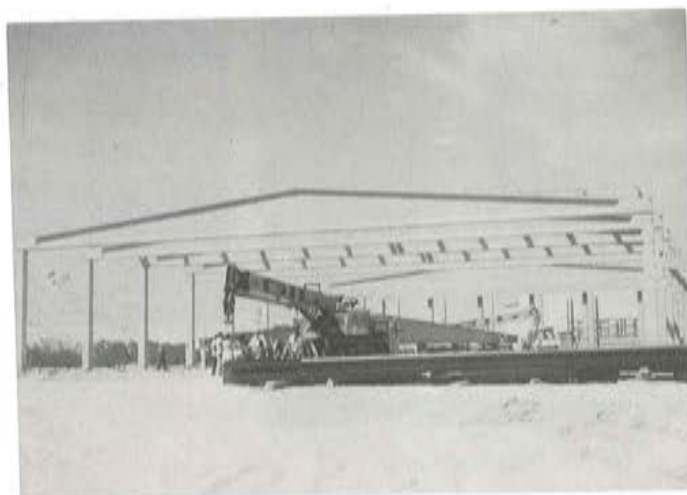


Fig. 52. Estructura con vigas peraltadas.

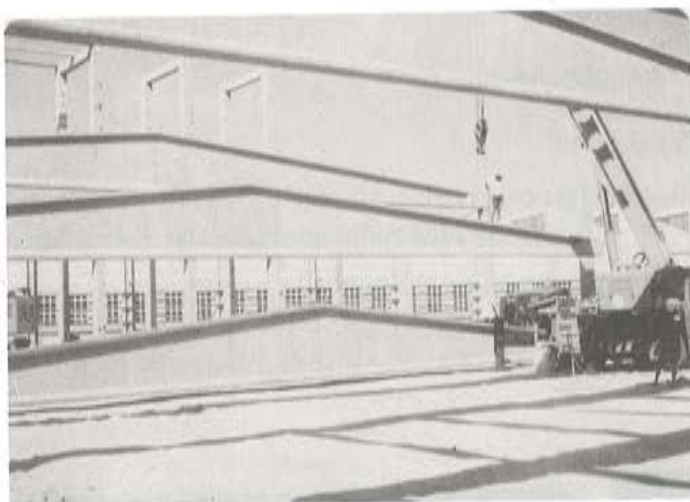


Fig. 53. Montaje de las vigas peraltadas.

EDIFICIO PARA PRENSA ESPAÑOLA EN TOLEDO

Superficie construida: 13.000 m².
Estructura prefabricada en hormigón.
Modulación: 12 x 12 m.

Estructura isostática traslacional a base de 3 elementos. Son de destacar los pilares, que llevan alojada en su interior la bajante para aguas pluviales; lo que obliga a disponer copas en su coronación, para alojar las vigas.

Las correas tenían cantos variables para facilitar el desagüe de la cubierta (figs. n° 54 y 55).

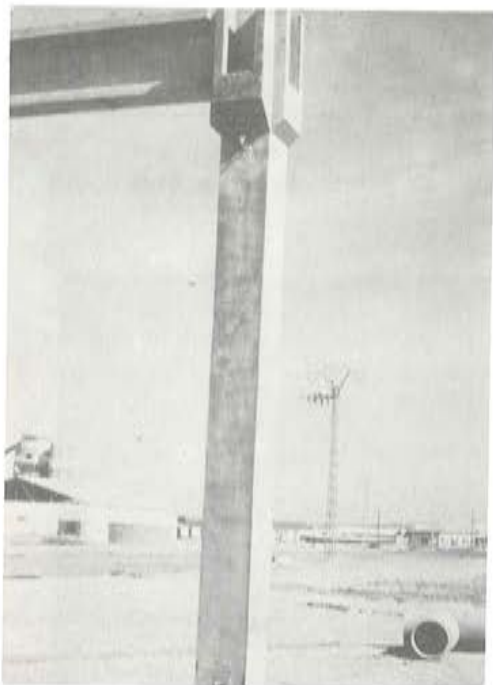


Fig. 54. Detalle del pilar.

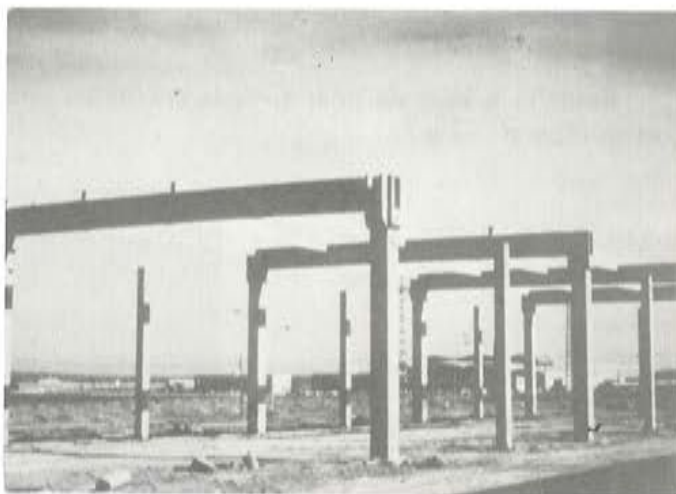


Fig. 55. La nave durante el montaje.

FABRICA PARA LLEDO ILUMINACION EN MOSTOLES (MADRID)

Superficie construida: 10.000 m².

Estructura prefabricada en hormigón pretensado.

Modulación cubierta: 19,50 x 19,50 m.

Modulación entre plantas: 15,25 x 9,50 m.

Estructura isostática traslacional, resuelta con pilares, jácenas y correas. En cubierta, jácenas y forjado de vigas pareadas, de 15,25 m de longitud y placas en las entreplantas.

Es de destacar la jácena de forjado apoyando en el resalto de transición del pilar de sección en H a rectangular (figs. n^o 56 y 57).



Fig. 56. Vista general.

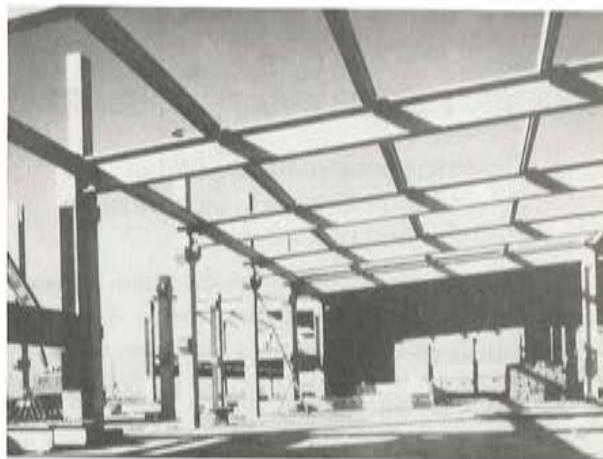


Fig. 57. Vista general

ALMACEN PARA GALERIAS PRECIADOS EN TORREJON DE ARDOZ (MADRID)

Superficie construida: 40.000 m².

Modulación: 20 x 9,50 m.

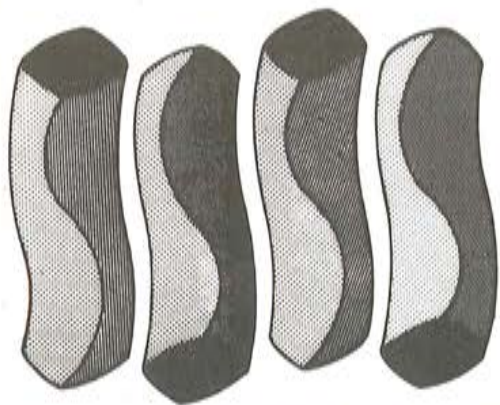
El edificio constaba de dos partes: una zona interior con modulación 20 x 10 m, resuelta a base de pilares en H, correas, vigas canalón y jácenas; y unos muelles exteriores en los que se disponen vigas de 27,00 m de longitud total y 13,00 m de voladizo, sobre las que se cargaba un peto perimetral. (figs. 58 y 59).



Fig. 58. Vista de las vigas en voladizo.



Fig. 59. Vista de la zona interior.



PACADAR

Firma decana en el mundo
Elementos prefabricados
Hormigón armado y pretensado
Grandes luces y sobrecargas

PUENTES

tableros con vigas I
tableros con vigas cajón
pilas y dinteles

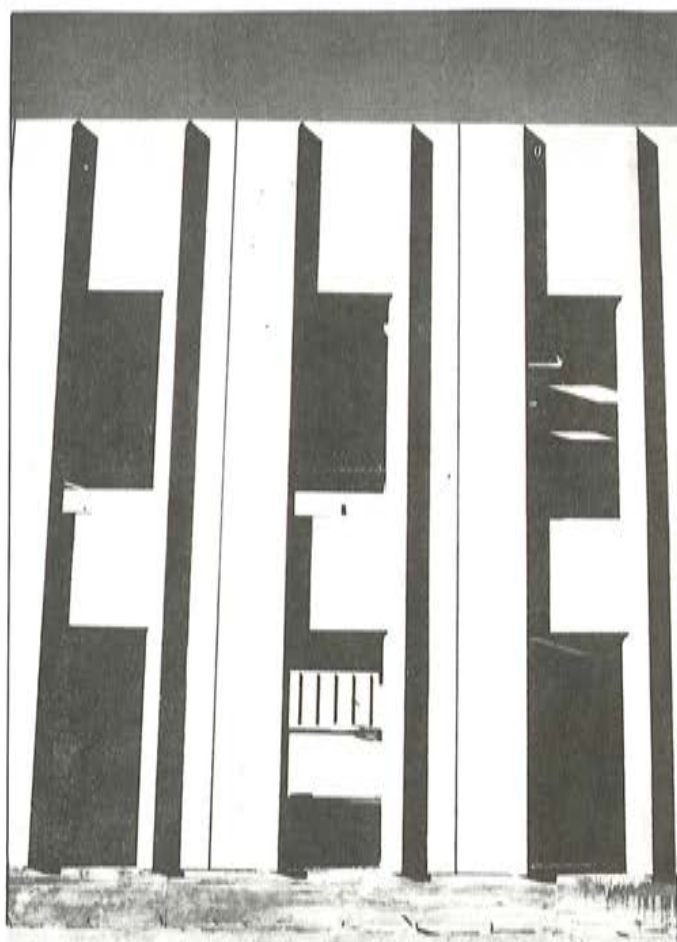
NAVES Y EDIFICIOS INDUSTRIALIZADOS

pilares
fachadas
vigas peraltadas
vigas canalón
vigas carril
correas
placas

FORJADOS

convencionales
placas macizas
placas huecas
placas nervadas
sección en π

PIEZAS ESPECIALES



Solicite nuestros nuevos catálogos:
- NAVES Y EDIFICIOS INDUSTRIALIZADOS
- PUENTES

OFICINAS:

- Hermosilla, 57 - Madrid-1
Teléfono 435 49 00
- Travesera de Gracia, 98 bis - Barcelona-12
Teléfonos 217 48 51 - 218 03 39
- San Vicente, 102 bajo - Valencia-7
Teléfono 322 24 98

FABRICAS:

- Ribas de Vaciamadrid (Madrid). Ctra. de Valencia, km. 20 y 21
Teléfono 670 00 13
- San Baudilio de Llobregat (Barcelona)
Ctra. de Sta. Cruz de Calafell, km. 11,600
Teléfonos 661 60 46 - 661 02 69
- Ribarroja de Turia (Valencia)
Teléfonos 277 11 11 - 277 11 00

Refuerzos realizados últimamente y presentación del nuevo sistema de anclaje C. G. C.

Por Carlos Barredo de Valenzuela
Dr. Ingeniero Industrial

Una vez más me presento a la Asamblea de nuestra Asociación, para enseñar alguna de esas operaciones quirúrgicas con las que, a veces, logramos curar algún mal endémico de una construcción o, al menos, paliar los efectos de alguna enfermedad que amenazaba de ruina a alguna construcción o a algún elemento estructural.

Desde que empezaron a llamarnos "médicos de las estructuras" hasta ahora, ha pasado bastante tiempo, y se ha generalizado el empleo de la denominación "Patología", aplicándolo a la construcción, de tal forma que esto va sonando ya a nombre de una cátedra universitaria.

Poco a poco, se va venciendo el rubor que producía hablar de este tipo de problemas tan reales, y cada vez vemos que se van presentando aquí más casos, aunque sólo sea después de haberlos resuelto; pero también se va viendo cómo cada vez se van produciendo más situaciones que hay que curar o prevenir.

Medicina preventiva, diagnóstico, tratamiento, operación, ..., en fin ya digo que cada vez suena más a Universidad.

Hoy quiero presentar, de una manera rápida, tres ejemplos que difieren un poco de los que he presentado hasta ahora; y quiero indicar que, sobre todo en edificación, cada vez se me van mezclando más los dos conceptos de pretensado por tesado de armaduras, y, pretensado por predeformación de algún elemento estructural; conceptos que traté de separar en la Asamblea de La Coruña, pero que en muchos casos tienen una tendencia a unirse, prevaleciendo siempre el objetivo final de coartar deformaciones futuras y, a veces, recuperar parte de las que ya se han producido.

Pasemos al primer ejemplo:

Se trata de un edificio con estructura y forjados de hormigón, y cerramientos de fachada con fábrica de ladrillo. (Figura 1).



Fig. 1

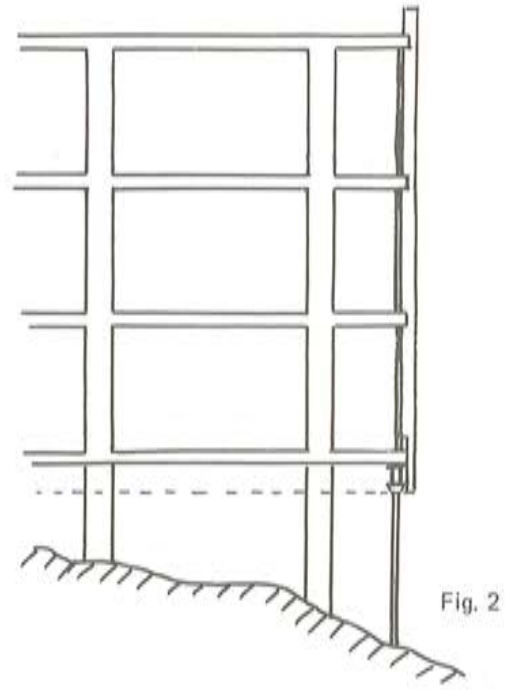


Fig. 2

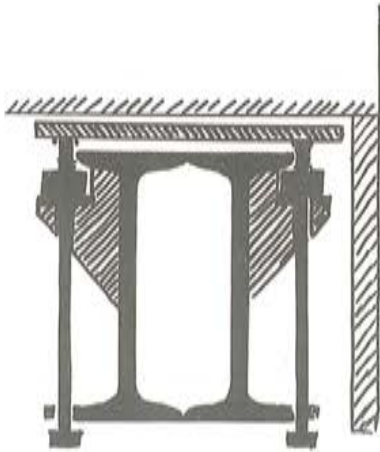


Fig. 3

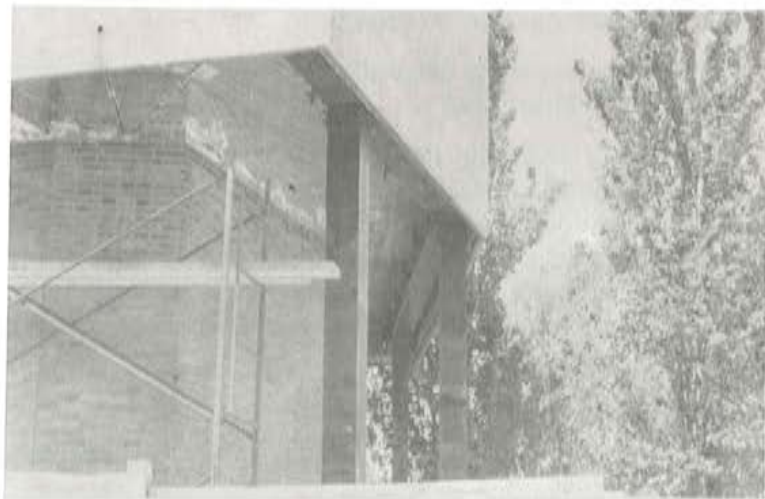


Fig. 4

En la fachada delantera, los forjados presentan un voladizo que, en el extremo, soporta el peso de la propia fachada.

Aunque el voladizo no es muy grande, su deformación originaba la aparición de grietas en las fachadas laterales y en los tabiques interiores; existiendo también peligro de desprendimiento de la fachada delantera.

La solución consistió en un apuntalamiento del borde de los voladizos, que se refirieron entre sí, en el sentido vertical, mediante los puntales que se aprecian en la Figura 2. El total de los esfuerzos se recogían sobre la viga formada por dos I que se ve en la Figura 3.

Para poner en carga esta viga sin necesidad de nuevas deformaciones de la estructura y realizar un acañamiento controlando los esfuerzos aplicados, repartiendolos, que es la forma apropiada, se emplearon las barras roscadas que aparecen en la figura y que empujaban hacia arriba unas placas que se apoyaban debajo del forjado inferior.

Aunque las tuercas fijadas a las vigas están situadas en la parte superior para que la zona en compresión fuera corta y no hubiera problemas de pandeo, la cola de las barras sale por la parte inferior de las vigas, para facilitar la operación de puesta en carga, que se complicaba por los andamios que estaban colocados como apeo de la estructura.

La fachada frontal era quebrada, y se pusieron tres pilares como se ven en la Figura 4.

A lo largo de las vigas, se repartieron puentes de carga en número suficiente para hacer el reparto, como se ve en la Figura 5.



Fig. 5



Fig. 6

En la Figura 6, se aprecia un detalle de estos puentes de carga; y se puede observar cómo es fácil trabajar desde abajo.

La Figura 7, presenta un detalle de un soporte.

Los soportes extremos no llegaban a haces de las fachadas laterales; y las vigas tenían unos voladizos que se trataban de la misma forma, como se aprecia en la Figura 8.



Fig. 7



Fig. 8

El apriete de las tuercas se previó, mediante llave dinamométrica, en cuatro etapas, para distorsionar lo menos posible el estado de la fachada.

Esta obra se ha realizado en colaboración con el Ingeniero de Caminos, D. Alberto Prado; y los pilares metálicos se recubrieron con ladrillo por claras razones estéticas, quedando las vigas del refuerzo tapadas por un cielo raso.

Pasemos a otro caso.

La Figura 9, representa el esquema de una solución de la que no puedo presentar aún diapositivas, por encontrarse en fase de preparación.

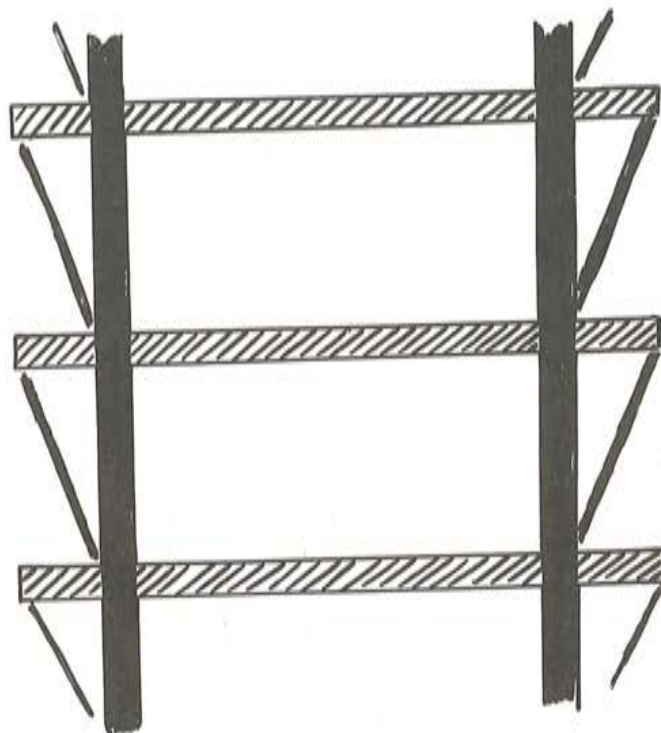


Fig. 9.

Se trata de reforzar un forjado, con luces de 18 m y voladizos de 3 m en cada extremo. Las vigas metálicas tenían el mismo canto en toda su longitud; por lo que, con los tirantes inclinados que se ven en la figura, se han podido introducir los momentos flectores necesarios para dejar la planta exenta sin tener que aumentar el canto de las vigas, que era de lo que se trataba.

Estos tirantes se disimulan en unos cerramientos entre los pilares y la fachada, quedando una especie de capillas abiertas hacia el cuerpo central; cosa que no entorpecía la utilización de las plantas en la forma deseada.

Y pasemos al último ejemplo.

Se trata de la restauración de la Torre de Santo Domingo, en el Convento de la Asunción de Calatrava, en Almagro (Ciudad Real), en la que hemos colaborado con el Arquitecto D. Miguel Fisac. Figura 10.



Fig. 10

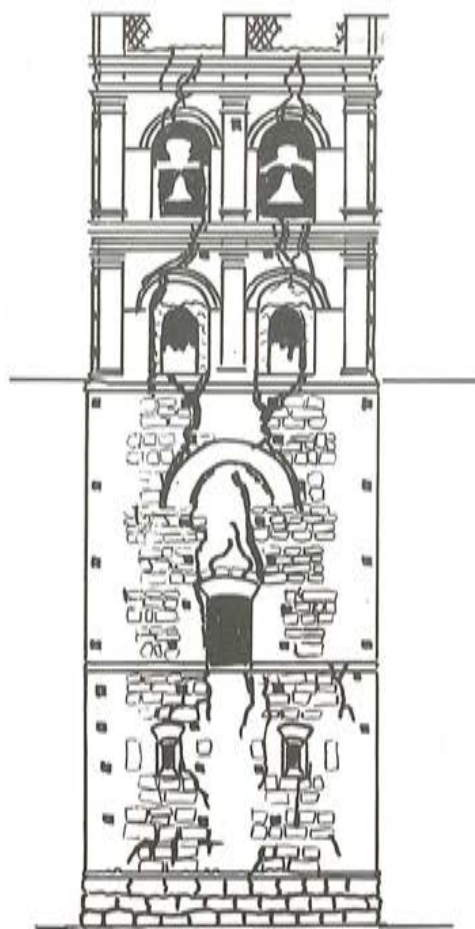


Fig. 11



Fig. 12

Esta torre, creo que del siglo XIV, está adosada a la iglesia del convento. Tiene muros de metro y pico de grueso, contruidos con ladrillo y piedra y rellenos de algo que también es ladrillo y piedra, con un aglomerante, al estilo de la época.

Agrietada desde hace mucho tiempo, (véase Figura 11), cuentan las crónicas que las grietas se agrandaron mucho con un terremoto a principios de este siglo; y últimamente parece que se habían producido algunos nuevos movimientos.

Lo cierto es que había grietas en las que cabía la mano, y en algunos casos el puño.

Las fachadas laterales ofrecían un aspecto parecido.

Por problemas de espacio, resulta difícil tomar fotografías del frente; por ello en las Figuras 12, 13 y 14 se presenta una secuencia de la fachada.



Fig. 13

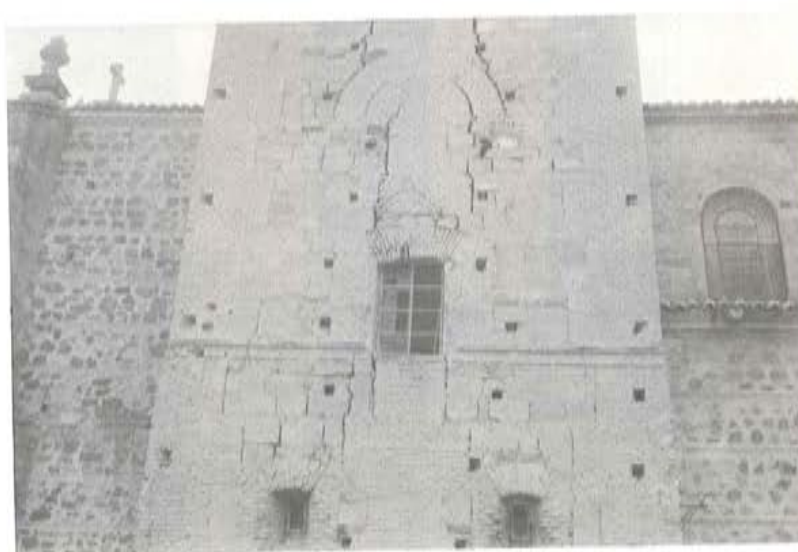


Fig. 14

En la Figura 15, podemos ver un esquema de la solución adoptada, que consiste en la creación de una serie de marcos interiores, suficientemente rígidos para anclar en ellos las esquinas de la torre y los muros, a distintos niveles. La solución se realiza desde dentro, y el exterior no presenta al final ninguna huella de la operación realizada, que era lo que se trataba de conseguir.

Las fases de la obra se resumen de la siguiente manera:

- Inyección de las grietas, tras un sellado de las mismas;
- Zunchado exterior provisional, mediante placas de esquina en las cuatro de la torre y cables pretensados por el exterior;
- Hormigonado de los cercos interiores y de los pilares de apoyo de los mismos;
- Tensión y anclaje de los muros contra los cercos de hormigón;
- Colocación de una escalera interior definitiva.

La Figura 16, muestra un detalle, de uno de los cercos y de un pilar de apoyo. Dada la dificultad de taladrar el muro sin crear problemas, para el anclaje a los cercos se emplearon los taladros que existían en los muros como vestigio del sistema constructivo empleado en origen. Los pilares de apoyo se colocaron en los ángulos interiores de la torre, con lo que no resultan visibles desde el exterior.

La sustitución del forjado de la cubierta proporcionó también un zuncho de atado en la parte superior. Esta cubierta fue modificada, para devolverle su fisonomía original que había sido alterada en alguna reforma anterior.

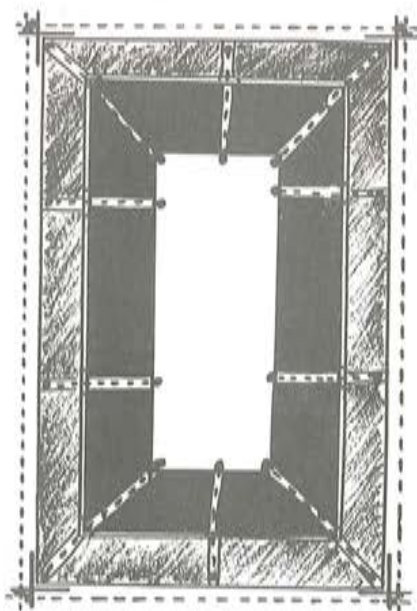


Fig. 15



Fig. 16

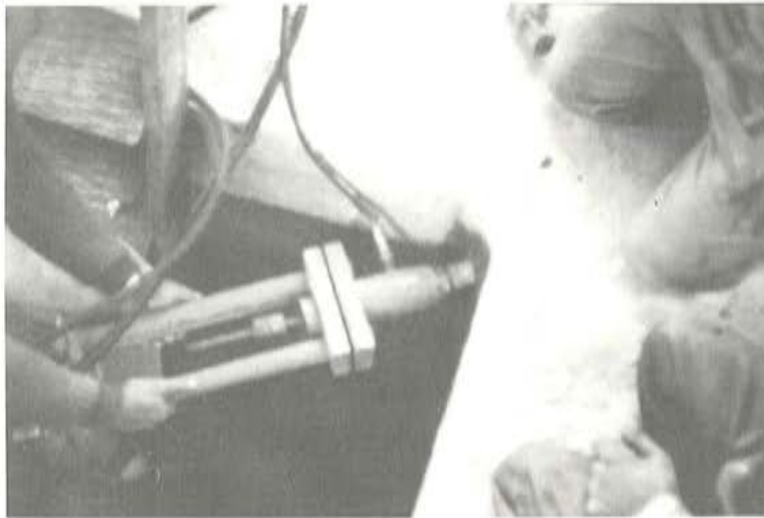


Fig. 17



Fig. 18



Fig. 19

En las Figuras 17, 18 y 19, puede verse un momento de la operación de anclaje; la escalera interior que se colocó, y una vista de la obra terminada, respectivamente.

Para terminar, permitidme que os presente los resultados de los ensayos que acaba de realizar el Laboratorio Central con el anclaje individual del Sistema C.G.C., última patente registrada, hasta ahora, a nombre de mi padre, Ricardo Barredo, y que ha sido desarrollada con la colaboración de mi hermano José Luis.

Se trata de la idea que presentó en La Coruña, aplicada a los anclajes individuales. En el cuadro de la Figura 20, se aprecia que poseen un coeficiente de eficacia superior al 99% incluso con una inclinación del anclaje de 2 grados respecto al eje del cordón.

ANCLAJES SISTEMA C.G.C.

Tipo de anclaje	Posición de los anclajes	Carga de rotura en Kp.	Valor medio
Sin anclajes		19.560	19.540
		19.560	
		19.500	
Anclajes 1 ^{er} lote	Normal	19.380	19.380
	Inclinada 1 grado sex.	19.320	19.400
		19.560	
		19.320	
Anclajes 2 ^o lote	Normal	19.500	19.500
	Inclinada 2 grados sex.	19.020	19.350
		19.680	

Fig. 20.

Un esquema de este anclaje puede verse en la Figura 21.

Las cuñas o mordazas que abarcan el cable o alambre, forman una rótula, con una cierta libertad de giro dentro del cono hembra.

Se ha empleado ya en la torre de Almagro que mostré antes, y su empleo se está extendiendo en la fabricación de tubos de hormigón pretensado, donde su condición de posición indiferente tiene mucha importancia. En esta aplicación se emplea, además, una versión especial del cono hembra, que facilita mucho su colocación.

Este tipo de anclaje se puede emplear con todos los modelos de gato de tensión de los distintos sistemas que emplean cuñas de mordaza.

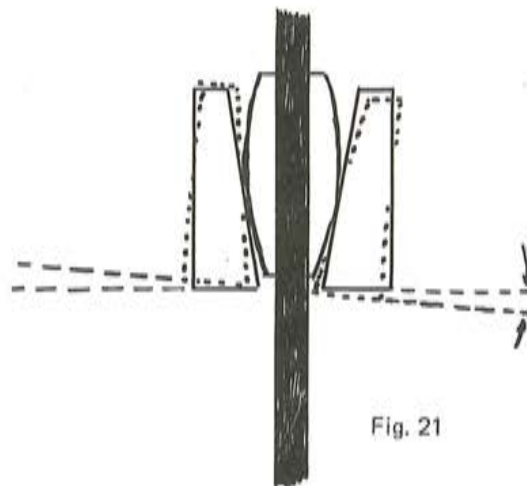


Fig. 21

Historia resumida de las realizaciones en hormigón pretensado, en la región de Murcia

Por: Juan Jódar, Manuel Rodríguez, Pascual Navarro y Manuel Soler

El objeto de esta comunicación es dar un breve repaso a lo que, hasta ahora, se ha hecho en Murcia, en hormigón pretensado.

Es habitual que, como sede de estas Asambleas, se alijan aquellas zonas en las que, en ese momento, se estén construyendo importantes obras pretensadas. Por este motivo, en general, no se hace un análisis global de las realizaciones existentes en la Región ya que, la descripción de las obras en curso resulta incompatible, por falta material de tiempo, con una revisión de la evolución histórica de la técnica del pretensado en la zona, capaz de dar una perspectiva de la situación real en que la misma se encuentra.

No ocurre así en Murcia. Nuestro caso es singular, por varias razones.

En primer lugar, aún no ha llegado a aquí la autopista, que suele ser la obra típica que da lugar a la utilización masiva del hormigón pretensado. Nuestras grandes realizaciones corresponden a los canales de riego; lo cual, por otra parte, resulta totalmente lógico ya que es una constante histórica que la mayoría de las grandes obras públicas de la Región han tenido, como motor, el agua.

En segundo lugar, en Murcia se da la especial circunstancia, no exclusiva de esta zona, de que existe un fuerte contraste entre la proliferación de fábricas de viguetas pretensadas, con su correspondiente masiva utilización, en épocas pasadas, del hormigón pretensado en edificación, y la tardanza en iniciarse la aplicación de esta técnica a las obras públicas.

No sabemos hasta que punto habrán podido influir en ésto los problemas que han planteado los forjados pretensados, y a los cuales se ha hecho mención en la comunicación que, sobre este tema, ha presentado mi compañero Rodríguez Martín.

Lo cierto es que el hormigón pretensado no contó con una realización importante, en Murcia, hasta el año 1968, en el que se construyó el Puente de la Feria, sobre el río Segura.

Dada la época y la procedencia del proyecto (la desaparecida Jefatura de Puentes y Estructuras), tenía que tratarse de una obra técnicamente interesante.

Es un doble puente pórtico, con un vano central de 53 m de luz. Las pilas quedan alineadas con los muros de encauzamiento del río y el dintel es un cajón, de canto variable entre 1,20 m en clave y 2,50 m en apoyo, que se prolonga en voladizos laterales de 7 m, atirantados a las zapatas. (1).

La empresa constructora fue Entrecanales y Tavora, S.A. y el sistema de pretensado utilizado, el B.B.R.

Muy rápidamente, se construyen después una serie de puentes, en Murcia capital, y en varios lugares de la provincia, en los que la característica fundamental es que sus tableros isostáticos están constituidos por vigas prefabricadas en talleres a pié de obra.

Esta serie empieza en el conocido como Puente-Pasalera, sobre el Segura, construido por Sacop; continúa con el Puente del Polígono Infante D. Juan Manuel, construido por Bernal Pareja, y todos los de la Ronda Oeste, construidos por Ferrovial; hasta los de Calasparra y Cehegín, sobre los ríos Segura y Argos, construidos por Agromán.

De la misma tipología estructural, pero con vigas prefabricadas en taller industrial, son los de la Variante de Librilla (2) y el del Guadalentín, en Lorca (3), construidos por Dragados y Construcciones, S.A. y recientemente inaugurados.

Dentro de esta larga y repetida serie, se encuentra una excepción, en cuanto a tipología de tablero. Se trata del puente sobre el Guadalentín, en la carretera de Alhama a Cartagena, construido por Ferrovial, cuya sección transversal es una losa nervada, con dos almas, o sea, una sección en *pi* (4).

A partir de los años 73-74, empiezan a construirse estructuras muy importantes, algunas de las cuales acentúan ese carácter de región de contrastes al que nos hemos referido al principio.

Así, en el Canal de la Margen Derecha del Segura, se encuentra una sucesión de realizaciones en hormigón pretensado, que van, desde los grandes sifones del Carcelin y Ricote, con tubería de 3,00 m de diámetro y altura de carga de hasta 80 m, para caudal de 23 m³/sg y los de Río Mula, Rambla Salada, Librilla y Rambla de Algeciras, con tuberías dobles de 1,80 m de diámetro y longitud total de 7 m y altura de carga de hasta 90 m, en el caso del sifón del Río Mula, hasta llegar a la Impulsión de Alhama, de 115 m de altura y 483 m de longitud. (5).

Todos ellos han sido construidos por Ferrovial, con tubería de hormigón pretensado, con camisa de chapa, fabricada por S.A. Tubo Fabrega, Hidroconstrucciones y Matubo, y con proyecto de la Confederación Hidrográfica del Segura.

En la traza del mismo canal, se encuentran una serie de acueductos, que empiezan en el de la Mezquita, (6) con luces centrales de 42 m y sección en cajón, para caudal de 23 m³/seg, y el de Campos del Río, con longitud total de casi 600 m, en vanos de 35 m de luz, altura de pilas que llega a 32 m y sección en cajón abierto, de 3,40 m de canto, para caudales de 10 m³/sg. (7).

Estos, como los de Guillelmos I y II, la Zarza, Rambla de Belén, Casiano y Peretón I y II, han sido construidos por el procedimiento de cimbra móvil de vano completo, con empalme al quinto de la luz, por Ferrovial, con proyecto de la Confederación Hidrográfica del Segura y Euroestudios y sistemas de pretensado Stronghold y Barreto (8).

La última de estas realizaciones es el acueducto de la Variante de los Yesos (9), construido por el mismo procedimiento, con sección en cajón cerrado y altura de pilas de hasta 44 m. Se terminó en 1980.



(1)



(2)



(3)



(4)



(5)



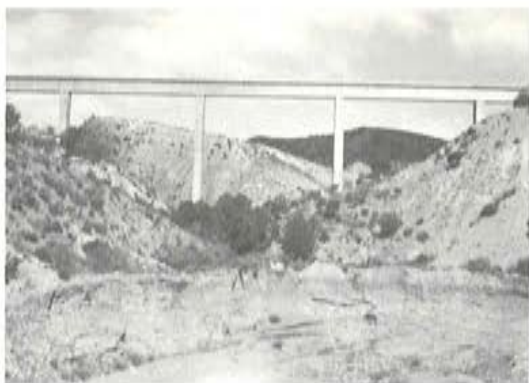
(6)



(7)



(8)



(9)



(10)



(11)

A ambos lados de este acueducto, se encuentran dos realizaciones que son objeto de otra comunicación y que constituyen, a nuestro juicio, un ejemplo de combinación de dos procedimientos experimentados ya en la técnica de construcción de puentes, como son las dovelas prefabricadas en taller industrial, y el empuje desde un estribo.

La utilización de ambos métodos en el caso de un acueducto, por la geometría de su sección, y por su canto importante, ha dado un resultado digno de admiración. (10).

Ambos han sido realizados por Dragados y Construcciones, con pretensado B.B.R.

En el Canal de la Margen Izquierda del Segura, se encuentra el acueducto de la Matanza (11) totalmente prefabricado, con longitud de 1.500 m y luces de 30 m, para un caudal de 30 m³/sg. Ha sido construido por Entrecanales y Távora, S.A.

Al lado de todas estas grandes realizaciones, se encuentran una serie interminable de pasos, para restitución de servidumbres, en los que se han utilizado fundamentalmente tableros de vigas prefabricadas en taller.

Y aquí es donde queremos resaltar otro contraste más de los que ofrece la utilización del hormigón pretensado en esta zona; porque dentro de un campo como el de la prefabricación de vigas de puente, en el que solo existen muy contadas empresas en España, que disponen de la tecnología y los medios necesarios para ello, en el año 1981, se ha dado ya el primer paso, en esta Región, con la construcción de la pasarela de acceso al Club Náutico de Los Nietos y varios puentes sobre los canales del Postravase, en los que se han utilizado vigas, prefabricadas en Cartagena.

Dentro de esta misma Asamblea, también se comenta otra utilización interesante del pretensado, en el refuerzo de un acueducto de la Mancomunidad de los Canales del Taibilla.

Y queremos terminar volviendo al principio, para recalcar que nuestro objeto al presentar esta comunicación, no es otro que contribuir a la mejora de la información que poseen los profesionales de la Región, respecto a la real situación actual en ella, de la técnica del hormigón pretensado.

Ensanche de tres viejos puentes sobre el río Arga (Navarra)

Juan José Arenas de Pablo
Cátedra de Puentes. E.T.S. de Ingenieros de Caminos
Universidad de Santander

1. PLANTEAMIENTO DEL PROBLEMA

La Diputación Foral de Navarra se planteaba la necesidad de ensanche o sustitución de los puentes que cruzan el río Arga en las proximidades de Larraga (Carretera Estella-Tafalla, con importante circulación de vehículos) y en los accesos a los núcleos de población de Berbinzana y Miranda de Arga. Los puentes existentes son antiguos, sucesión de bóvedas de luces e intradoses muy variables (como consecuencia de destrucciones y reconstrucciones reiteradas), sin que seamos capaces de ofrecer siquiera una datación aproximada (figuras 1a, 1b y 1c) de los mismos.

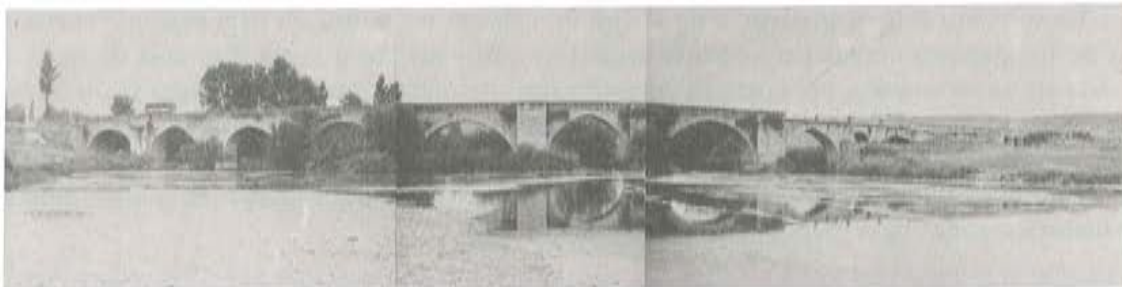


Fig. 1-a. Puente de Larraga. Estado antiguo.

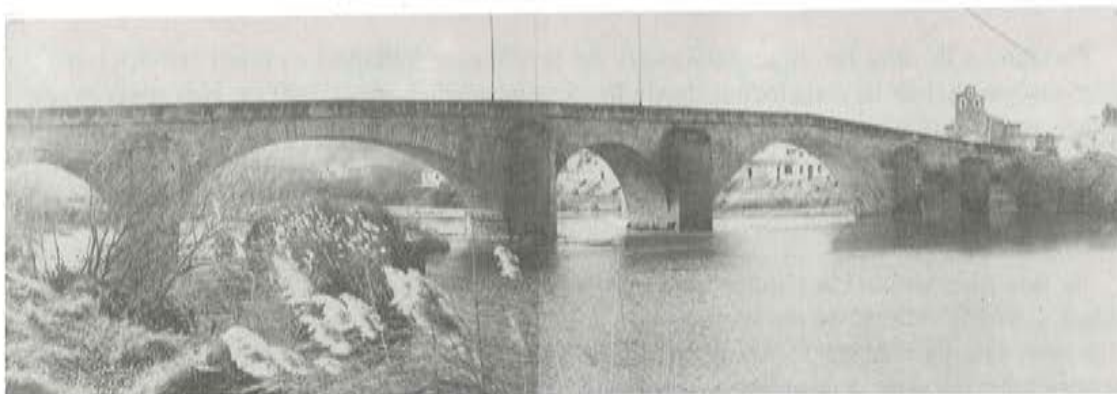


Fig. 1-b. Puente de Berbinzana. Estado antiguo.



Fig. 1-c. Puente de Miranda de Arga. Estado antiguo.

El más notable resulta el de Berbinzana, con dos grandes luces de 25 y 24 m de abertura y trazados de intradós bien distintos, lo que hace pensar que se trata de dos reconstrucciones independientes. El arco central, coincidente con el cambio de rasante del lomo de asno, tiene un intradós, quizá arco de 3 centros, con máxima curvatura en clave (o sea, totalmente contrario a las condiciones de antifunicularidad), mientras que el segundo es, quizás, arco de 5 centros, excesivamente aplanado en clave, más próximo que el anterior a los "anse de panier" de la escuela de Juan R. Perronet (finales siglo XVIII). En Francia, el aspecto de estos arcos sería suficiente para afirmar su anterioridad a 1750, pero no ocurre esto en España, y las demoliciones y reconstrucciones subsiguientes han podido muy bien ocurrir en las Guerras Carlistas del siglo XIX.

Los anchos totales de las bóvedas eran en los 3 puentes muy parecidos, de aproximadamente 5 m. Deduciendo los espesores de los pretilos macizos quedaba un ancho útil para la circulación de unos 4,10 m, manifiestamente insuficiente en los accesos a Berbinzana y Miranda, y nada digamos en la carretera Estella-Tafalla. El aspecto externo de bóvedas y paramentos era en general, bueno. Algunos sillares se veían algo descolgados, como consecuencia de la disolución por el agua de lluvia del mortero de cal de rejuntado entre ellos.

La solución a la insuficiencia de ancho de calzada no podía ser otra más que el ensanche de los puentes actuales o la construcción de otros nuevos a corta distancia de ellos. A la vista de la estimación del coste de construcción de nuevos puentes, la Diputación de Navarra nos pidió agotar las posibilidades de ensanche de los puentes existentes. Si esto se lograba respetando su aspecto, habríamos de paso garantizado, a través de su uso, la supervivencia de unos puentes que, aunque lejos de la categoría de antológicos, tienen sobrado valor histórico como para preocuparse de su conservación.

2. SOLUCION PARA EL ENSANCHE DE LOS TABLEROS

Partíamos de que las cimentaciones y las bóvedas se hallaban en buen estado, pero precisábamos ensanchar la plataforma desde los 5 m actuales hasta 10,40 m. Nos pareció que la solución más limpia, que salvo el desmontaje de pretilos, respetaba al máximo el aspecto de los puentes, era la consistente en establecer una losa superior de hormigón armado que, apoyada en ambos tímpanos, volara unos 2,70 m a cada lado, materializado el ancho de plataforma requerido.

Se nos planteaban cuestiones tales como el aumento de peso y de sobrecarga, la incertidumbre sobre la calidad de los muros-tímpanos y el estado real de conservación del extradós de las bóvedas. Para hacer frente a estos problemas, decidimos vaciar los rellenos existentes, descubriendo bóvedas y tímpanos por dentro. En la figura 2 puede verse el aspecto del puente de Miranda una vez vaciado. Hormigonando una losa de unos 25 cm sobre la bóveda,

y sendos tabiques internos adosados a los tímpanos, llegamos a construir, incluyendo a la losa superior, una sección hueca, cuya colaboración resistente con la vieja construcción para acciones de sobrecarga no es fácil de determinar, pero que, sin duda, consolida y refuerza al puente existente. A este respecto, parece claro que el refuerzo interno de hormigón armado convierte a sus bóvedas en arcos-tímpano, capaces de alojar en buenas condiciones resistentes líneas de presión fuertemente excéntricas respecto a la directriz de aquéllas. Finalmente, los forros internos de hormigón constituyen una buena impermeabilización de la sillería, por lo que puede esperarse que se detenga el proceso de disolución del mortero de rejuntado.

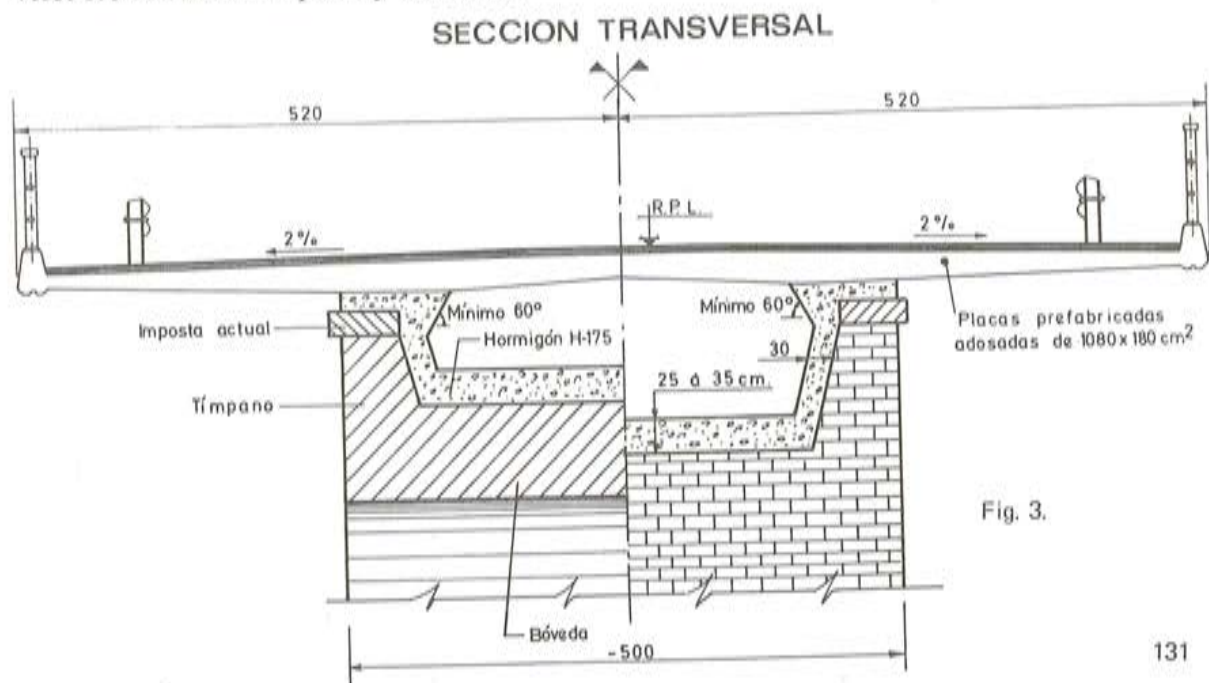
Al tratarse de 3 puentes con igual plataforma actual y futura, la idea de prefabricar la losa superior parecía buena y se llevó a efecto.

La figura 3 muestra la sección transversal del puente vaciado, reforzado en su interior y coronado con las losas prefabricadas.



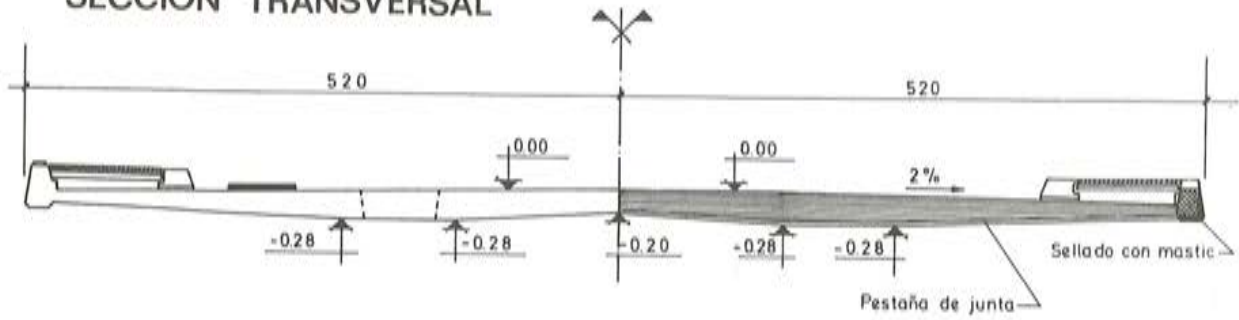
Fig. 2. Puente de Miranda vaciado.

Las placas prefabricadas, con 10,40 m de anchura y 1,80 m de longitud, incluían en su diseño la imposta, los anclajes para barandillas y barreras de seguridad, mechinales, etc. En la figura 4 se muestra el diseño de una placa tipo, pudiéndose apreciar en su planta los 4 huecos que permitían el enlace con la armadura de los tímpanos internos. En la figura 5 pueden verse los detalles de imposta y barandilla.

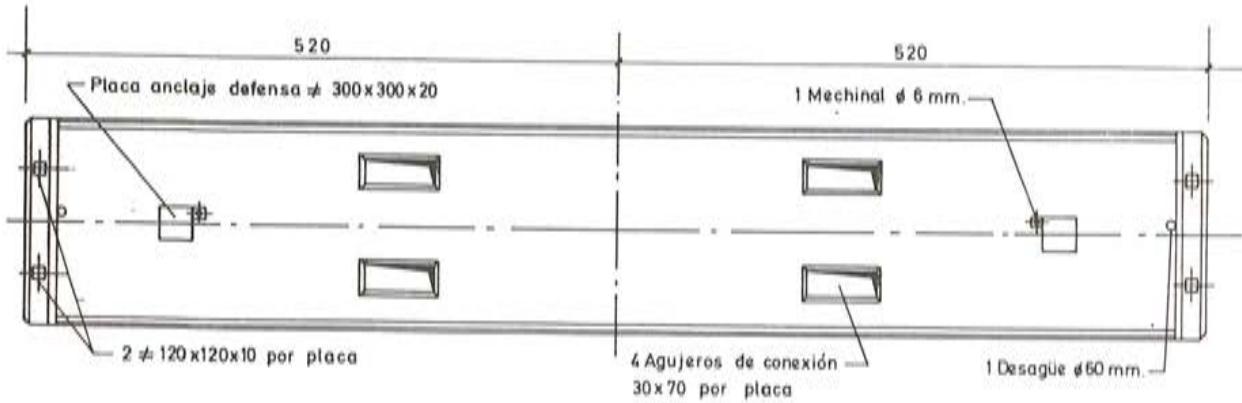


GEOMETRIA DE PLACA PREFABRICADA TIPO

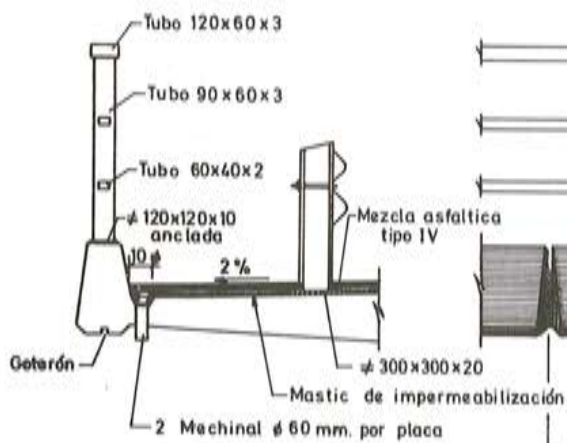
SECCION TRANSVERSAL



PLANTA



DETALLE DE IMPOSTA



ALZADO BARANDILLA

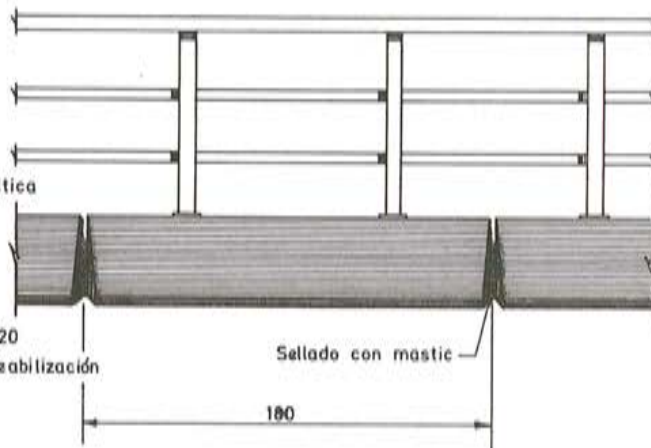


Fig. 5

La regularización del perfil longitudinal se llevó a cabo mediante el zuncho de hormigón que se vertía sobre la imposta antigua, conservada, buscando un trazado que, requiriendo el mínimo de altura para este elemento, permitiera un perfil longitudinal aceptable. En particular, el puente de Berbinzana, que presentaba un lomo de asno muy acusado, exigió recrecidos de hasta 60 cm en algunas zonas. Ello afecta negativamente a la estética de la obra terminada pero era requisito fundamental para que la nueva calzada prestara un servicio adecuado. Queda, sin embargo, la duda de si esa banda de hormigón no debió recibir un revestimiento de piedra.

3. VERIFICACIONES RESISTENTES Y DE ESTABILIDAD

Antes de hacer ningún tipo de comentario sobre el comportamiento resistente de la estructura reforzada, conviene subrayar que quienes tienen experiencia en trabajos de reparación y consolidación de puentes antiguos, recomiendan desconfiar sistemáticamente tanto del estado interno de pila y tajamares (aunque presenten un buen aspecto interior) como de las condiciones de la cimentación. Son bien conocidos los riesgos de socavación de las pilas de los puentes antiguos y, antes de decidirse a ensanchar uno de ellos, una adecuada campaña de sondeos y hasta reconocimientos subacuáticos parecen absolutamente recomendables.

Aun con tales planteamientos, un viejo puente ensanchado no puede ofrecer la fiabilidad de uno nuevo, cuyas diversas partes han sido adecuadamente dimensionadas y ejecutadas. Pero, aunque ello suponga márgenes supletorios de responsabilidad para el ingeniero, la revitalización y acondicionamiento de puentes antiguos, sobre la doble base de economía de inversión y de conservación de una obra antigua irrepetible, parece aconsejable cuando su estado actual lo permita.

Las verificaciones resistentes que cabe hacer en un ensanche de este tipo son de cuatro órdenes.

El primero se refiere a la estabilidad de pilar y cimentaciones con la obra en la nueva situación. Vaciar el puente puede, a primera vista, parecer ventajoso, desde el momento que eliminamos un peso importante y aliviarnos la carga vertical transmitida al terreno de cimentación. Pero conviene no olvidar que los empujes horizontales de los arcos, en general desequilibrados, precisan componente de fuerza vertical suficiente para que la acción global sobre el terreno no resulte demasiado inclinada. Ni que decir tiene que el vaciado del conjunto de bóvedas debe llevarse a cabo del modo más uniforme posible, evitando desequilibrios excesivos entre los empujes sobre cada pila.

El segundo hace referencia a la resistencia de las viejas bóvedas. Puentes como éstos, absolutamente ignorantes de toda idea de antifunicularidad, pueden funcionar bien, gracias a la colaboración de sólidos tímpanos que permiten alojar en cualquier caso a la línea de presión resultante. El añadido de un cajón interno de hormigón ligeramente armado, y debidamente conectado con pasadores a bóveda y tímpanos, tiene que mejorar extraordinariamente la seguridad del viejo puente.

El tercer aspecto que hay que considerar en un tablero tan notablemente ensanchado como éstos, se refiere a los esfuerzos de torsión longitudinal que va a inducir la sobrecarga excéntrica. La sección interior hueca de hormigón armado resulta ideal para absorberlos y transmitirlos hasta los apoyos en pilas. Pero obsérvese que, para ello, es vital la conexión resistente con las placas superiores, así como el enlace de éstas entre sí.

Queda, finalmente, el trabajo en flexión transversal de la nueva estructura. El funcionamiento de las placas superiores resulta absolutamente análogo al de los forjados superiores

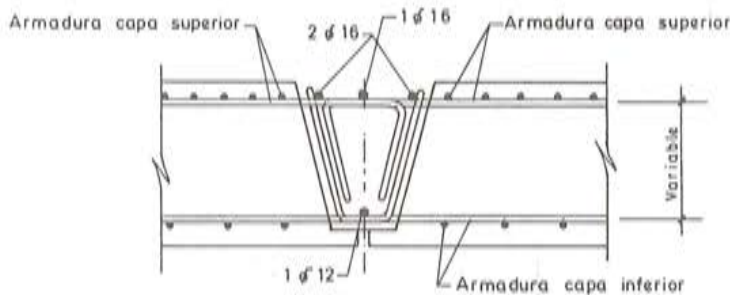
de un tablero celular actual. Tan solo el esfuerzo rasante, fundamental en estos últimos, es dudoso que (salvo torsión) llegue aquí a producirse y, en todo caso, la flexión longitudinal engendrará efectos muy reducidos. El revestimiento de hormigón sobre el trasdós de la bóveda tiene que hacer frente a las flexiones transversales engendradas por las fuerzas de desviación debidas a la curvatura de aquélla. Tales fuerzas actuaban, equilibrándolas, sobre la masa de relleno antes existente. Pero una vez vaciada la bóveda es el revestimiento interno de hormigón quien debe tomar tal carga y transmitirla, en sentido transversal, a los tímpanos. Con los pequeños radios de curvatura de la zona de arranque, estos empujes, y las flexiones consiguientes, son importantes.

El contratista, FERNANDEZ CONSTRUCTOR, S.A., prefabricó las 210 placas dentro de un único molde de madera. En la figura 6 puede verse el almacenamiento de las mismas, apreciándose la calidad de acabado de la imposta con todos sus chaflanes.

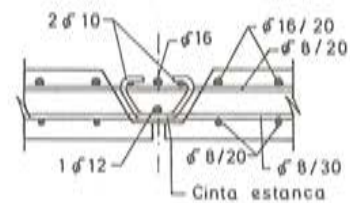


Fig. 6. Almacenamiento de placas prefabricadas

DETALLE 1



DETALLE 2



DETALLE UNION PLACAS PREFABRICADAS

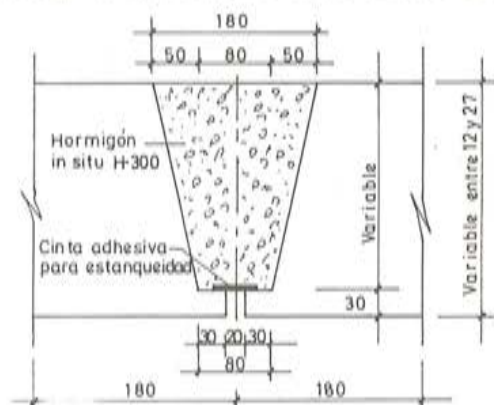


Fig. 7



Fig. 8-a. Aspecto del puente de Miranda ensanchado.



Fig. 8-b. Detalle del puente de Miranda.

Se prestó especial cuidado al enlace entre placas en sentido longitudinal. Ello se lograba con un vertido de hormigón in situ que, a todo lo ancho del tablero, solidarizaba la armadura vista de la placas vecinas. En el intradós de los voladizos, tales juntas se subrayaban intencionadamente. En la figura 7 se muestran los detalles de esta unión.

En la figura 8 pueden verse dos aspectos de detalle del puente de Miranda ensanchado. La superposición del hormigón a la piedra resulta limpia y agradable.

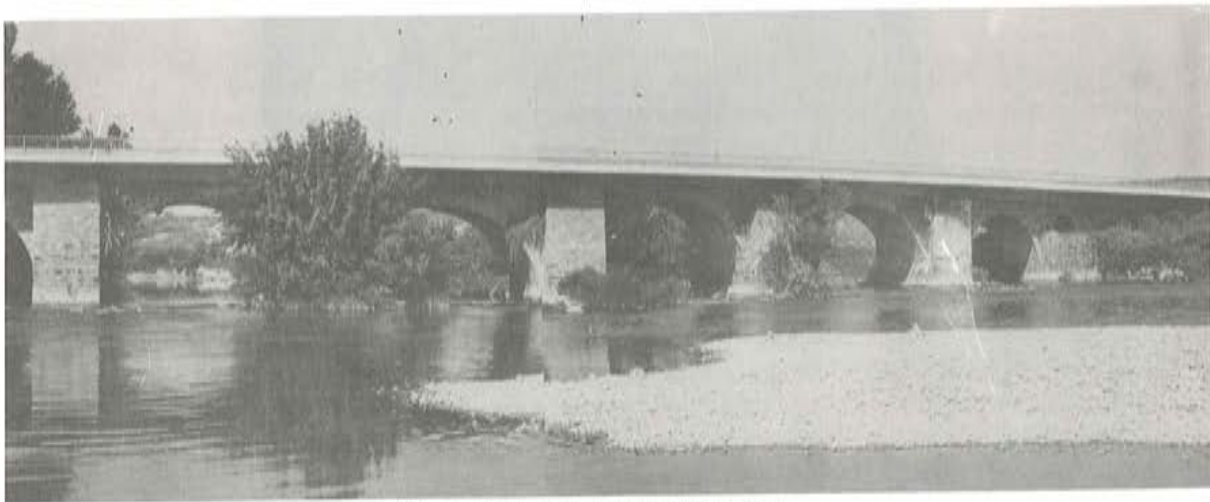


Fig. 9. Puente de Larraga terminado.

En la figura 9 se muestra una vista general del puente de Larraga, llevada a cabo la reforma. Finalmente, en las figura 10 y 11 pueden verse el alzado y la calzada del puente de Berbinzana concluída la obra. El poco agradable aspecto de los recrecidos de hormigón sobre la piedra es el precio de la suavidad del perfil longitudinal conseguido.



Fig. 10. Puente de Berbinzana, terminado.

Esta obra fue proyectada, dentro de ARPING Estudio Técnico, por el autor de esta comunicación, junto con el Ingeniero Don Vicente Serrano Orts. La dirección de obra corrió a cargo del Ing. de la Diputación Foral de Navarra, D. Jesús Pinilla. Como ya se ha dicho, la fabricación de placas fue realizada por FERNANDEZ CONSTRUCCION, S.A., quién terminó totalmente el puente de Miranda. Los de Larraga y Berbinzana fueron acabados por un contratista local.

Deseo finalmente, agradecer al Ingeniero D. Santiago Sáinz de los Terreros la colaboración que, con sus fotografías, me ha prestado para presentar esta comunicación.



Fig. 11. Nueva plataforma del puente de Berbinzana.



Fig. 8-a. Aspecto del puente de Miranda ensanchado.



Fig. 8-b. Detalle del puente de Miranda.

Se prestó especial cuidado al enlace entre placas en sentido longitudinal. Ello se lograba con un vertido de hormigón in situ que, a todo lo ancho del tablero, solidarizaba la armadura a vista de la placas vecinas. En el intradós de los voladizos, tales juntas se subrayaban intencionadamente. En la figura 7 se muestran los detalles de esta unión.

En la figura 8 pueden verse dos aspectos de detalle del puente de Miranda ensanchado. La superposición del hormigón a la piedra resulta limpia y agradable.

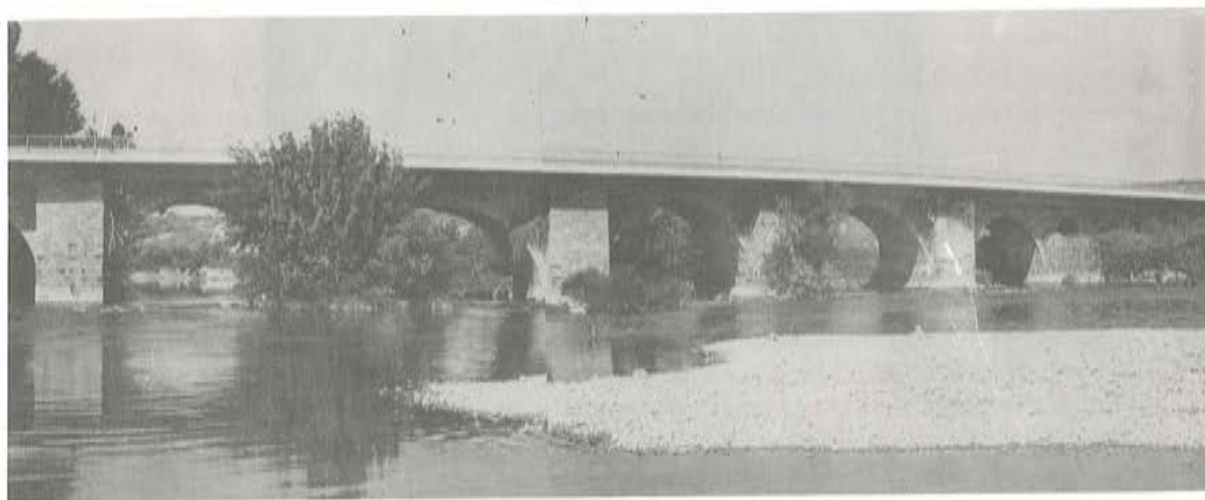


Fig. 9. Puente de Larraga terminado.

En la figura 9 se muestra una vista general del puente de Larraga, llevada a cabo la reforma. Finalmente, en las figura 10 y 11 pueden verse el alzado y la calzada del puente de Berbinzana concluída la obra. El poco agradable aspecto de los recrecidos de hormigón sobre la piedra es el precio de la suavidad del perfil longitudinal conseguido.



Fig. 10. Puente de Berbinzana, terminado.

Esta obra fue proyectada, dentro de ARPING Estudio Técnico, por el autor de esta comunicación, junto con el Ingeniero Don Vicente Serrano Orts. La dirección de obra corrió a cargo del Ing. de la Diputación Foral de Navarra, D. Jesús Pinilla. Como ya se ha dicho, la fabricación de placas fue realizada por FERNANDEZ CONSTRUCCION, S.A., quién terminó totalmente el puente de Miranda. Los de Larraga y Berbinzana fueron acabados por un contratista local.

Deseo finalmente, agradecer al Ingeniero D. Santiago Sáinz de los Terreros la colaboración que, con sus fotografías, me ha prestado para presentar esta comunicación.



Fig. 11. Nueva plataforma del puente de Berbinzana.

Nuevo puente del Comercio sobre el río Cauca en la carretera de Cali-Palmira (Colombia)

Juan J. Arenas
Angel C. Aparicio
Dres. Ingenieros de Caminos

1. INTRODUCCION

El río Cauca atraviesa Colombia en dirección Sur-Norte, en paralelo y a la izquierda del río Magdalena, al cual afluye unos 150 Kms antes de su desembocadura. A la altura de la ciudad de Cali, en la parte centro-occidental de Colombia, presenta un cauce, en aguas normales, de unos 75 metros de anchura y seis metros de profundidad.

A comienzos de 1977, el Ministerio de Obras Públicas de aquel país sacó a concurso la construcción de un puente que resolviera el cruce sobre el río, de la calzada desdoblada de la carretera Cali-Palmira.

El trazado en planta de esta nueva carretera, atraviesa el río según una alineación recta y ortogonal a él, distanciada veinte metros del "Puente del Comercio", que es un tramo colgado, de unos cien metros de luz, realizado en estructura metálica. La rasante, horizontal, discurre a unos ocho metros del terreno inundable, siendo la anchura de la plataforma vial requerida, de 11 metros, de los cuales la calzada ocupa 7,90 m.

El terreno existente en el lecho del río, consistía en aluviones muy flojos en superficie, apareciendo arenas densas hacia los diez metros de profundidad, que pasaban a ser muy densas a partir de los catorce metros. Estas condiciones de cimentación, la anchura del cauce, y el hecho de que la empresa constructora —Estructuras Pretensadas Limitada, concesionaria en Colombia del sistema de pretensado Barredo—, dispusiera de dos carros de avance, hicieron que su oferta de construcción de un puente de hormigón pretensado, construido por voladizos sucesivos, fuera competitiva frente al proyecto de la Administración, que consistía en un puente de estructura mixta, con luces aproximadas de cuarenta metros, que obligaba a realizar dos cimentaciones en el cauce.

Con estos antecedentes, en junio de 1977 recibimos el encargo de realizar el proyecto de construcción, debiendo respetar, como condicionantes, la longitud total del puente y sus luces, así como la geometría de la sección transversal, impuesta por los carros de avance disponibles.

SECCION LONGITUDINAL



PLANTA BAJO TABLERO

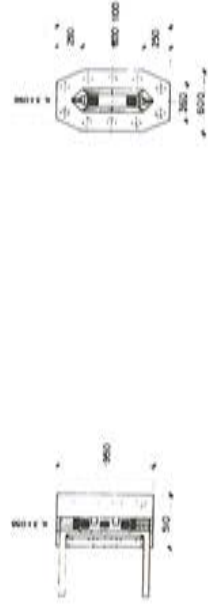


Fig. 1. Sección longitudinal

2. DESCRIPCIÓN DE LA ESTRUCTURA

El puente nos venía planteado como una viga continua de tres vanos, con luz del tramo central de 82 metros y con vanos laterales de 41 metros. (Figura 1). Este esquema estático resultaba adecuado al problema concreto planteado, incluso contando con la implantación de la obra en zona sísmica de bastante intensidad. Una solución pórtico con empotramiento en las pilas, hubiera sido preferible desde el punto de vista de respuesta ante terremotos, resolviendo al mismo tiempo la estabilidad durante la construcción. Pero la baja altura de la rasante hubiera obligado, para permitir las deformaciones lineales del tablero con la mínima coacción, a articular la clave entre ambos voladizos de modo que se permitiera allí el movimiento relativo entre ambos, liberando así a pilas y dintel de flexiones parásitas, caras de resistir y de nula utilidad. Tal articulación en clave hace más que recomendable disponer un pretensado superior, suplementario, no por condiciones resistentes, sino de deformabilidad, de modo que en el estado permanente de ley de tensiones, en todas las secciones del dintel, debida al peso propio, la carga permanente de superestructura y el pretensado, resultara la de un elemento sometido a compresión centrada, evitando de este modo los importantes descensos alimétricos que con el tiempo han mostrado los puentes de la primera generación construídos por voladizos sucesivos, en los que, sistemáticamente, se recurría a la articulación. En resumen, la solución pórtico que, además de un mayor canto en arranque y mayor cuantía de pretensado superior, suponía las complicaciones de construcción y conservación de la rótula central, fue desechada.

Los dos problemas que planteaba el esquema de viga continua, la estabilidad provisional y la resistencia ante sollicitaciones sísmicas, se podían resolver, en este caso, con cierta simplicidad y suficiente garantía, como veremos más adelante. Al mismo tiempo, esta solución estructural añadía una clara ventaja adicional para el constructor y, en definitiva, para el usuario: la posibilidad de poder efectuar un reglaje alimétrico correcto, antes del cierre en clave, actuando, en su caso, sobre cada uno de los semipuentes, mediante gatos ubicados en los estribos.

Confirmada la validez de la tipología longitudinal, había que buscar una solución para lograr la anchura de 11 metros de plataforma, a partir de los carros disponibles. Estos eran los utilizados para la construcción del puente de Juanambú, [1], cuya plataforma tenía un ancho total de 8,90 m, de los cuales 7,90 m correspondían a la calzada, completándose con dos barreras rígidas de 50 cm. Como solución para ensanchar la plataforma, optamos por realizar las aceras como elementos prefabricados de hormigón armado, con una entrega de 15 cm en el voladizo, de modo que los 35 cm restantes pudieran utilizarse para realizar su enlace, vertiendo una franja de hormigón "in situ" una vez construido el puente y convenientemente reglado alimétricamente el perfil de su imposta.

Así, se concibieron las aceras definidas en las figuras 2 y 3, cuyo proceso de construcción se resume en la figura 4, donde a primera vista puede llamar la atención la considerable anchura de los nervios, que resultaba necesaria para transmitir, hasta el voladizo, el momento producido por el impacto de un vehículo contra la barandilla, de valor, según normas AASHO, algo superior a 4 toneladas.

En cuanto a la sección transversal, su definición geométrica venía impuesta por el encofrado de que disponía el constructor. En la figura 5, se representa la sección centro-luz del vano central. Como puede verse, se trata de un cajón monocelular de 5 m de fondo, completado por voladizos de 1,95 m. Su canto varía, según una parábola de segundo grado, desde 1,82 m en la sección pretensada, hasta 4,52 m en la de apoyo en pila. La geometría de la losa superior es constante a lo largo de todo el puente; mientras que la losa inferior conserva los 16 cm de espesor durante el 30 por 100 de la longitud final de cada voladizo, creciendo

SECCION TRANSVERSAL POR CENTRO LUZ
ESCALA 1:25

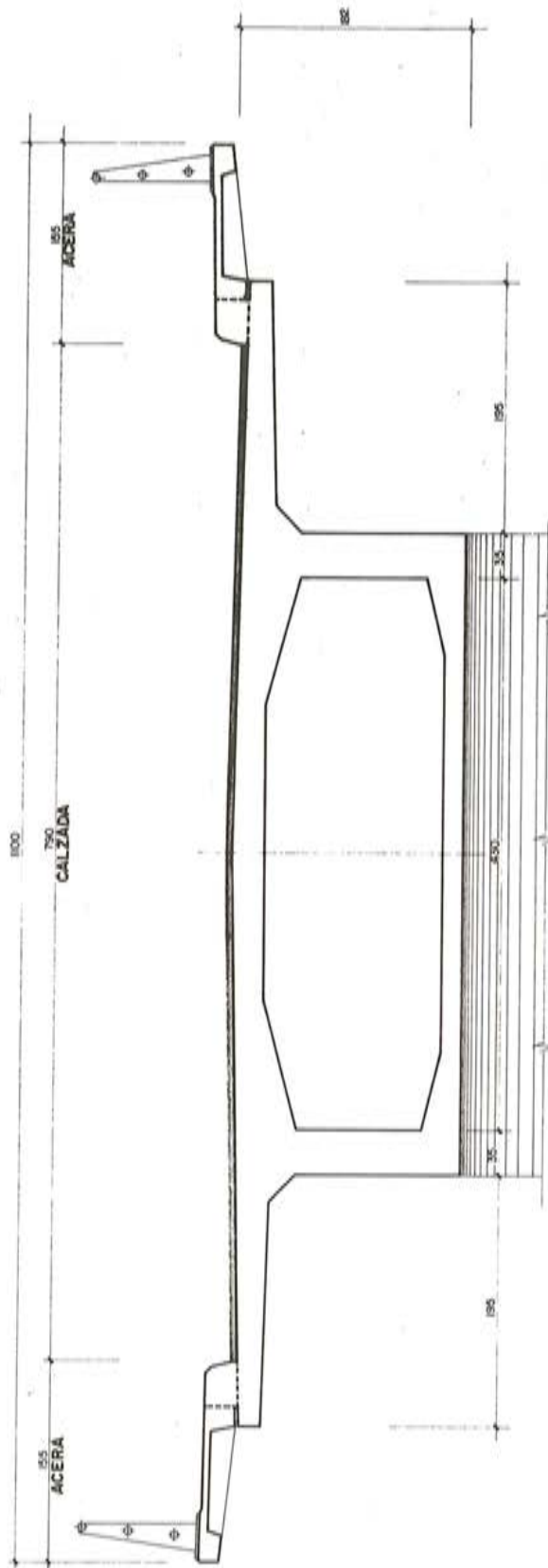


Fig. 2. Sección transversal tipo

PLANTA ESPEJO. ACERA PREFABRICADA
ESCALA 1:10

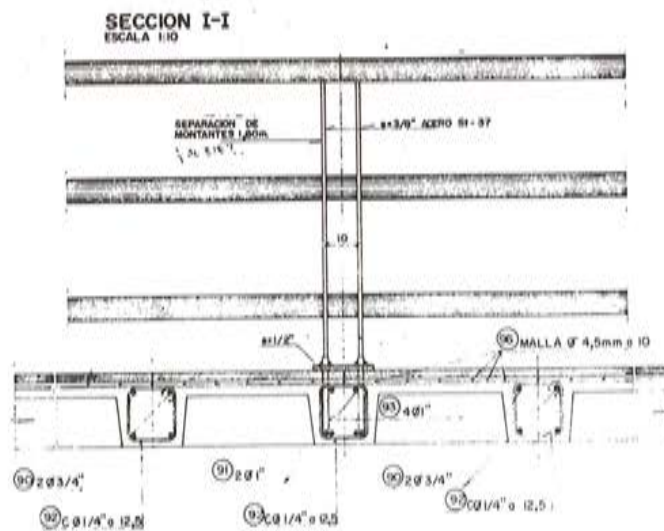
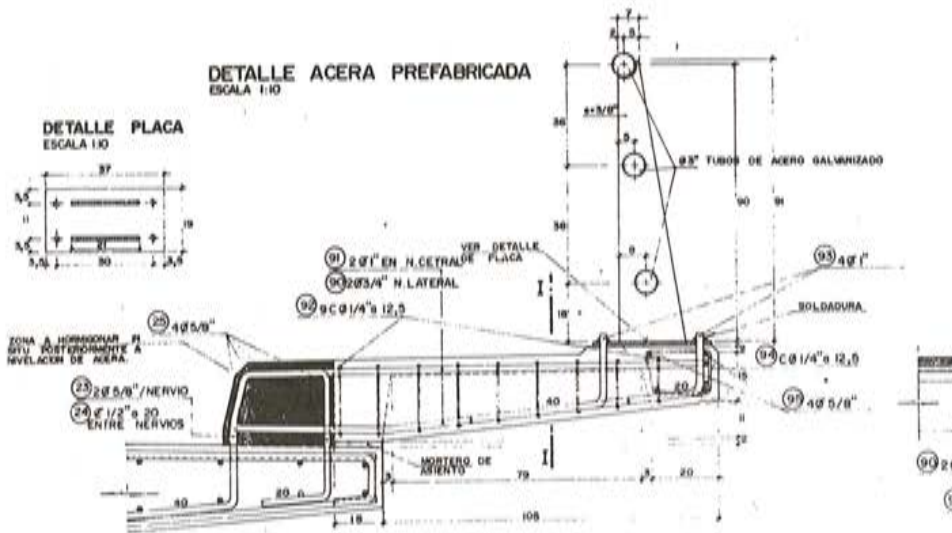
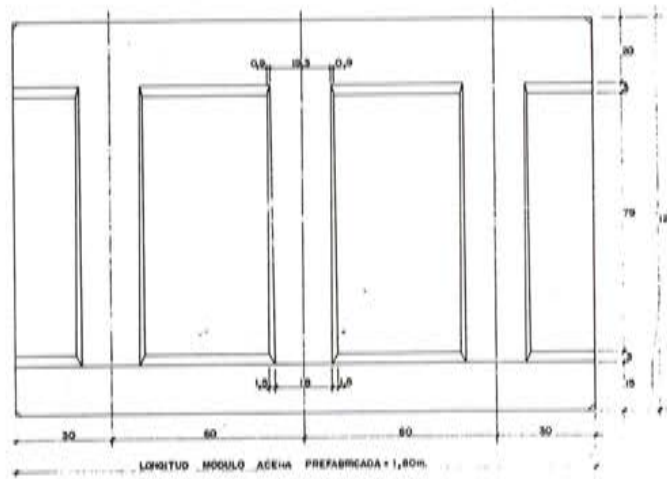


Fig. 3. Aceras prefabricadas (a), (b) y (c)

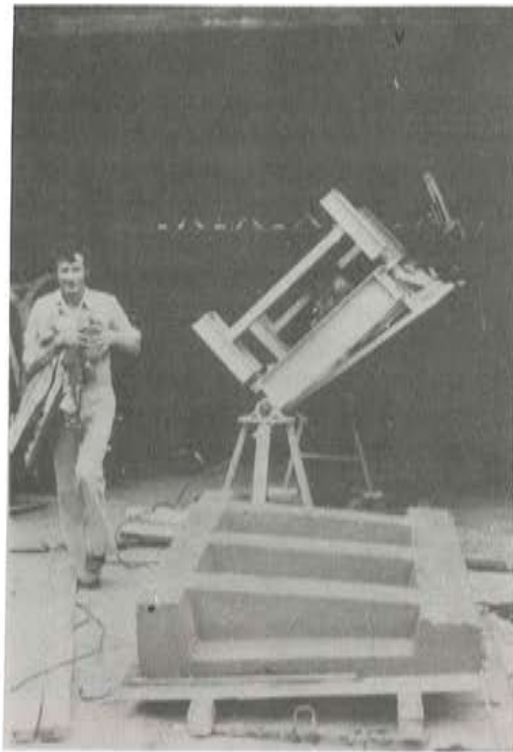


Fig. 4. Desmoldeo de las aceras

linealmente desde esta sección hasta la de apoyo en pila, donde alcanza un espesor teórico de 52 cm. Las almas tienen una anchura constante de 35 centímetros, excepto en la zona próxima a la pila donde, para lograr un apoyo sobre los neoprenos lo más directo posible, se ensanchan hasta 1,20 m, no suponiendo dificultad constructiva alguna ya que ésta es la zona que se ejecuta sobre cimbra para, posteriormente, proceder al montaje de los carros de avance.

La Administración colombiana exigía una verificación de la seguridad frente al sismo, con un valor de la aceleración horizontal igual al diez por ciento del valor de la gravedad, que debía aplicarse a la totalidad de las cargas permanentes (peso propio estructural y superestructura). Antes de tomar cualquier tipo de decisión, se dimensionaron los apoyos de neopreno en pilas y estribos, bajo condiciones de servicio, y se verificaron posteriormente las tensiones y movimientos en caso de sismo. Para ello se utilizaron los criterios de las normas francesas [2]; y las condiciones determinantes para el dimensionamiento de los apoyos fueron las siguientes:

- Neoprenos de pilas: El tamaño en planta quedó determinado por la máxima tensión de compresión vertical, dando lugar a dos placas de 800 x 800 mm². La elección de su espesor vino impuesta por la condición recomendada de no ser inferior al décimo de la planta, resultando 80 mm; muy sobrados en cuanto a capacidad de distorsión ante movimientos lentos y posibilidad de giro.
- Neoprenos de estribos: Aquí, el aspecto condicionante resultó el movimiento impuesto de larga duración, debido a las deformaciones lineales del dintel, que se limitó de modo que originara una distorsión de valor: $\text{tg } \gamma \leq 0,5$, dando lugar a un espesor neto de elastómero, de 100 mm; lo que por estabilidad exigía una planta de 500 x 500 (mm x mm), muy sobrada en cuanto a capacidad resistente ante tensiones verticales de compresión.

Debido a la rigidez de estos neoprenos del estribo (motivada por su dimensión en plan-

SECCION TRANSVERSAL POR CENTRO LUZ
 ESCALA 1:25

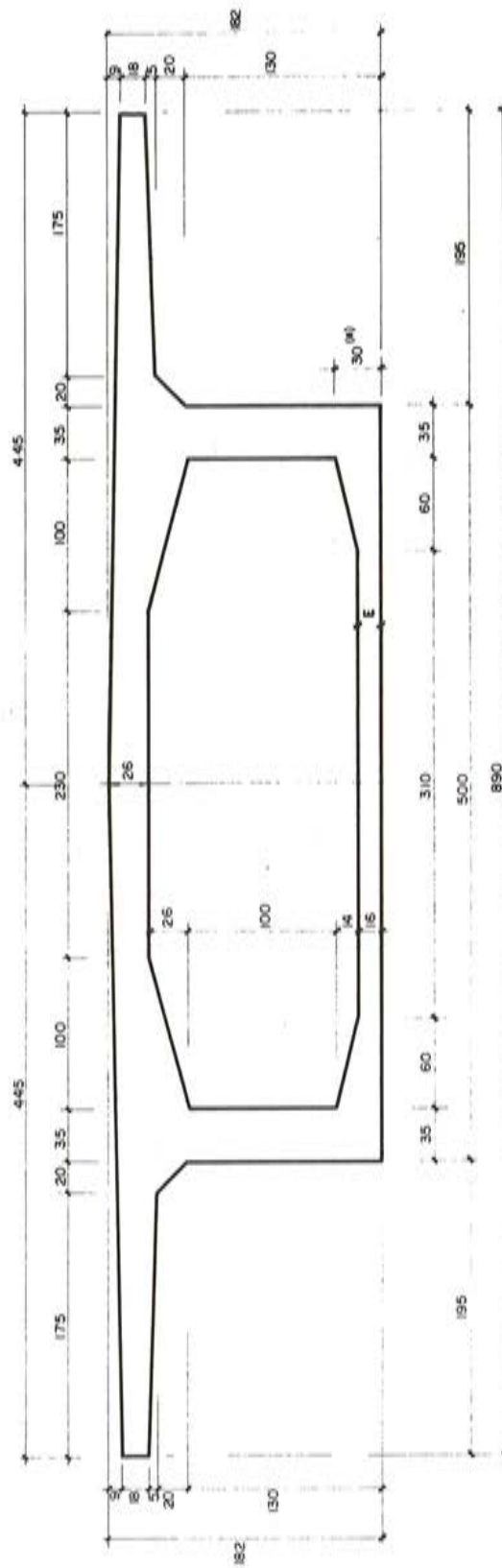
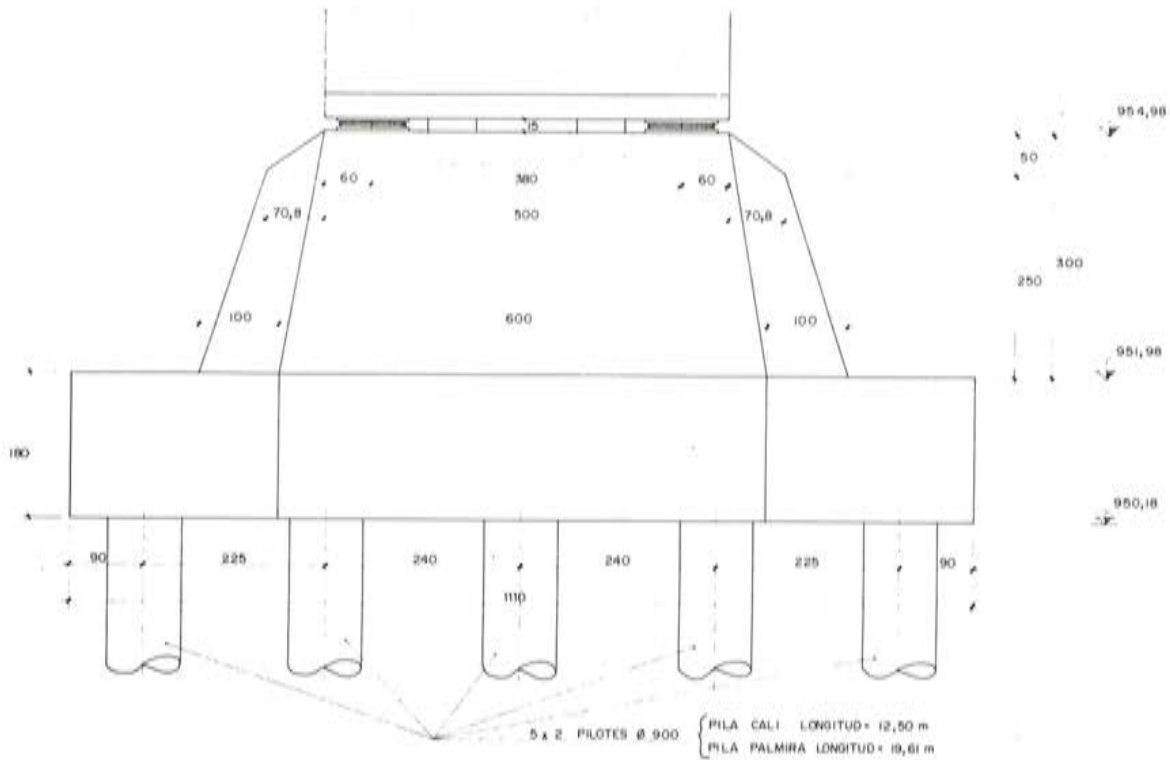
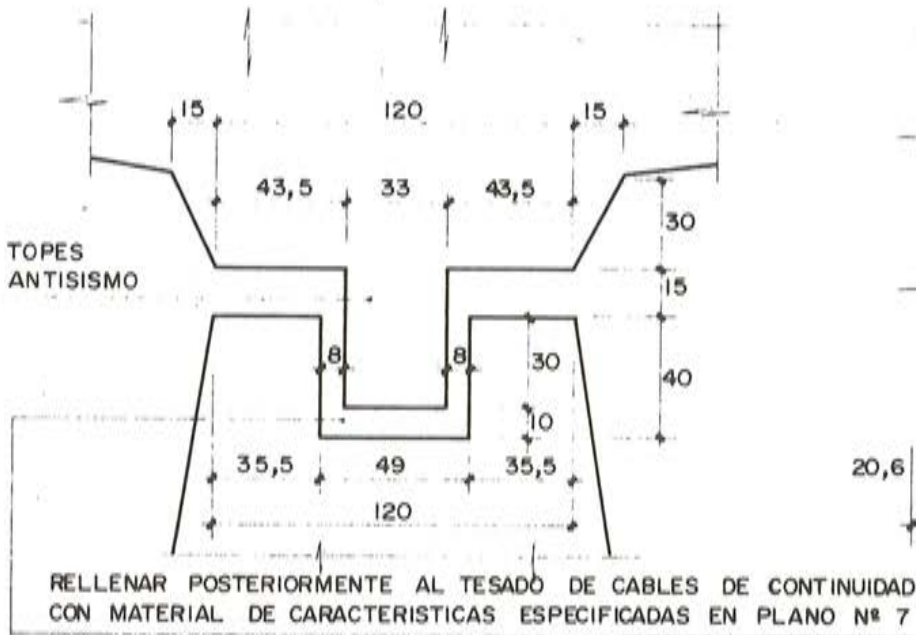


Fig. 5. Sección transversal por clave

VISTA FRONTAL
ESCALA 1:40



SECCION I-I
ESCALA 1:20



SECCION II-II
ESCALA 1:20

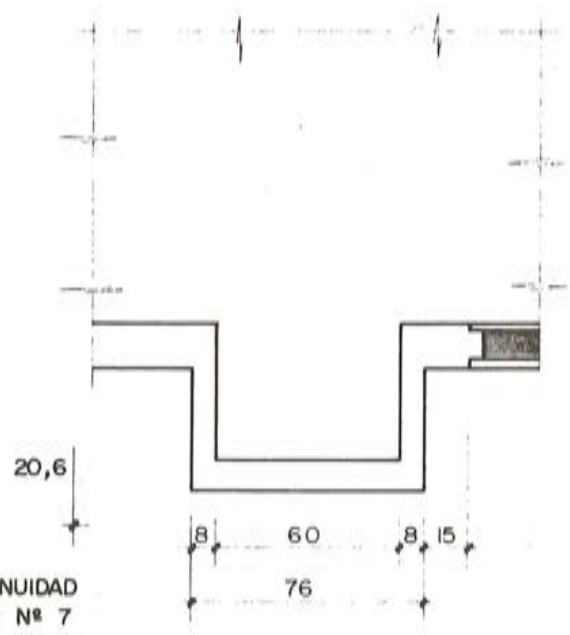


Fig. 6. Topes de sujeción frente al sismo, en pilas

ta), el movimiento máximo previsto en caso de actuar el sismo especificado, resultaba de 44 mm; originando un incremento de distorsión en los aparatos de apoyo, de valor: 0,55 en pila y 0,44 en estribo; que, sumados a los previstos por deformaciones impuestas, resultaban del orden de: $\text{tg } \gamma = 0,9$; valor que nos pareció aceptable en esta hipótesis de carga, si tenemos en cuenta que en los aparatos de apoyo homologados se exige que la rotura por distorsión se produzca, como mínimo, para valores de $\text{tg } \gamma$ iguales a dos. No obstante, y con el fin de impedir, en cualquier caso, el deslizamiento total del puente y asegurar su respuesta durante construcción, proyectamos unos topes antisismos, en pilas y estribos. Consistían éstos (figuras 6 y 7) en unos salientes de hormigón, que nacen en los diafragmas de apoyo, y que se alojan con una cierta holgura en cajetines dispuestos en pilas y estribos. Durante la construcción de cada semipuente, éste se bloqueaba mediante cuñas de madera, que acodalaban, los dos salientes dispuestos en cada sección de pila, contra su respectivo nicho, para desbloquearlos antes del pretensado de continuidad y pasar, posteriormente, a rellenar el espacio existente mediante grasa de consistencia adecuada (por ejemplo, la utilizada en los rodamientos de automóviles). De este modo, y con el puente en servicio, la grasa no coarta los movimientos debidos a las deformaciones lentas del dintel; mientras que su viscosidad hace que pueda transmitir al soporte una fracción de los esfuerzos dinámicos, descargando así el trabajo de los neoprenos.

SECCION I-I
ESCALA 1:50

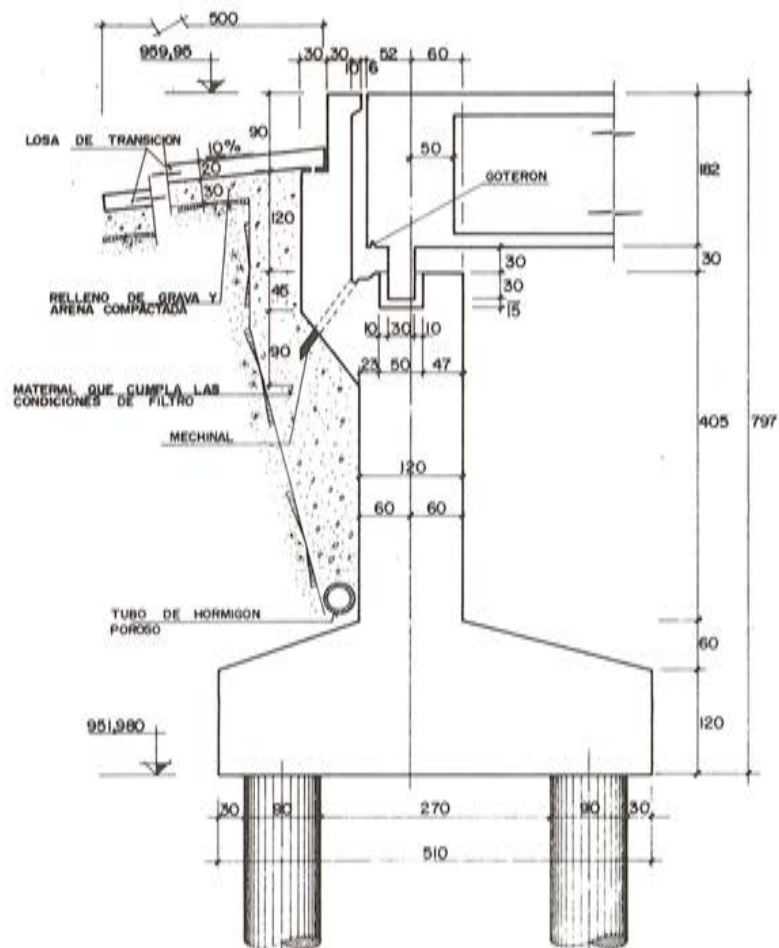


Fig. 7. Topes de sujeción frente al sismo, en estribos

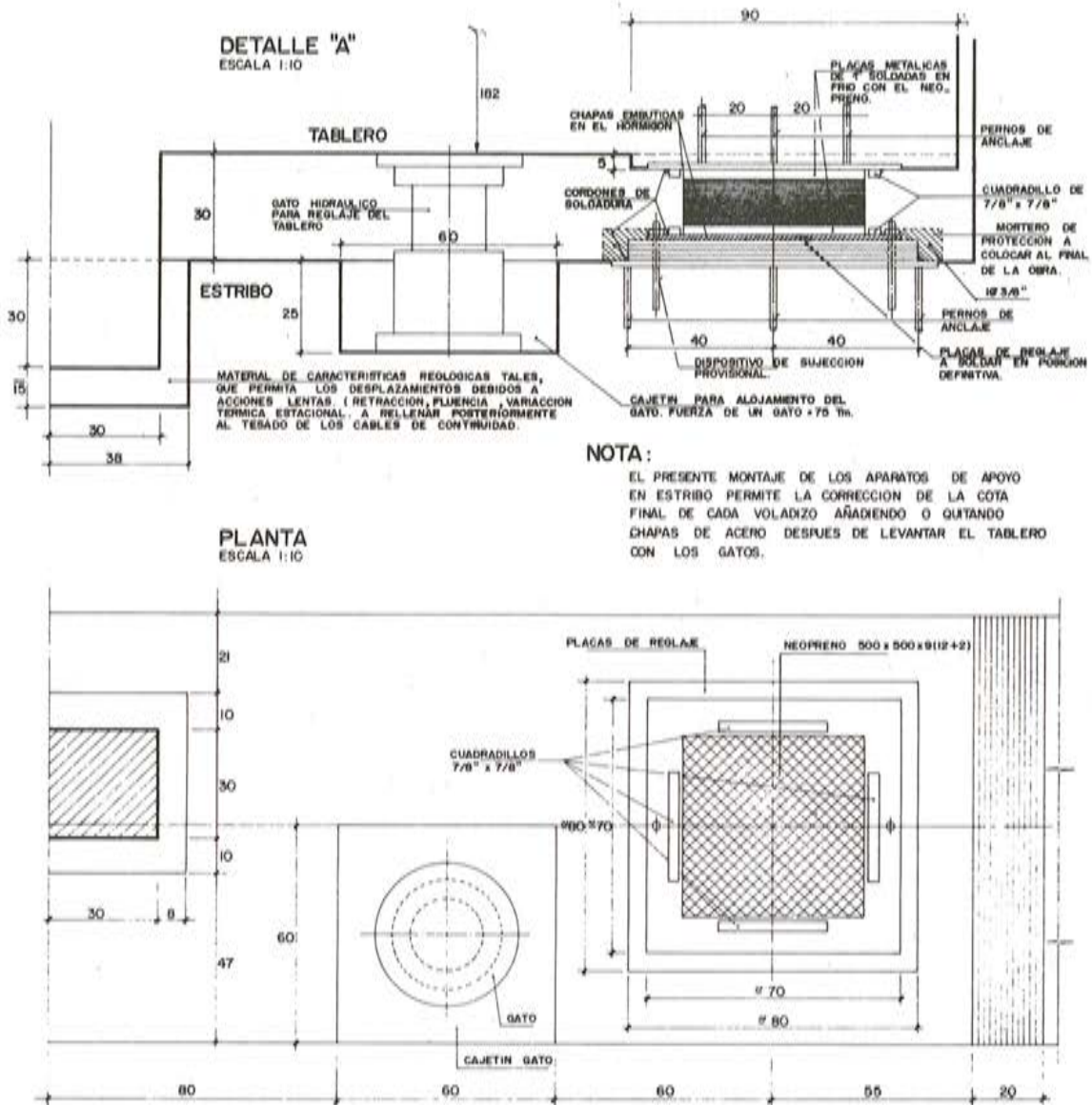


Fig. 8. Disposiciones constructivas para permitir la corrección altimétrica

El otro problema que plantean los puentes construidos por voladizos sucesivos con una relación de luces (1 + 2 + 1) es el despegue de los apoyos extremos sobre estribos, cuando la sobrecarga actúa en el vano central. Para resolverlo, se han decantado, fundamentalmente, tres soluciones: contrapesar los extremos de dintel; anclarlo a los estribos mediante armaduras activas o pasivas, o bien recurrir a un apoyo a media madera invertido. En el presente caso, optamos por la primera de estas soluciones, no sólo por sus garantías de durabilidad sino, además, por permitir la corrección de la cota de clave de ambos voladizos antes del hormigonado de la dovela de continuidad. En la figura 8 se representan con detalle las disposiciones constructivas adoptadas. Como allí puede verse, consisten éstas en montar los aparatos de apoyo sobre una serie de placas metálicas superpuestas. De este modo, cuando los vanos laterales se han completado y se ha hormigonado el contrapeso, puede anularse el sistema de estabilidad provisional, y proceder entonces a levantar mediante gatos —alojados, en este caso, en un cajetín que puede conservarse y permitir así la sustitución de los aparatos de apoyo— el extremo de cada medio tablero. Si suprimimos chapas metálicas, el correspondiente semipunto gira sobre los apoyos de pila, elevándose su clave; mientras que si introducimos nuevas chapas, se produce su descenso. Regulando convenientemente el espesor de éstas, puede lograrse que la diferencia de cota entre ambos extremos libres de voladizos, sea lo suficientemente pequeña para ser absorbida en la dovela de clave. En la figura 9 se presenta una vista aérea del estribo, donde pueden apreciarse todos los detalles indicados: chapas metálicas de base de apoyo de los neoprenos, cajetines para el alojamiento de los gatos, así como el hueco central previsto donde se embute el tetón saliente del tablero que constituye el tope antisismo.

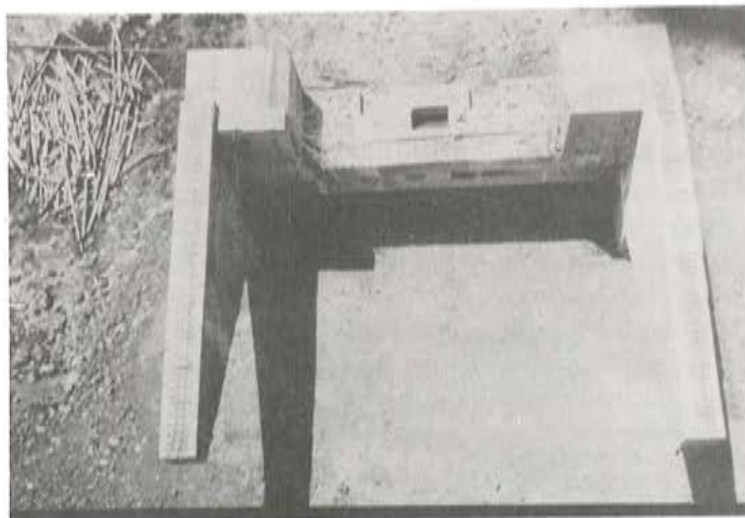
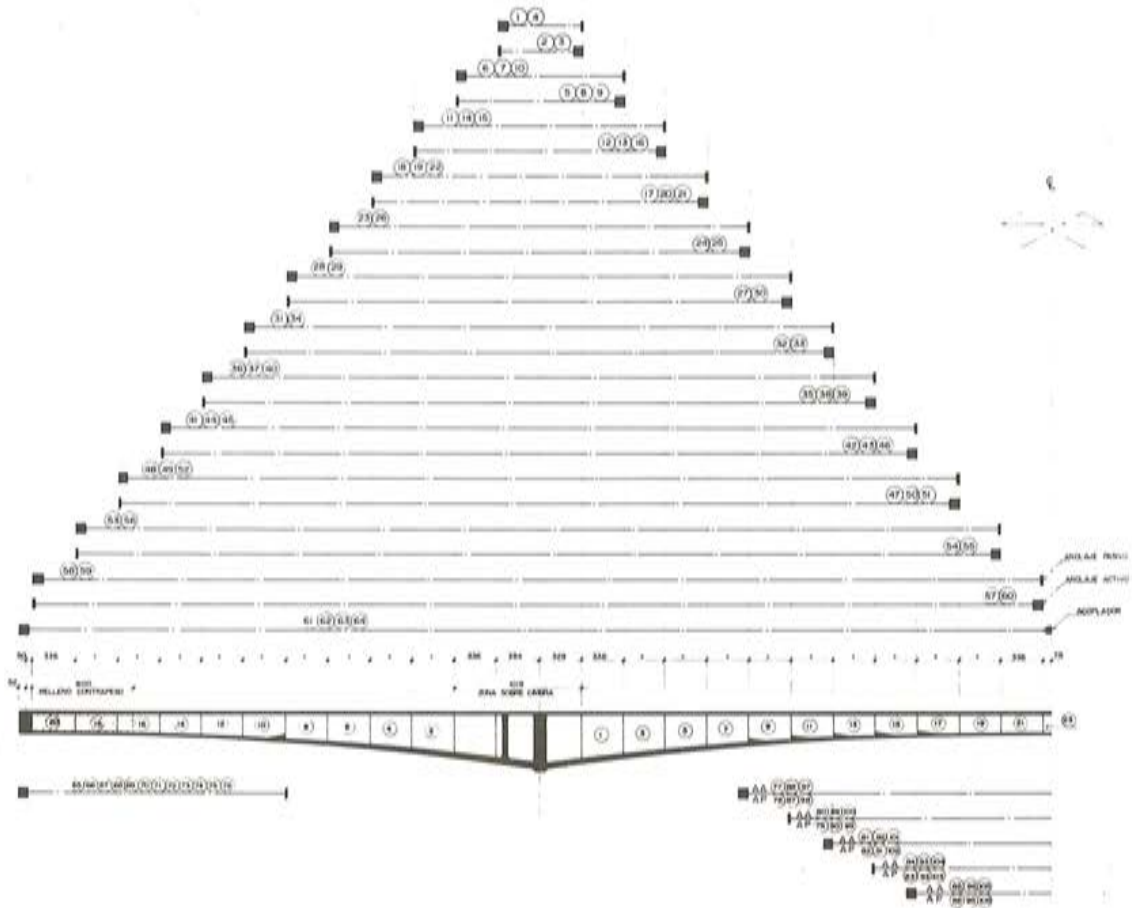


Fig. 9. Vista aérea del estribo

ESQUEMA DEL PRETENSADO
ESCALA 1/200



SEMISECCIONES DE PRETENSADO
ESCALA 1/20

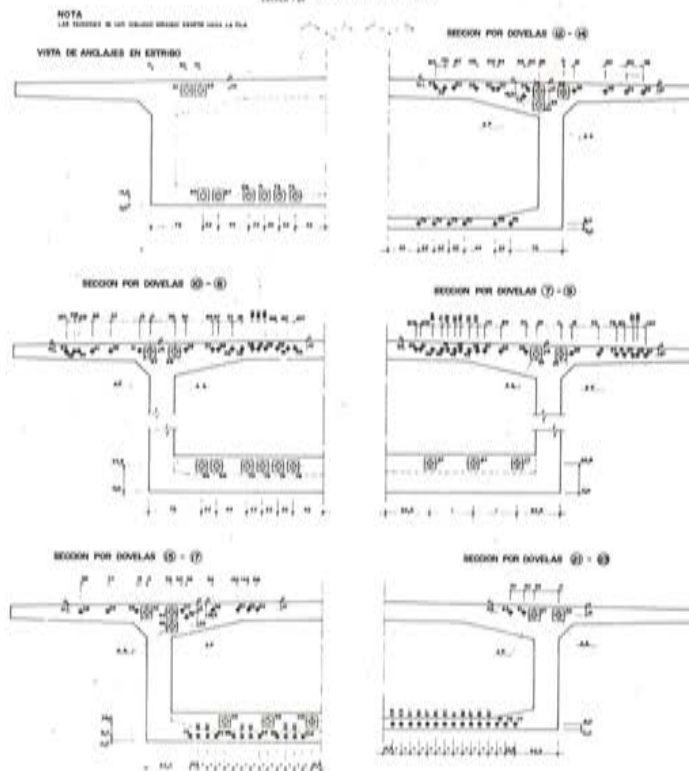


Fig. 10. Pretensado longitudinal

La definición del pretensado, junto con la discretización de dovelas empleadas en la construcción, quedan reflejadas en la figura 10. Como allí puede verse, se realiza una primera zona sobre cimbra, de 10,19 m de longitud, para montar el primer carro de avance. Este tramo es disimétrico respecto a la pila, construyéndose más longitud en el lado opuesto al río. El resto de las dovelas tienen 3,36 m de largo, excepto la traviesa de estribo y la dovela de clave, que cubre 1,50 m. El pretensado está compuesto por tendones $6 \phi 0,5''$, de acero de calidad 190/170, tesados inicialmente a una fuerza de 85 Mp. El sistema utilizado fue el BARREDO Multi-B, con taco de anclaje de 105 mm y placa de reparto de 170 x 170 (mm x mm). Su disposición es la usual en este tipo de puentes, constando de: pretensado superior de construcción, (tendones núms. 1 a 60); pretensado superior de continuidad, (tendones núms. 61 a 64), necesario para subir la resultante, de modo que quede dentro del núcleo central cuando se enlazan ambos voladizos; pretensado inferior de vano lateral, para hacer frente a la flexión positiva introducida por el contrapeso en fase isostática (tendones núms. 65 y 66); y pretensado inferior de continuidad de vano central (tendones núms. 67 a 106). Los anclajes del cableado de construcción se sitúan en las cartelas del forjado superior; mientras que los del pretensado inferior de continuidad se alojan en resaltes de hormigón que surgen de la tabla inferior y corren de alma a alma.

3. ALGUNAS ASPECTOS RELATIVOS AL CALCULO

El puente debía proyectarse para el tren de cargas definido por las normas AASHO entonces vigentes, consistente en una carga puntual de 18,4 Mp y una sobrecarga repartida de 2,91 Mp/ml, empleando, para la flexión local de voladizos y forjados, el camión de tres ejes de pesos 4,8 + 18,9 + 18,9 Mp (incluyendo impacto), vía de (4,3 + 4,3) metros y 1,80 m de batalla. Como restantes acciones que originan flexión en el dintel se consideraron:

1º) El efecto de un gradiente térmico de 5°C entre caras superior e inferior, compatible con la máxima sobrecarga, o bien, un gradiente de valor doble, concomitante sólo en las acciones permanentes. En este cálculo, se tomaba como módulo de deformación del hormigón el correspondiente a cargas instantáneas.

2º) El efecto de la redistribución de esfuerzos debida a la fluencia por cambio del esquema estático; lo que origina una ley de momentos flectores positiva en todo el dintel, de forma trapecial, con valor nulo, evidentemente, en ambas secciones de apoyo en estribos, y con los vértices situados bajo las secciones de pilas.

Los valores de las tensiones normales que originan dichas acciones en la sección centro luz del vano central, se recogen en el siguiente cuadro:

Acción	Momento	Tensión en fibra inferior sección de clave
$\Delta T = 5^{\circ}\text{C}$	332 m · Mp	- 21 Kp/cm ²
Redistribución de esfuerzos por fluencia.	284 m · Mp	- 18 Kp/cm ²

Puede comprobarse su concordancia con los órdenes de magnitud indicados por J. Mathivat en [3]. Otro aspecto que se consideró fue la verificación de las tensiones iniciales en las secciones próximas a clave, teniendo en cuenta el procedimiento realmente utilizado para el hormigonado en dicha dovela. Se llevó éste a cabo —como es habitual— empleando uno de los carros de avance, amarrando también el encofrado al otro voladizo, donde no existe carro, de modo que el peso del hormigón fresco se reparta entre ambos. Ocurre que el carro se posiciona sobre una estructura isostática, y se retira sobre una estructura continua, originando una flexión, de signo negativo, en la zona central del dintel, que se disipa con el tiempo por fluencia, pero que en el instante inicial provoca compresiones en el forjado inferior que se añaden a las ya fuertes precompresiones originadas por el valor inicial del pretensado. En este caso, se alcanzaban tensiones normales, en fibra inferior, de 141 Kp/cm^2 , de los cuales 25 Kp/cm^2 correspondían al efecto de la retirada del carro, de 50 Mp de peso.

En cuanto a la verificación de la estabilidad durante construcción, se consideraron las siguientes acciones:

- hormigonado disimétrico de una dovela.
- una carga puntual de 15 Mp , situada en el extremo del voladizo cuya dovela se estaba hormigonando.

Con estas acciones —hoy, las referencias [3] y [4] pueden suministrar criterios más contrastados— el mínimo coeficiente de seguridad relativo a la descompresión de la pantalla de estabilidad provisional —cambio de esquema estático al experimentar este soporte un cambio de rigidez desde $E_c A_c/h$ a $E_s A_s/h$, donde el subíndice “s” es relativo al acero de los tendones que pretensan la pantalla, y “c” se refiere al hormigón de la misma— tenía un valor $\gamma = 1,67$; mientras que el relativo a la rotura de los tendones alcanzaba un valor $\gamma = 3$. Destacaremos, por último, el hecho de que, debido al pequeño brazo de palanca existente entre pila y pantalla para absorber el momento desequilibrado en construcción, la sollicitación tangente de las secciones situadas entre ambas era superior en fase de construcción a la máxima de servicio.

4. CONSTRUCCION

Ya hemos comentado anteriormente, en la figura 10, la discretización del tablero en dovelas, para su construcción avanzando por voladizos sucesivos. Un resumen de las sucesivas etapas se recoge en la figura 11. Aquí vamos a limitarnos a comentar los aspectos más interesantes relativos a la ejecución del tablero, y las principales incidencias surgidas durante su construcción. En primer lugar, describiremos el sistema utilizado para dar al puente estabilidad provisional. Como puede verse en la figura 12, ha consistido éste en una pantalla corrida, de anchura la del fondo del tablero, y 40 cm de espesor, que está empotrada en la proximidad del borde del encepado y situada del lado opuesto al río. El apoyo del tablero se realiza mediante una cuña de hormigón prefabricado, la cual deja paso a 10 tendones de pretensado $6 \phi 0,5''$, que están alojados en vainas llenas de aceite soluble y que disponen de un anclaje pasivo en el encepado y el activo en el borde del tablero. A causa de la poca potencia de los tendones, que de modo obligatorio había que emplear, éstos ocupaban bastante espacio transversalmente en el forjado superior; por lo que fue necesario realizar un segundo diafragma en el cajón, situado precisamente sobre la pantalla, para evitar flexiones y lograr que la fuerza de los anclajes se transmitiera directamente, por compresión, hasta el apoyo provisional. En la figura 13, puede verse la pila y la pantalla, cuando aún se está encofrando el fondo de una parte de la zona de dintel construida sobre cimbra, apreciándose

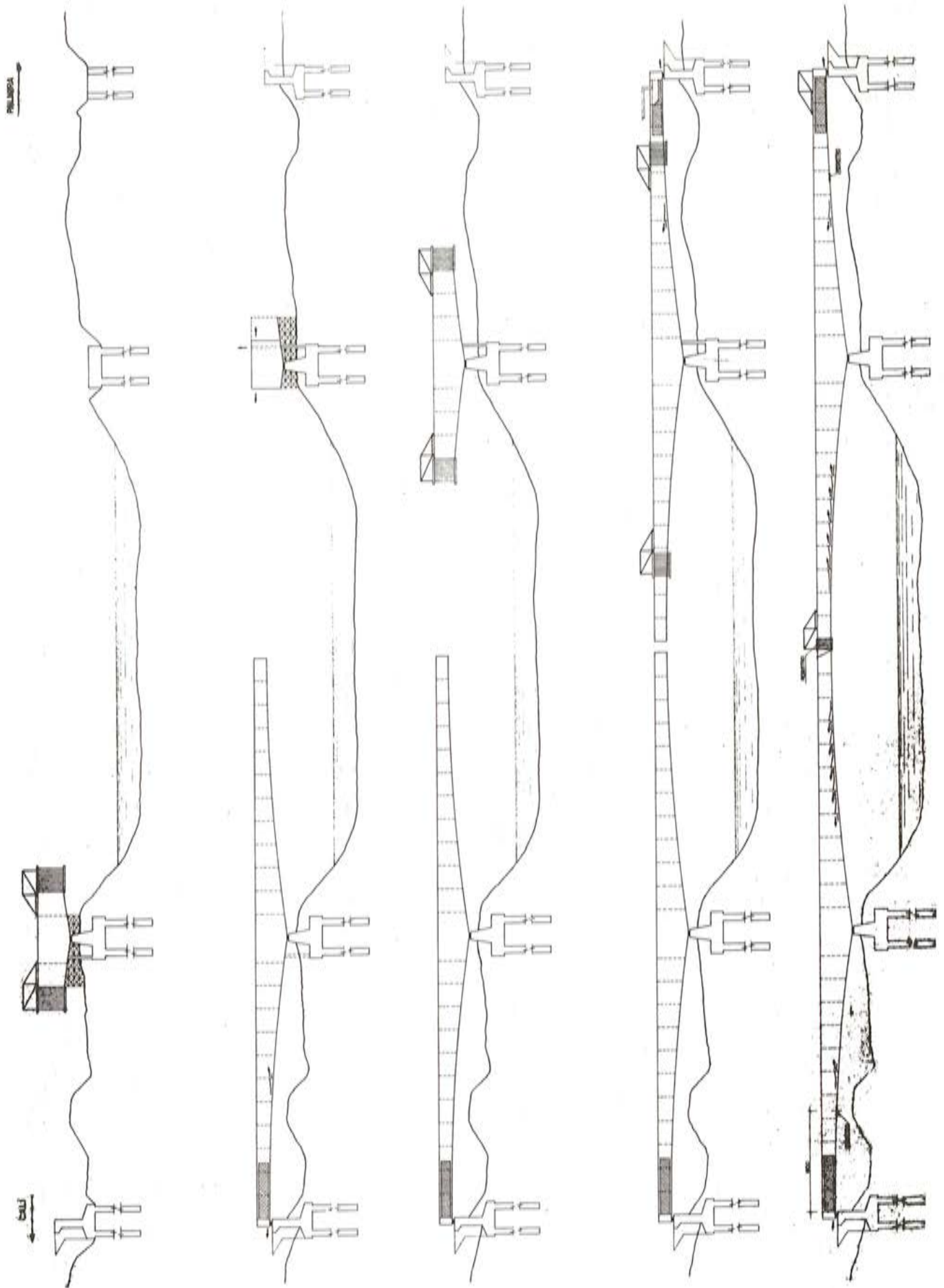


Fig. 11. Proceso constructivo

SECUENCIA DEL PROCESO CONSTRUCTIVO

REPLANTEO.

EJECUCION PILOTES PILA LADO CALI.

EXCAVACION, COLOCACION DE REFUERZOS Y HORMIGONADO ENCEPADO.

ALZADO DE PILA LADO CALI Y PANTALLA DE ESTABILIDAD PROVISIONAL.

MONTAJE DE LA CIMBRA EN ARRANQUE DE PUNTEL SOBRE PILA 1.

HORMIGONADO DE LA ZONA " IN SITU" Y TESADO.

TESADO DE LOS TENDONES VERTICALES DE ESTABILIDAD.

MONTAJE DEL CARRO Nº1 (VANO CENTRAL).

HORMIGONADO DE LA DOVELA Nº ① (VANO CENTRAL); TESADO.

AVANCE DEL CARRO Nº1.

MONTAJE DEL CARRO Nº2 (VANO LATERAL).

HORMIGONADO MEDIANTE EL CARRO Nº2, DE LA DOVELA ② (VANO LATERAL).

HORMIGONADO DOVELA ③ TESADO, AVANCE EN VOLADIZO SIMULTANEO CON AMBOS CARROS HORMIGONANDO LAS DOVELAS EN RIGUROSO ORDEN, INDICADO POR SU NUMERACION.

SE RECOMIENDA EMPEZAR EL HORMIGONADO POR LA CARA MAS ALEJADA, RETROCEDIENDO HACIA LA DOVELA YA EJECUTADA.

EJECUCION RESTO DEL PILOTAJE.

EJECUCION DE ENCEPADOS.

ALZADO DE PILA Y PANTALLA LADO PALMIRA.

ALZADO DE ESTRIBOS HASTA LOS APOYOS DE REOPRIMO.

CIMBRADO ARRANQUES DENTRO SOBRE PILA LADO PALMIRA.

HORMIGONADO SOBRE CIMBRA PRIMERA FASE.

FINALIZACION DE LOS VOLADIZOS PILA LADO CALI INCLUSO DOVELAS ⑳ y ㉑.

RETIRADA SIMULTANEA DE LOS CARROS HASTA PILA DESPLAZANDOLOS INTERVALOS MAXIMOS DE 5 m, CORRIENDO PRIMAMENTE EL CARRO Nº1. DESMONTAJE DE LOS CARROS EN ZONA DE PILAS, TRASLADO A LA PILA LADO PALMIRA.

HORMIGONADO DE LA DOVELA ㉒.

TESADO DE LOS TENDONES Nº 65 y 66 SEGUN ESPECIFICACIONES.

HORMIGONADO DEL CONTRAPESO EN DOS FASES DISTANCIADAS 3 DIAS.

DESTESADO DE LOS TENDONES VERTICALES DE ESTABILIDAD Y SUPRESION DE APOYO SOBRE LA PANTALLA.

TESADO TENDONES VERTICALES DE ESTABILIDAD EN PILA PALMIRA.

MONTAJE CARRO Nº1 (VANO CENTRAL), SOBRE PILA PALMIRA.

HORMIGONADO DOVELA ① VOLADIZO PALMIRA Y TESADO.

MONTAJE DEL SEGUNDO CARRO.

EJECUCION IDENTICA A LA ANTERIOR DE LOS VOLADIZOS LADO PALMIRA, INCLUSO DOVELAS ⑳ y ㉑.

EJECUCION DOVELA ㉒.

TESADO TENDONES Nº 65 y 66 DEL VANO LATERAL LADO PALMIRA.

HORMIGONADO EN DOS FASES DEL CONTRAPESO LADO PALMIRA.

SI PARA LAS DOS FASES ANTERIORES ES NECESARIO CORRER EL CARRO Nº2 (VANO LATERAL), HACIA LA PILA, SE DEBERA CORRER EL CARRO Nº1 LA MISMA DISTANCIA.

DESTESADO DE LOS TENDONES VERTICALES DE ESTABILIDAD Y RETIRADA DE LAS CURVAS METALICAS DE LAS PANTALLAS.

EVENTUALMENTE, REAJUSTE ALTIMETRICO DE LOS VOLADIZOS MEDIANTE LA APLICACION DE LOS GATOS SOBRE ESTRIBOS Y BLOQUEO DEFINITIVO DE LAS CHAPAS METALICAS BAJO APOYOS.

SE EMPLEARA EL CARRO Nº2 PARA EJECUTAR LA DOVELA DE CLAVE, EL CARRO Nº2 DEBERA ESTAR EN POSICION SIMETRICA RESPECTO A LA PILA PARA CONTRAPESAR, TODO EL PESO DEL ESCOFRADO PUEDE SUSPENDER DE ESTE VOLADIZO, PERO AQUEL DEBEJA AMPARRARSE AL OTRO A FIN DE QUE EL PESO DEL HORMIGON DE LA DOVELA DE CLAVE SE REPARTA IGUALMENTE ENTRE AMBOS.

HORMIGONADO DE LA DOVELLA DE CLAVE. TESADO DE LOS TENDONES DE CONTINUIDAD SEGUN ESPECIFICACIONES.

HECHA LA ESTRUCTURA CONTINUA, SE COLOCARAN LAS ACERAS PREFABRICADAS, COMPROBADA SU NIVELACION SE HORMIGONARA EL BORDILLO DE ENLACE.

COLOCACION DE BARRANDELLA Y JUNTA DE CALZADA.

Fig. 11. Proceso constructivo

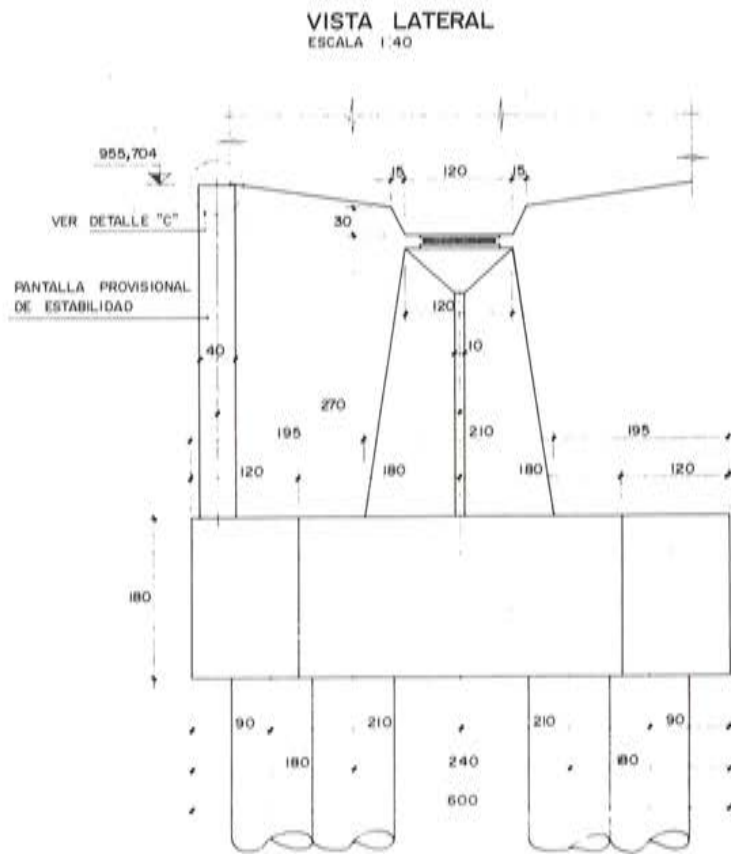
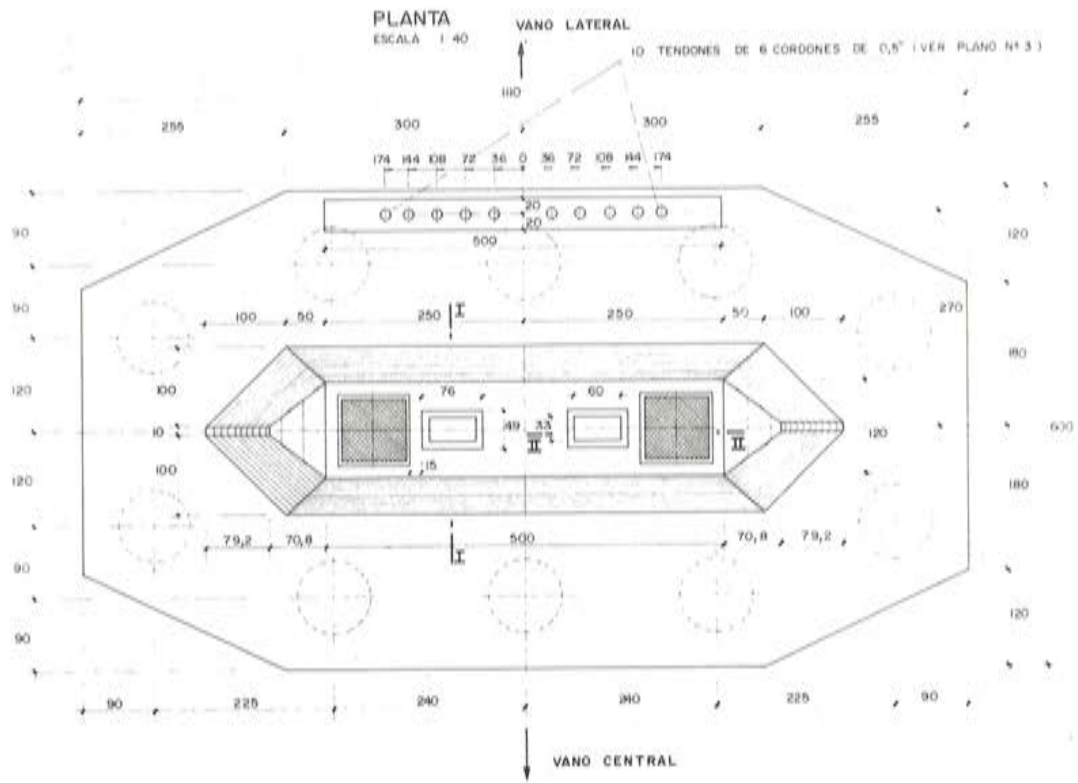


Fig. 12. Sistema de estabilidad provisional durante construcción



Fig. 13. Pila y pantalla de estabilidad provisional

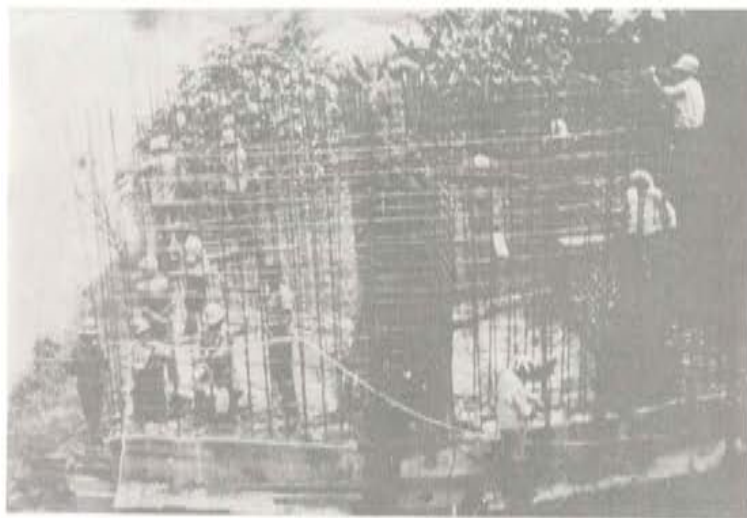


Fig. 14. Hormigonado de la zona sobre cimbra

se en la figura 14 una etapa más avanzada de ejecución. Las siguientes fases del proceso constructivo pueden verse: en la figura 15, donde se aprecia, al fondo, el anclaje de los tendones de estabilidad, realizado sobre una cama de hormigón zunchado, vertida sobre un plástico para permitir su supresión con facilidad; en la 16, que muestra el primer vuelo terminado, y en las 17 y 18, que corresponden al cierre en clave; mostrándose en la 19 un aspecto del puente prácticamente acabado, incluso aceras y barandilla.

Merece comentario un acontecimiento que surgió durante la construcción. Cuando los voladizos del primer semipunte alcanzaban, aproximadamente, veinte metros desde la pila, se produjo en la zona una sacudida sísmica de intensidad 6,5 en la escala de Richter. El tablero, que estaba apoyado verticalmente en los apoyos de pila y en la pantalla de estabilidad provisional, y sujeto horizontalmente con los tetones salientes de la traviesa de pila acodados contra los nichos mediante cuñas de madera, no sufrió desplazamiento alguno respecto de la pila, confirmando la validez de la solución de los topes antisismo.



Fig. 15. Avanzando en voladizo

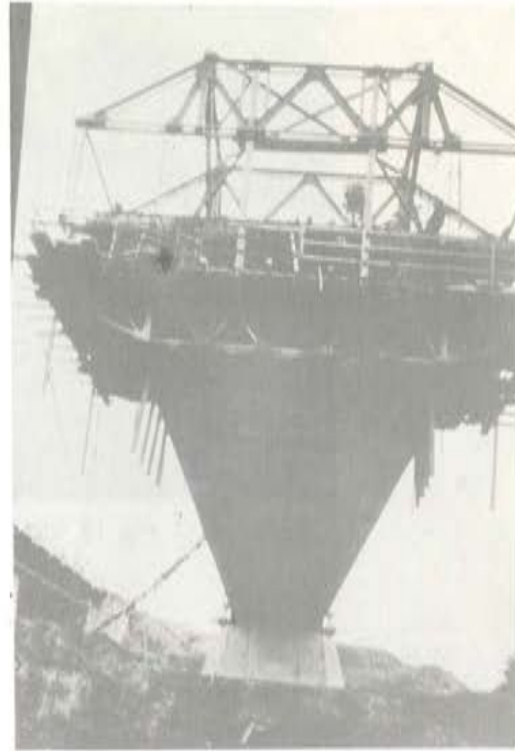


Fig. 16. Primer semipunte acabado



Fig. 17. Avance del carro para el hormigonado de la dovela de clave



Fig. 18. Cierre en clave



Fig. 19. Vista del puente terminado

Al final de la construcción de los voladizos, los pilotes habían experimentado un asiento de cuatro cm, que al producirse en fase isostática, no tuvo más trascendencia que la variación de cotas altimétricas en la rasante. Se realizó, mediante ordenador, un detallado estudio de flechas durante la construcción, para deducir las contraflechas convenientes de cada dovela; teniendo que ajustar al final la rasante, mediante los gatos, debido a los diferentes asientos de pilas, y estribos. Antes de proceder al cierre en clave, se midió durante dos días la oscilación de flechas en los extremos de ambos voladizos, debidas al soleamiento. Tal medición demostró que, si a las 6 de la mañana ambos voladizos estaban a su cota, a las 6 de la tarde uno de ellos experimentaba una flecha descendente de 23 mm, mientras que el otro sólo bajaba 21 mm. Estos resultados confirmaron la conveniencia de cerrar en clave de madrugada, de modo que, cuando ocurriese el máximo gradiente térmico, se hubiera aplicado ya una parte del pretensado de continuidad.

REFERENCIAS

- [1] VILLAR, J.M. "El puente de Juanambú (Colombia)". Hormigón y Acero, núms. 119-120, ATEP, Madrid, 1976.
- [2] SETRA. "Appareils d'appui en délastomère fretté". Boletín Técnico núm. 4. Ministère de l'Équipement. Paris. 1974.
- [3] MATHIVAT, J. "Evolution et récents développements des ponts a voussoirs préfabriqués". Annales ITBTP, 9/1976.
- [4] GRELU, M. "Pont de Gennevilliers sur la Seine". La Précontrainte en France. Londres 1978. Assoc. F. du Béton. Paris, 1978.
- [5] COMISION PERMANENTE DEL HORMIGON. "Instrucción para el proyecto y la ejecución de obras de hormigón pretensado EP-80". MOPU. Madrid 1980.



**asociación técnica
española del pretensado**